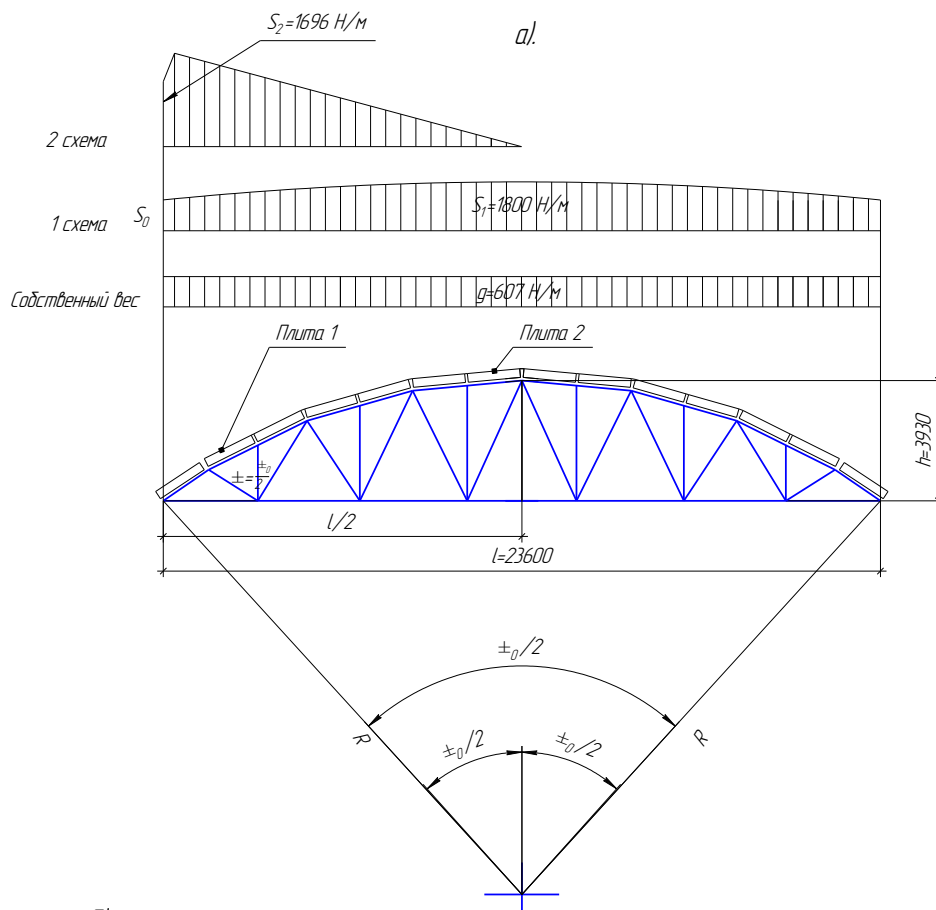


В. Г. МИРОНОВ, А. С. ТОРОПОВ

**ПОКРЫТИЕ ПО МНОГОУГОЛЬНЫМ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫМ  
ФЕРМАМ С ВЕРХНИМ ПОЯСОМ ИЗ БРУСЬЕВ  
РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ**



Нижний Новгород  
2017

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего  
образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

---

В. Г. МИРОНОВ, А. С. ТОРОПОВ

ПОКРЫТИЕ ПО МНОГОУГОЛЬНЫМ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫМ  
ФЕРМАМ С ВЕРХНИМ ПОЯСОМ ИЗ БРУСЬЕВ  
РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ

Утверждено редакционно-издательским советом университета  
в качестве учебно-методического пособия

Нижний Новгород  
ННГАСУ  
2017

ББК 38.5  
М 64  
Т 61

*Печатается в авторской редакции*

Рецензенты:

*В.Г. Котлов* – к.т.н, доцент, директор института строительства и архитектуры, профессор кафедры строительных конструкций и водоснабжения Поволжского государственного технического университета

*С.И. Рощина* – д-р т.н., профессор, зав. кафедрой строительных конструкций Владимирского государственного университета им. А. Г. и Н. Г. Столетовых

Миронов В.Г. Покрытие по многоугольным металлодеревянными фермам с верхним поясом из бруса. [Текст]: учебно-метод. пособие / В.Г. Миронов, А.С. Торопов; Нижегород. гос. архитектур.- строит. ун-т. - Н. Новгород: ННГАСУ, 2017. - 85 с. ISBN 978-5-528-00201-9

Представлены основные сведения о многоугольных фермах, а также пример расчета и конструирования покрытия над зданием деревообрабатывающего цеха. В приложениях приведена основная нормативная информация, необходимая для выполнения расчетов.

Предназначено для студентов очной и заочной форм обучения направления подготовки бакалавриата 08.03.01 «Строительство», изучающих курс «Конструкции из дерева и пластмасс», а также выполняющих ВКР (б) с использованием металлодеревянных ферм.

ISBN 978-5-528-00201-9

© В.Г. Миронов, А.С. Торопов, 2017  
© ННГАСУ, 2017

## СОДЕРЖАНИЕ

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ .....	4
1.1. Область применения.....	4
1.2. Основные положения расчета .....	6
1.3. Сборка фермы. ....	11
2. ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ .....	14
2.1. Исходные данные .....	14
2.2. Выбор конструктивного решения .....	15
2.3. Расчет плиты покрытия.....	16
2.3.1. Конструкция плиты .....	16
2.3.2. Исходные данные для расчета и проектирования .....	18
2.3.3. Приведенные геометрические параметры плиты.....	19
2.3.4. Подсчет нагрузок на плиту .....	21
2.3.5. Расчетные усилия в плите.....	25
2.3.6. Проверка плиты на прочность.....	25
2.3.7. Проверка верхней обшивки на местный изгиб между продольными ребрами от сосредоточенной силы.....	26
2.3.8. Проверка прочности клеевого шва между верхней обшивкой и продольными ребрами на скалывание (по п.6.29 [1]). .....	26
2.3.9. Проверка на скалывание древесины ребер .....	26
по нейтральному слою: .....	26
2.3.10. Расчет плиты на жесткость (прогиб) .....	26
2.4. Расчёт фермы .....	28
2.4.1. Геометрические параметры фермы .....	28
2.4.2. Подсчет нагрузок на ферму .....	33
2.4.3. Статический расчет фермы.....	41
2.4.4. Конструктивный расчёт .....	45
2. Литература .....	75
3. Приложение 1 .....	76
4. Приложение 2 .....	79

## 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

### 1.1. Область применения

Многоугольная металлодеревянная ферма с верхним поясом из брусьев относится к индустриальным конструкциям заводского изготовления и предназначена для применения в покрытиях однопролётных промышленных, общественных и сельскохозяйственных зданий с наружным отводом воды при пролётах 12-30м. Применение фонарей и подвесного оборудования в покрытиях по многоугольным фермам не рекомендуется.

Имея преимущество сегментных ферм в смысле очертания верхнего пояса, они невыгодно отличаются от них большим числом сборочных элементов и узлов, что сильно увеличивает трудоёмкость их изготовления. В зависимости от величины перекрываемых пролётов и нагрузок многоугольные фермы решают с различным количеством стоек в решётке (см. рис 1.1)

Верхний пояс многоугольной фермы представляет собой многоугольник, вписанный в окружность или описанный около неё.

Нижний пояс делают, как правило, металлический из профильной стали. Решётка выполняется из цельного соснового бруса со стоечно-раскосной схемой. Длина панели верхнего пояса значительно меньше, чем в клееных сегментных фермах, так как несущая способность бруса ограничена его размерами по сортаменту. Решение узлов в многоугольных фермах во многом аналогично решению узлов в сегментных фермах. Раскосы и стойки решетки имеют по концам парные металлические планки-наконечники из полосовой стали, прикрепленные болтами к деревянному элементу, за исключением верхнего наконечника стойки, который делается из уголка. Опорный узел может быть решён так же, как в сегментных фермах.

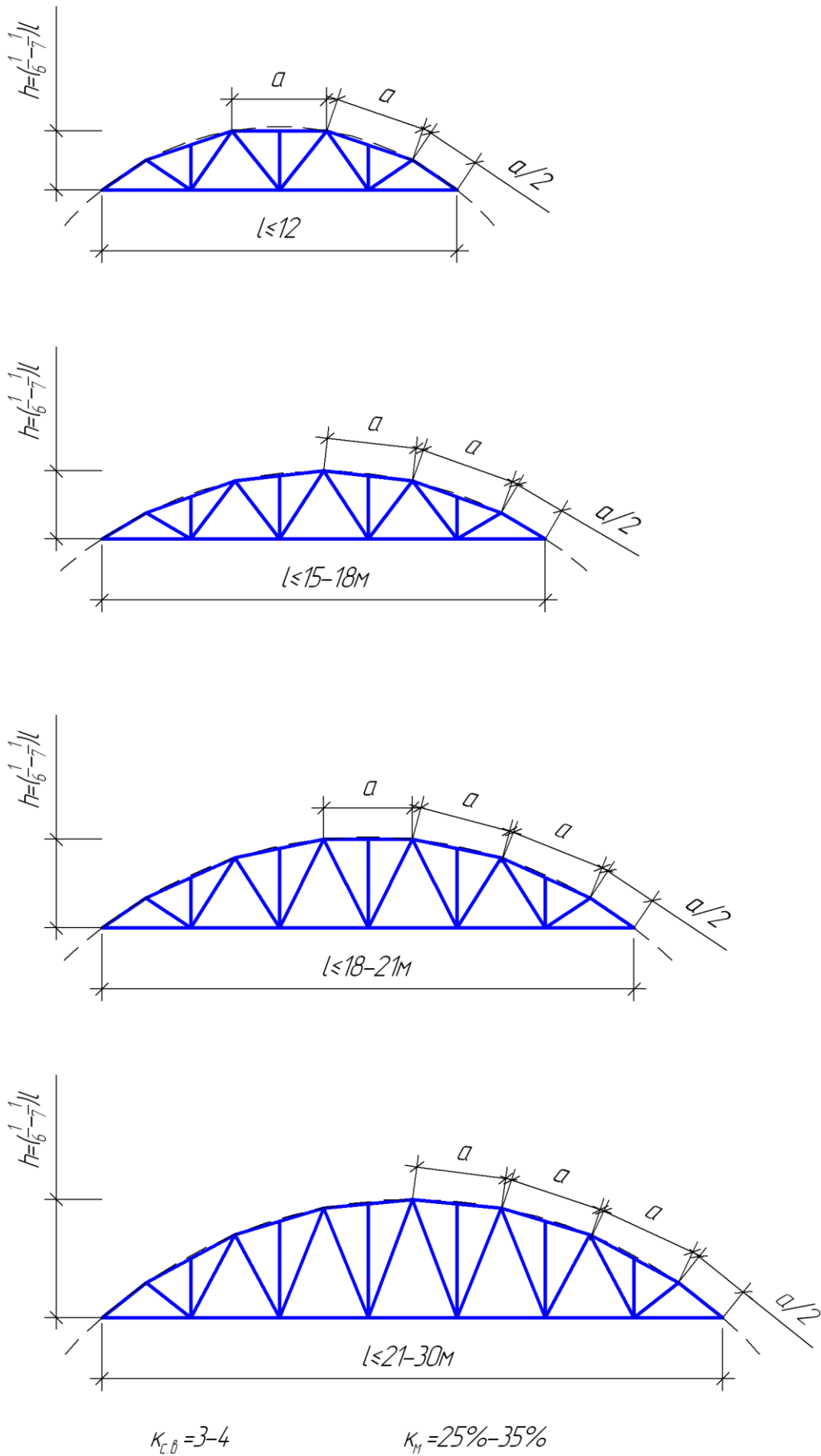


Рис. 1.1. Многоугольные брусчатые фермы с металлическим нижним поясом

## 1.2. Основные положения расчета

Нормальные усилия в элементах многоугольных ферм вычисляются обычным образом, например, построением диаграммы Максвелла-Кремоны от расчетных узловых нагрузок. Если ферма симметрична, то достаточно построить одну диаграмму Максвелла-Кремоны от расчетной нагрузки на половине пролёта и затем путём комбинирования усилий получить их расчетные значения для каждого элемента фермы.

Для уменьшения расчетных изгибающих моментов от межузловой нагрузки в верхнем поясе искусственно создаётся изгибающий момент обратного знака, для чего в промежуточных узлах верхнего пояса фермы применяют внецентренное стыкование бруса, осуществляется упор только нижних частей поперечного сечения бруса. Тот же приём применяется и в опорных узлах.

Размеры поперечного сечения верхнего пояса фермы определяют из расчета опорной панели (как наиболее нагруженной временной снеговой нагрузкой) и панели, наименее наклонной к горизонту (так как составляющая постоянной и временной снеговой нагрузки, перпендикулярная к скату, в ней наибольшая).

В элементах верхнего пояса фермы, кроме продольных усилий, действует изгибающий момент от внеузловой нагрузки. Для уменьшения его продольные усилия прикладывают с эксцентриситетами  $e$ , величину которых назначают из условия равенства напряжений или моментов (по абсолютной величине) в середине панелей и на их концах.

Для панелей, рассматриваемых как однопролетные шарнирно-опертые балки, величина эксцентриситета определяется по формуле (1.1). Для панелей, представляющих неразрезные двухпролетные балки (рис. 1.2а) - приравняв моменты в пролете и по концам между собой.

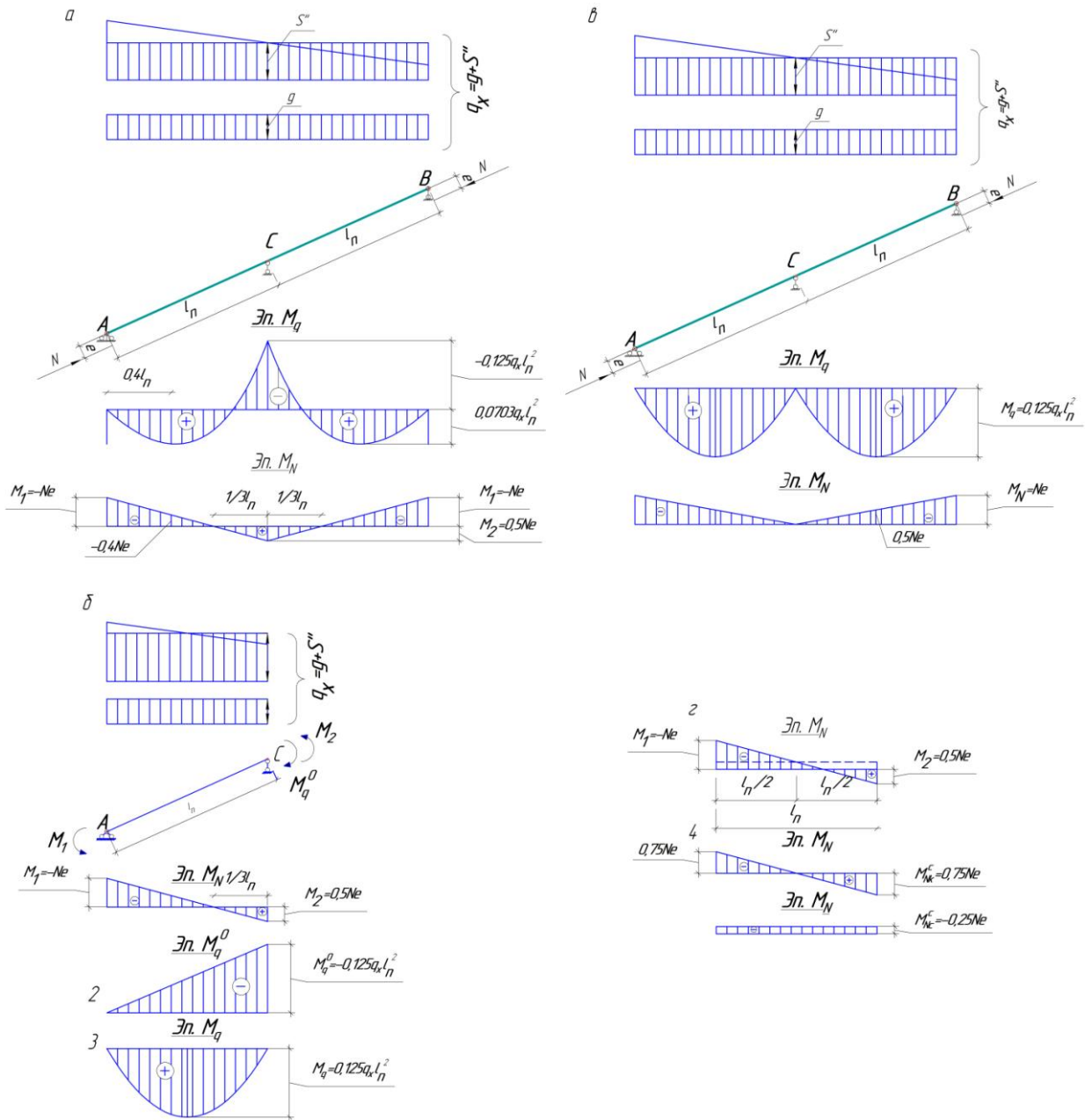


Рис. 1.2. К расчету верхнего пояса многоугольной фермы  
 а – средняя опора не имеет просадки; в – средняя опора имеет просадку и момент на опоре равен нулю; б и г – к определению моментов по деформированной схеме

$(0,0703 \cdot q_x \cdot l_n^2 - 0,4 \cdot N \cdot e) \cdot \frac{1}{\xi} = N \cdot e$ , эксцентриситет определяется по формуле

$$e = \frac{0,0703 \cdot q_x \cdot l_n^2}{N \cdot (0,4 + \xi)}; \quad (1.1)$$

$\xi$  — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, который предварительно принимается равным 0,7 - 0,85.

Расчет панелей верхнего пояса на прочность производится по формуле (1.2)



$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_c \cdot m_B \cdot m_o \cdot m_\delta \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} \quad (1.2)$$

где  $N$  - расчетная сжимающая сила, действующая в рассчитываемом элементе;  
 $m_B$  - коэффициент условий эксплуатации, принимаемый по табл.7 [1];  
 $m_o$  - коэффициент, равный 0,8, если напряжения в элементе, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок;  
 $m_\delta$  - коэффициент масштабности сечения, принимаемый по табл.9 [1];  
 $m_{сл}$  - коэффициент, учитывающий толщину слоев клееного элемента и принимаемый по табл.10 [1];  
 $m_{гн}$  - коэффициент для гнутых клееных элементов, принимаемый по табл.11 [1];  
 $M_D$  - деформационный изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый по деформированной схеме (см. п.6.17 прим.1 [1]);  
 $F_{расч}$  - расчетная площадь поперечного сечения элемента, принимаемая для нашего случая, когда в расчетном сечении элемента нет ослаблений (см. п.6.2 [1]), равной  $F_{расч} = F_{бр}$  ;  
 $W_{расч}$  - расчетный момент сопротивления поперечного сечения, равный для нашего случая (см. п.6.9 [1])  $W_{ит} = W_{бр}$ .

При проверке напряжений в опорной панели фермы, рассматривая ее как однопролетную балку, изгибающий момент  $M_D$  определяется по формуле:

$$M_D = \frac{1}{\xi} \cdot (M_q - \frac{M_N}{K_n});$$

где  $M_q = \frac{q_x \cdot l_n^2}{8}$ ;  $M_N = N \cdot e$ ;

$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot R_c \cdot F_{бр}}$  - коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы, вследствие прогиба элементов.

Верхний пояс в многоугольных фермах выполняется из брусьев, длина которых вдвое превышает длину панели. Таким образом, брус верхнего пояса представляет собой двухпролетную неразрезную балку со средней опорой на стойке решетки. Если нагрузка приложена не только в узлах, но и между ними (обычный случай), то на средней опоре возникает изгибающий момент, значение которого зависит от просадки опоры, т.е. от просадки бруса верхнего пояса на стойке. Величина этой просадки в общем случае неизвестна – она зависит от точности сбора фермы, качества древесины и пр. Поэтому в расчете рассматривается два крайних случая:

— средняя опора не имеет просадки, и брус верхнего пояса представляет двухпролетную неразрезную балку, рис. 1.2а;

— средняя опора имеет такую просадку, когда изгибающий момент на средней опоре равен нулю, и брус верхнего пояса представляет разрезную балку с пролетом, равным длине панели, рис. 1.2в.

В первом случае в двухпролетной неразрезной балке момент на средней опоре при действии равномерно распределенной нагрузки равен

$$M_q = -0,125 \cdot q_x \cdot l_n^2; \quad (1.3)$$

Момент в этом же сечении от внецентренного приложения сжимающей силы

$$M_2 = 0,5 \cdot N \cdot e; \quad (1.4)$$

так как эпюра моментов проходит через фокусную точку, находящуюся на расстоянии  $1/3$  от средней опоры.

Наибольший момент в пролете, на расстоянии  $0,4l_n$  от опоры  $A$  при действии равномерно распределенной нагрузки равен

$$M_{qx} = 0,0703 \cdot q_x \cdot l_n^2; \quad (1.5)$$

Момент в этом же сечении от внецентренного приложения сжимающей силы

$$M_{Nx} = 0,4 \cdot N \cdot e; \quad (1.6)$$

Для определения опорного и пролетного моментов от поперечной нагрузки и продольной силы по деформированной схеме рассмотрим один пролет балки, представив его в виде схемы, изображенной на рис. 1.2б. Разнозначную эпюру моментов  $M_N$  (рис. 1.2г) разложим на две — кососимметричную и симметричную. При кососимметричной эпюре изгибающие моменты определяются по формулам:

$$\text{— на опоре } C \quad M_{N-k}^c = 0,75 \cdot N \cdot e; \quad (1.7)$$

$$\text{— в пролёте на расстоянии } 0,4l_n \text{ от опоры } A$$

$$M_{N-k}^x = -0,15 \cdot N \cdot e; \quad (1.8)$$

При симметричной эпюре моментов на опоре и в пролёте моменты равны:

$$M_{N-c}^c = M_{N-c}^x = -0,25 \cdot N \cdot e; \quad (1.9)$$

Момент от действия симметричной нагрузки и продольной силы по деформированной схеме определяется согласно п. 4.17 [4] с учётом пп. 4.11 и 4.12 [4] по формуле:

$$\frac{N}{F_{i\delta}} + \frac{M_{\delta\delta\tilde{z}}}{W_{\delta\delta\tilde{z}}} \leq R_c \quad \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_c \quad (1.10)$$

Во втором случае, рассматривая панель, как однопролётную балку (рис. 1.2 в), момент в середине пролёта от действия поперечной нагрузки и продольной силы по деформированной схеме определим по формуле

$$M_D = \frac{0,125 \cdot q_x \cdot l_n^2}{\xi} - \frac{0,5 \cdot N \cdot e}{\kappa_n \cdot \xi} = \frac{1}{\xi} \cdot \left( 0,125 \cdot q_x \cdot l_n^2 - \frac{0,5 \cdot N \cdot e}{\kappa_n} \right). \quad (1.11)$$

Из рассмотренных двух крайних случаев наибольший момент от действия поперечной нагрузки и продольной силы по деформированной схеме  $M_D$  принимают при проверке напряжений в панели верхнего пояса.

Раскосы и стойки решётки имеют по концам металлические пластинки-наконечники, прикреплённые болтами к деревянному элементу и выполненные из элементов полосовой стали, за исключением верхнего наконечника стойки, который делается из уголка.

Применение здесь уголка необходимо, потому что в отличие от средней пластинки раскоса, которая зажата между пластинками раскосов (что обеспечивает её дополнительную устойчивость из плоскости), в стойке узловая пластинка-наконечник свободна в отношении продольного изгиба из плоскости и потому должна быть выполнена из жёсткого профиля. В целях унификации наконечники для раскосов и низа стоек имеют одну и ту же длину и одинаковую разбивку отверстий для болтов. Наконечники-уголки для верхних стоек также все одинаковы.

В узле верхнего пояса, там, где находится его стык, устанавливаются металлические вкладыши. В их центре проходит узловой болт, на который при сборке надеваются парные накладки раскоса. В отличие от вкладыша сегментных ферм узловой вкладыш многоугольной фермы имеет клиновидную форму в соответствии с углом перелома верхнего пояса в месте узла. Присоединение стоек к верхнему поясу производится также с помощью пластинок, но так как верхний пояс в этом месте не имеет стыка, то узловые пластинки одевают на болт, вставленный в проушины пластинки, которая передаёт усилия от стойки на верхний пояс.

Пластинка заранее скрепляется с брусом верхнего пояса расчётным количеством гвоздей или болтов. Стыки верхнего пояса перекрываются жесткими деревянными накладками на болтах.

Конструкция узлов нижнего пояса несколько отличается от таковой в сегментных фермах. Учитывая, что длина элементов решётки (раскосов) здесь значительно больше, расчётные усилия в них меньше, возможно допустить внецентренное (с небольшим эксцентриситетом) прикрепление их в узлах к нижнему поясу, что упрощает решение узла. Стык нижнего пояса выполняется в любом удобном месте. Он рассчитывается на растяжение по площади нетто с учётом ослабления.

### 1.3. Сборка фермы.

Многоугольная ферма состоит из следующих заранее изготовленных элементов сборочных марок:

- 1) Нижний пояс в зависимости от числа стыков состоит из двух или трех марок: крайняя часть нижнего пояса с приваренными деталями опорного узла (2шт.) и средняя часть нижнего пояса (2 или 1шт.) (рис.1.3а)
- 2) Элемент верхнего пояса, одинаковый для всех средних панелей (рис.1.3б) – бшт. с заранее прибитыми металлическими планками для стоек
- 3) Элемент верхнего пояса для крайних (опорных) панелей 2шт. (рис.1.3в)
- 4) Раскосы с заранее прикрепленными пластинками-наконечниками – всего 6 марок по 2шт. каждая (рис.1.3.г)
- 5) Стойки с заранее прикрепленными нижними планками – 3 марки по 2шт. каждая (рис.1.4.а)
- 6) Узловые вкладыши верхнего пояса – 7 шт. (рис.1.4.в)
- 7) Деревянные накладки стыков верхнего пояса – 14 шт. В половине накладок заранее просверлены отверстия для болтов (рис.1.4.б)
- 8) Узловые и стяжные болты, верхние планки – уголки стоек (рис.1.4)

Сборка фермы производится аналогично сборке клееной сегментной фермы по методу «засечек». Сборка выполняется на месте на подкладках.

Устройство бойка и вычерчивание фермы не требуется. Строительный подъем получается при сборке фермы автоматически.

Последовательность сборки в горизонтальном положении следующая:

- 1) Раскладывается нижний пояс по прямой линии, и свариваются стыки
- 2) На узлах нижнего пояса с помощью узловых болтов надевают все раскосы и стойки. При этом нужно следить за правильностью взаимного расположения планок-наконечников раскосов и стоек
- 3) Верхние концы раскосов (за исключением крайних) соединяют попарно друг с другом при помощи узловых вкладышей и болтов, образуя узлы верхнего пояса. Узловые вкладыши прикрепляются также к верхним концам крайних раскосов
- 4) Укладывают элементы верхнего пояса, упирая их торцами во вкладыши и в опорные узлы. Для того чтобы элементы верхнего пояса встали между соответствующими вкладышами, концевые части нижнего пояса следует повернуть наружу относительно средних узлов, в результате чего ферма получает необходимый строительный подъем

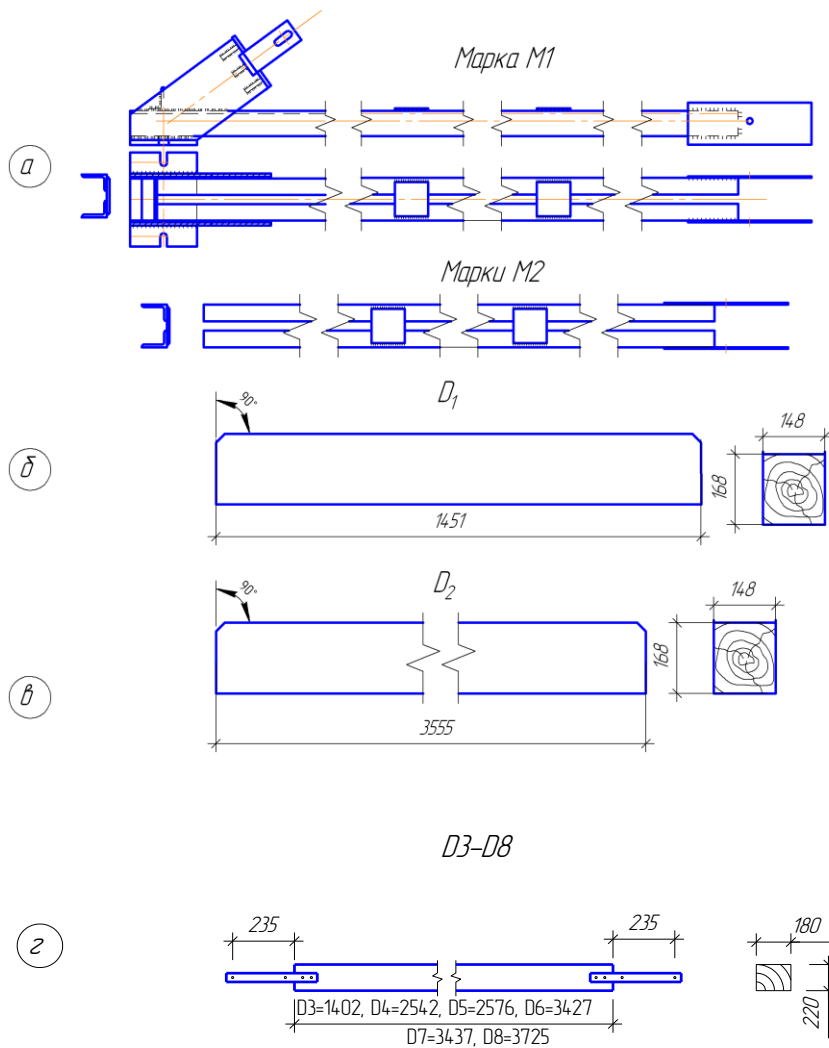


Рис. 1.3 Сборочные марки фермы

а - крайние и средняя часть нижнего пояса; б - элемент верхнего пояса средних панелей;  
 в - элемент верхнего пояса опорных панелей; г - раскосы с заранее прикрепленными пластинками - наконечниками

- 5) Укладывают парные стыковые накладки в узлах верхнего пояса; при этом накладки с заранее просверленными отверстиями кладут сверху и по ним, как по шаблону просверливают верхний пояс и нижние накладки. Ставят стяжные болты в опорных и промежуточных узлах
- б) Закрепляют к верхнему поясу все стойки при помощи планок-уголков (рис.1.3.в, г); отверстия для болтов, прикрепляющих уголки к стойкам, сверлят по месту.

V1-V3

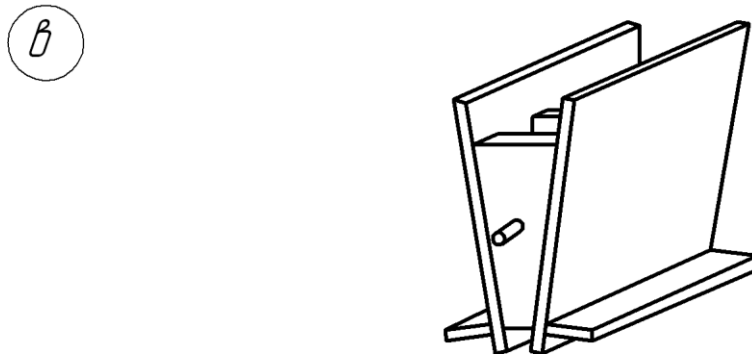
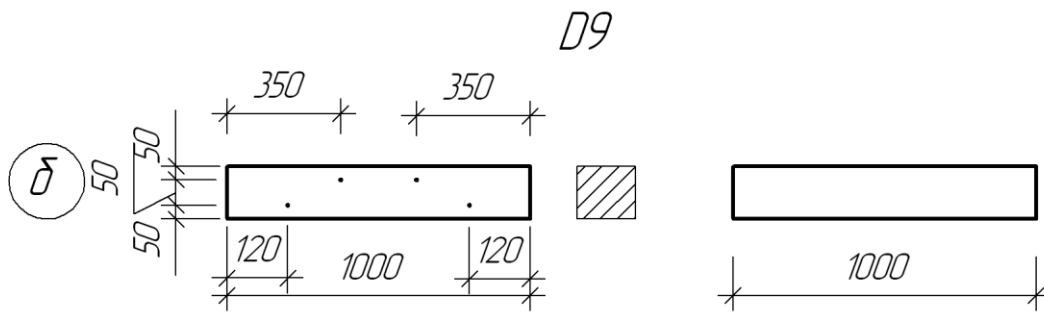
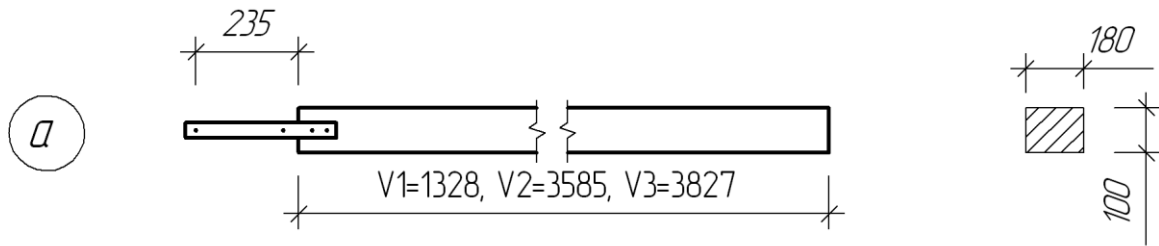


Рис. 1.4 Сборочные марки фермы  
 а - стойки с прикрепленными нижними планками; б - деревянные накладки стыков верхнего пояса; в - узловой вкладыш верхнего пояса

## 2. ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

### 2.1. Исходные данные

Запроектировать покрытие с несущими конструкциями в виде многоугольных металлодеревянных ферм над отапливаемым деревообрабатывающим цехом.

Здание каркасное.

Пролёт здания (по координатным осям) 24 м.

Фермы располагаются по кирпичной стене вдоль здания с шагом 6,0 м.

Район строительства – г. Красноярск.

Температурно-влажностные условия эксплуатации конструкций:

Относительная влажность воздуха  $\varphi = 60 \div 70\%$  ;

Влажность древесины – 15%

Температура воздуха  $t = 18 \div 22^\circ \text{C}$  .

Материал – сосновый пиломатериал второго сорта.

## 2.2. Выбор конструктивного решения

На кирпичные стены монтируются стропильные многоугольные металлодеревянные фермы системы ЦНИИСК с брусчатым верхним и металлическим нижним поясами, идущие с шагом 6,0м. По верхним поясам ферм укладываются клеёные утеплённые плиты покрытия с фанерными обшивками. Номинальный размер плит 6,0 x 1,775 м. По плитам устраивается рулонная кровля, состоящая из трёх слоёв изопласта, выполняемых в построечных условиях. (Рис.2.1.)

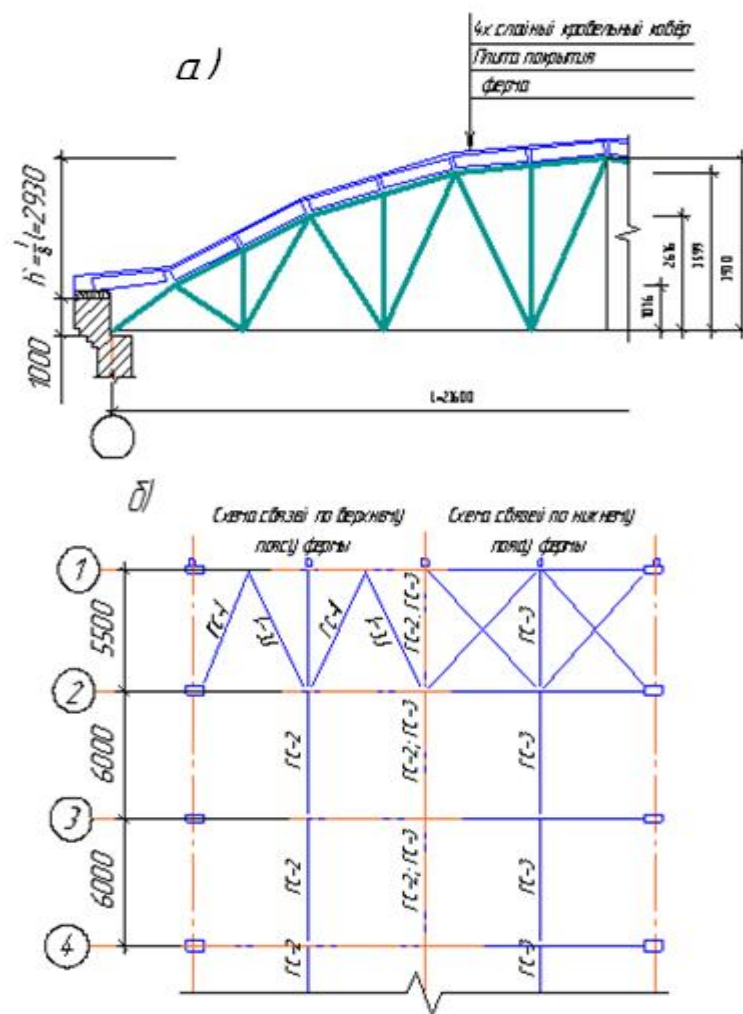


Рис. 2.1. Схема расположения сборных элементов проектируемого здания  
 а – поперечный разрез; б – план покрытия



## 2.3. Расчет плиты покрытия

### 2.3.1. Конструкция плиты

Конструкцию плиты покрытия принимаем аналогичной существующим типам.

Каркас плиты выполняется из трех продольных (несущих) ребер сечением 194x44 мм (из сосновых досок до острожки 200x50 мм) и пяти поперечных ребер (жесткости) сечением 119x44 мм (из сосновых досок до острожки 125x50 мм).

Обшивки проектируем из березовой клееной фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ: верхняя толщиной 10 мм, нижняя – 10 мм. С обоих торцов плиты к нижней обшивке изнутри приклеиваются полосы фанеры шириной 100 и толщиной 20 мм для крепления ее к нижележащим конструкциям посредством глухарей, винтов, шурупов или гвоздей.

Общий вид в плане, а так же сечение плиты принятой нами конструкции изображены на рис.2.2.

Обшивки приклеиваются к ребрам при помощи клея ФР-12 (ТУ-05-1748-75).

Утеплитель – мин. плита с плотностью  $\rho=50$  кгс/м<sup>3</sup>.

Пароизоляция – обмазочная, битумная. В соответствии с п.6.7. [1] ширина площадок опирания плит ( $a_{оп}$ ) на нижележащие конструкции принята нами 60 мм (см.рис.2.2.)

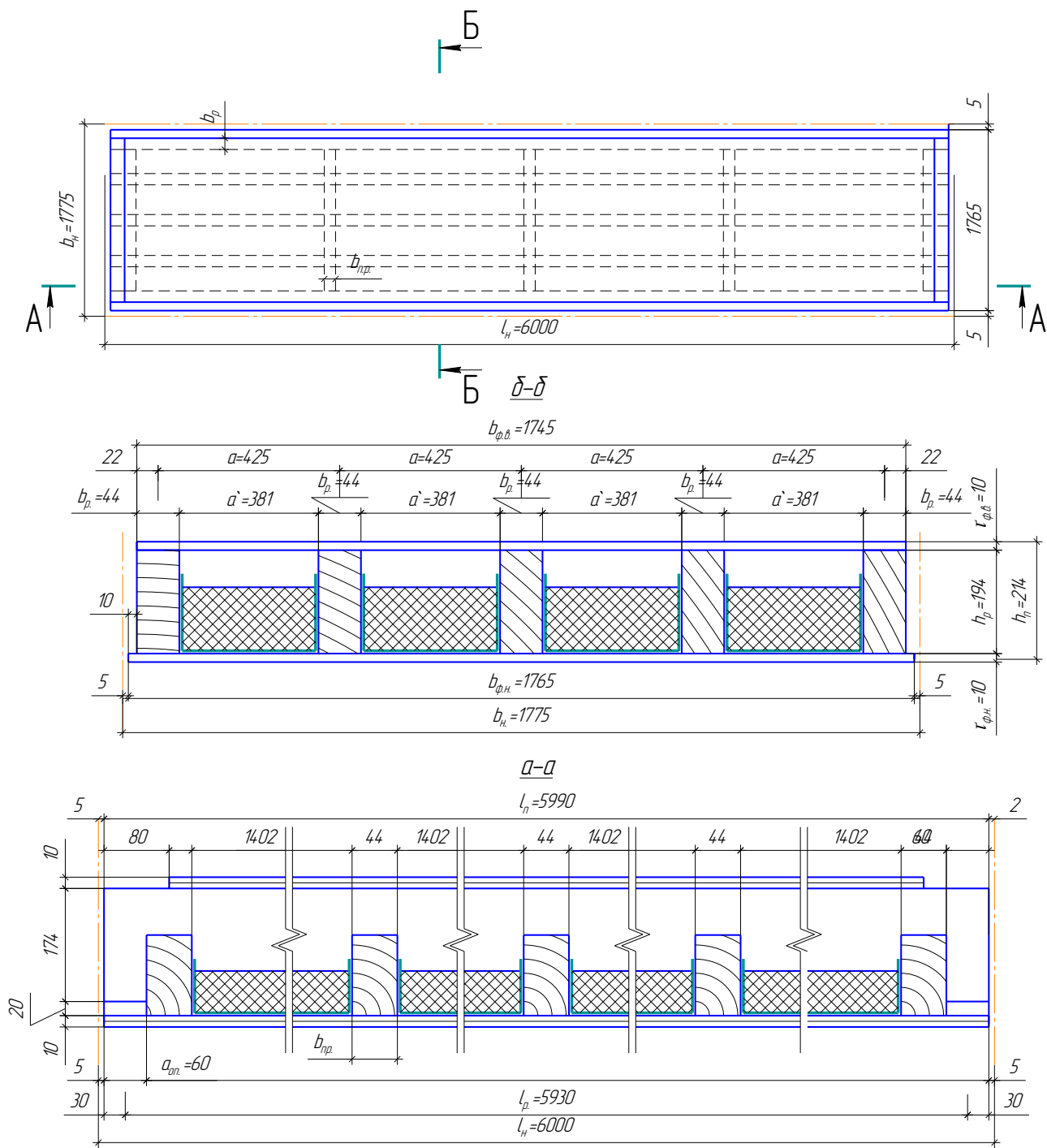


Рис. 2.2. Утепленная плита покрытия с фанерными обшивками

### 2.3.2. Исходные данные для расчета и проектирования

- Расчетный пролет плиты покрытия:

$$l = l_n - l_{on} = 5990 - 60 = 5930 \text{ мм} = 5,93 \text{ м}$$

- Расчетная ширина плиты: так как

$$l_n = 5,99 \text{ м} > 6 \cdot \alpha = 6 \cdot 0,462 = 2,77 \text{ м (это условие п.6.28[1]),}$$

$$\text{то } b_{расч} = 0,9 \cdot b_{ф.в.} = 0,9 \cdot 1,745 = 1,571 \text{ м}$$

- Расчетное сечение плиты представим в виде двутавра с шириной полок равной  $b_{расч} = 1,571 \text{ м}$  и толщиной стенки, равной суммарной толщине всех ребер ( $\sum b_p$ ):  $\sum b_p = 5 \cdot b_p = 5 \cdot 0,044 = 0,22 \text{ м}$

- Расчетное сопротивление материалов плиты:

(см. таблицу 3 п.10[1])

- расчетное сопротивление изгибу древесины сосновых досок 2-го сорта

$$R_u = 13 \text{ МПа};$$

- расчетное сопротивление скалыванию древесины сосновых досок 2-го сорта

$$R_{ск} = 1,6 \text{ МПа};$$

- расчетное сопротивление фанеры толщиной 10 мм сжатию

$$R_{ф.с.} = 12 \text{ МПа};$$

- расчетное сопротивление фанеры скалыванию вдоль волокон

$$R_{ф.ск.} = 0,8 \text{ МПа};$$

- расчетное сопротивление фанеры толщиной 10 мм растяжению вдоль волокон

$$R_{ф.р.} = 14 \text{ МПа};$$

- расчетный модуль упругости фанеры вдоль волокон

$$E_{ф.} = 0,9 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

- расчетный модуль упругости древесины вдоль волокон

$$E_{д.} = 1,0 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

- расчетное сопротивление изгибу из плоскости листа фанеры толщиной 10 мм поперек волокон наружных слоев

$$R_{ф.н.90} = 6,5 \text{ МПа}$$

### 2.3.3. Приведенные геометрические параметры плиты

- Приведенная площадь сечения:

$$F_{np} = F_{\phi} + F_{\delta} \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = (\delta_{\phi.в.} + \delta_{\phi.н.})b_{расч} + h_p \cdot \sum b_p \cdot \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} =$$

$$= (1,0 + 1,0) \cdot 10^{-2} \cdot 157,1 \cdot 10^{-2} + 19,4 \cdot 10^{-2} \cdot 22,0 \cdot 10^{-2} \cdot 1,11 = 314,2 \cdot 10^{-4} + 473,7 \cdot 10^{-4} =$$

$$= 787,9 \cdot 10^{-4} = 7,88 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$$

Здесь:  $\frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = n_{np} = \frac{1,0 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 10^4} = 1,11$  - коэффициент приведения характеристик деревянных частей плиты к фанере.

Дальнейшим вычислениям должно предшествовать построение расчетного поперечного сечения с указанием на нем всех необходимых размеров (см. рис.2.3.).

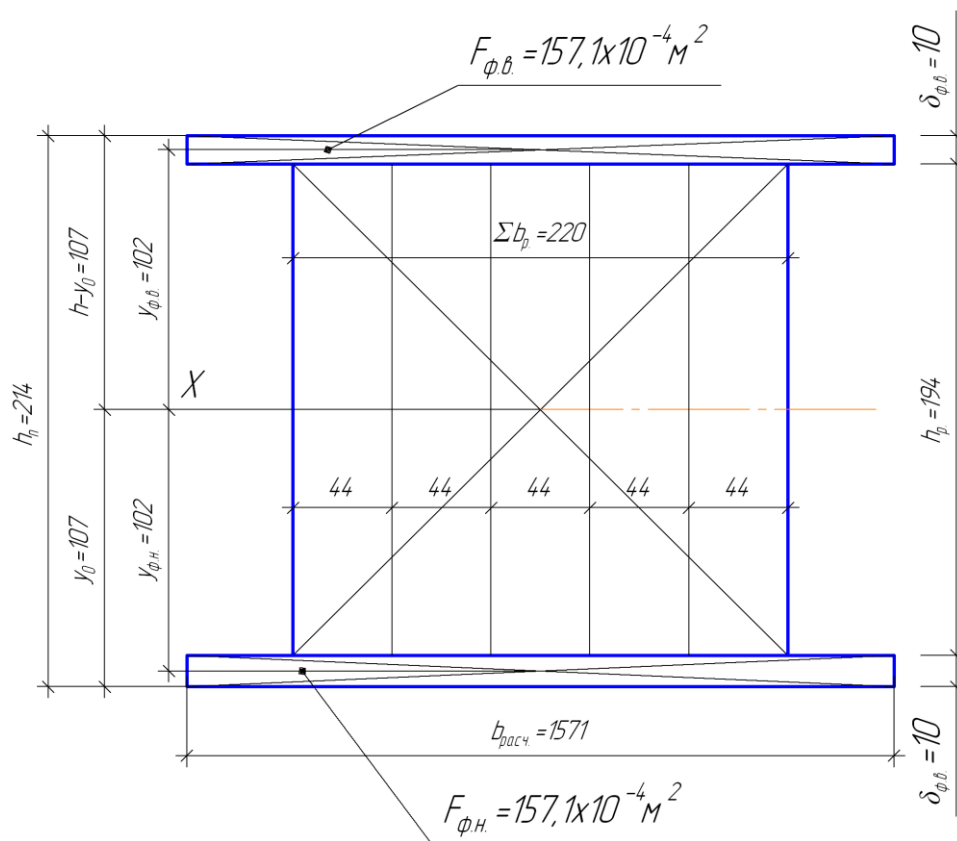


Рис. 2.3. Расчетное поперечное сечение плиты покрытия  
Приведенные моменты инерции элементов сечения плиты относительно нейтральной оси сечения ( $J_{np}$ )

- верхней обшивки:

$$J_{np.ф.в.} = \delta_{ф.в.} \cdot b_{расч} \cdot (h_p + \delta_{ф.н.} + \frac{\delta_{ф.в.}}{2} - \frac{h_n}{2})^2 =$$

$$= 1,0 \cdot 157,1 \cdot (19,4 + 1,0 + \frac{1,0}{2} - \frac{21,4}{2})^2 = 16345 \text{ см}^4 = 163,5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

- нижней обшивки:

$$J_{np.ф.н.} = \delta_{ф.н.} \cdot b_{расч} \cdot (\frac{h_n}{2} - \frac{\delta_{ф.н.}}{2})^2 =$$

$$= 1,0 \cdot 157,1 \cdot (\frac{21,4}{2} - \frac{1,0}{2})^2 = 16345 \text{ см}^4 = 163,5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

- продольных ребер:

$$J_{np.p.} = \frac{\sum b_p \cdot h_p^3}{12} \cdot n_{np} = \frac{5 \cdot 4,4 \cdot 19,4^3}{12} \cdot 1,11 = 13386 \text{ см}^4 = 133,9 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

- всего сечения плиты:

- собственными моментами инерции обшивок можно пренебречь из-за их сравнительной малости

$$J_{np} = J_{np.ф.в.} + J_{np.ф.н.} + J_{np.p.} = (163,5 + 163,5 + 133,9) \cdot 10^{-6} = 460,9 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

Приведенный момент сопротивления сечения плиты ( $W_{np}$ )

- для нижней грани плиты:

$$W_{np}^н = \frac{J_{np}}{y_0} = \frac{460,9 \cdot 10^{-6}}{10,7 \cdot 10^{-2}} = 43,08 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

- для верхней грани плиты

$$W_{np}^в = \frac{J_{np}}{h - y_0} = \frac{460,9 \cdot 10^{-6}}{10,7 \cdot 10^{-2}} = 43,08 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Приведенные статические моменты сечения элементов плиты относительно нейтральной оси ( $S_{np}$ )

- верхней обшивки:

$$S_{ф.в.} = \delta_{ф.в.} \cdot b_{расч} \cdot y_{ф.в.} = 1,0 \cdot 157,1 \cdot 10,2 = 1602,4 \text{ см}^3 = 1602,4 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

- нижней обшивки:

$$S_{ф.н.} = \delta_{ф.н.} \cdot b_{расч} \cdot y_{ф.н.} = 1,0 \cdot 157,1 \cdot 10,2 = 1602,4 \text{ см}^3 = 1602,4 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

- сдвигаемой части сечения ребер, расположенной выше нейтральной оси сечения:

$$S_{np.p.} = \sum b_p \cdot n_{np} \left[ (h - y_0) - \delta_{ф.в.} \right]^2 \cdot \frac{1}{2} =$$

$$= 5 \cdot 4,4 \cdot 1,11 \cdot [21,4 - 10,7 - 1,0]^2 \cdot \frac{1}{2} = 11,49 \text{ см}^3 = 11,49 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

- сдвигаемой части всего сечения плиты относительно нейтральной оси X-X:

$$S_{np} = S_{ф.с.} + S_{np.p.} = 16,02 \cdot 10^{-4} + 11,49 \cdot 10^{-4} = 27,51 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

### 2.3.4. Подсчет нагрузок на плиту

Подсчет нагрузок на плиту покрытия должен производиться в соответствии с указаниями [2], регламентирующими нагрузки на покрытия.

В составе покрытия по многоугольным фермам плиты, как правило, лежат наклонно и работают, как косо-изгибаемые элементы. В этом случае ни одна из главных осей их поперечных сечений не совпадает с плоскостью действия вертикальных нагрузок. Исключение составляют лишь плиты, лежащие горизонтально. Для рекомендуемого отношения высоты многоугольных ферм к их пролету, в самом неблагоприятном положении находится крайняя (карнизная) плита. Это справедливо как с точки зрения угла наклона сечения, так и с точки зрения максимальной нагрузки (имеется в виду 2-ой вариант распределения снега по покрытию).

Коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$  согласно п.2 прил.7 [2] принимается равным 1,0.

#### *Постоянные нагрузки.*

Подсчет или, как говорят, сбор нагрузок от собственной массы конструкций должен производиться в соответствии с разделом 2 [2].

При этом нормативная нагрузка от собственной массы элементов покрытия, если их размеры и материалы уже известны, вычисляются из выражения:

$$g_{с.в.} = V \cdot \rho \cdot \frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot 10, \text{ Па.}$$

Если элемент непрерывен по всей площади плиты и имеет постоянную толщину, то его вес равен:

$$g_{с.в.} = \delta \cdot \rho \cdot 10, \text{ Па.}$$

Здесь:  $l_n$  и  $b_n$  - размеры плиты в плане, м;

$\rho$  - плотность материала, кг/м<sup>3</sup>;

$V$  - объем элемента, м<sup>3</sup>;

10 – округленное значение ускорения силы тяжести, м/сек<sup>2</sup>;

$\delta$  - толщина сплошного элемента, м.

#### *Снеговая нагрузка*

Вычисление снеговой нагрузки производится согласно разделу 5 [2]. Расчетная снеговая нагрузка определяется согласно табл.4 [2].

Расчетная снеговая нагрузка по первому варианту распределения

- на опоре  $S_1 = S \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha)$

- в середине пролета  $S_1 = S \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha)$

Нагрузку  $S_1$  условно считаем расчетной для плиты у карниза.

Нагрузки на плиту при ее ширине 1,775м, вычисленные в соответствии с рис.2.4, приведены в табл.2.1.

Расчетная плита находится на прикарнизном участке.

Угол наклона ее к горизонту составляет  $36^{\circ}52'$  (см. рис.2.4).

Сравниваем величину нагрузок, действующих на плиту у карниза (плита №1) и в середине пролета (плита №2), при этом максимальная нагрузка на карнизную плиту, очевидно, будет действовать при возникновении второго варианта загрузки снегом (схема 2, прил.Г.2.1[2]). Эта же плита находится в самом неблагоприятном положении с точки зрения косоугольного изгиба.

Таблица 2.1.

Элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка $g^H$ , Па	$\gamma_f$	Расчетная нагрузка $g$ , Па
1	2	3	4
<u>Постоянные нагрузки</u>			
1. Рулонная кровля			
1.1. Три слоя изопласта толщиной 5мм ( $3 \cdot 4 \text{ кг/м}^2 \cdot 10$ )	120	1,3	156
2. Плита покрытия			
2.1 Обшивки из березовой фанеры ( $\delta_{ф.в.} + \delta_{ф.н.}$ ) $\cdot \rho_f \cdot 10 = (0,01 + 0,01) \cdot 700 \cdot 10$	140	1,1	154
2.2 Продольные ребра из древесины сосны $\frac{n_p \cdot b_p \cdot h_p \cdot l_p \cdot \rho_d \cdot 10}{b_n \cdot l_n} = \frac{5 \cdot 0,044 \cdot 0,194 \cdot 5,99 \cdot 500 \cdot 10}{1,775 \cdot 6,0}$	120	1,1	132
2.3 Поперечные ребра из древесины сосны $\frac{n_{n.p.} \cdot b_{n.p.} \cdot h_{n.p.} \cdot a' \cdot \rho_d \cdot 10}{b_n \cdot l_n} = \frac{20 \cdot 0,044 \cdot 0,119 \cdot 0,381 \cdot 500 \cdot 10}{1,775 \cdot 6,0}$	19	1,1	21
2.4 Утеплитель (мин.плита, $\rho = 50 \text{ кгс/м}^3$ ) $\frac{1 \text{ батсек} \cdot (0,381 \cdot 1,402 \cdot 0,15) \cdot 50 \cdot 10}{1,775 \cdot 6,0}$	60	1,2	72
2.5 Пароизоляция обмазочная битумная $0,0015 \text{ м} \cdot 1300 \text{ кгс/м}^3 \cdot 10$	20	1,2	24
2.6 Слой изопласта толщиной 5мм на гвоздях	40	1,2	48
3. Итого нагрузка от плиты	399	-	451
4. Всего постоянная нагрузка на $1 \text{ м}^2$ площади покрытия	519	-	607
5. Нормальная составляющая от постоянной нагрузки у карниза $g_{\perp}$ ( $x \cos 36^{\circ}52'$ )	417		488
<u>Временные нагрузки</u>			
6. Расчетная снеговая нагрузка по первому варианту распределения	1260	1.4	~1800

$S = 0,7 \cdot c_e \cdot c_i \cdot \mu_1 \cdot S_g = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \cos(1,5 \cdot 36^{\circ}52') \cdot S_g = 0,7 \cdot S_g$			
7. Расчетная снеговая нагрузка по второму варианту распределения у карниза $S = 0,7 \cdot c_e \cdot c_i \cdot \mu_2 \cdot S_g = 0,7 \cdot c_e \cdot c_i \cdot 2 \sin(3\alpha) \cdot S_g =$ $= 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \sin(3 \cdot 36,52) \cdot 1800$	1187	1,4	~1696
8. Пониженная снеговая нагрузка по первому варианту распределения $0,7 \cdot S_g$	882	1,4	1260
9. Пониженная снеговая нагрузка по второму варианту распределения	831	1,4	1187
10. Полная нагрузка на $1\text{м}^2$ покрытия ( $g_n + S_{\text{нон}}$ и $g + S$ ) для середины пролета	1401		1867
11. Полная нагрузка на $1\text{м}^2$ покрытия ( $g_n + S_{\text{нон}}$ и $g + S$ ) у карниза	1350		2474
12. Нормальная составляющая $g_{\perp}^n$ и $g_{\perp}$ полной нагрузки по п.11 ( $x \cos 36^{\circ}52'$ ) у карниза	1085	1,4	1550
13. Скатная составляющая $g_{\parallel}^n$ и $g_{\parallel}$ полной нагрузки по п.11 ( $x \sin 36^{\circ}52'$ )	803	1,4	1148



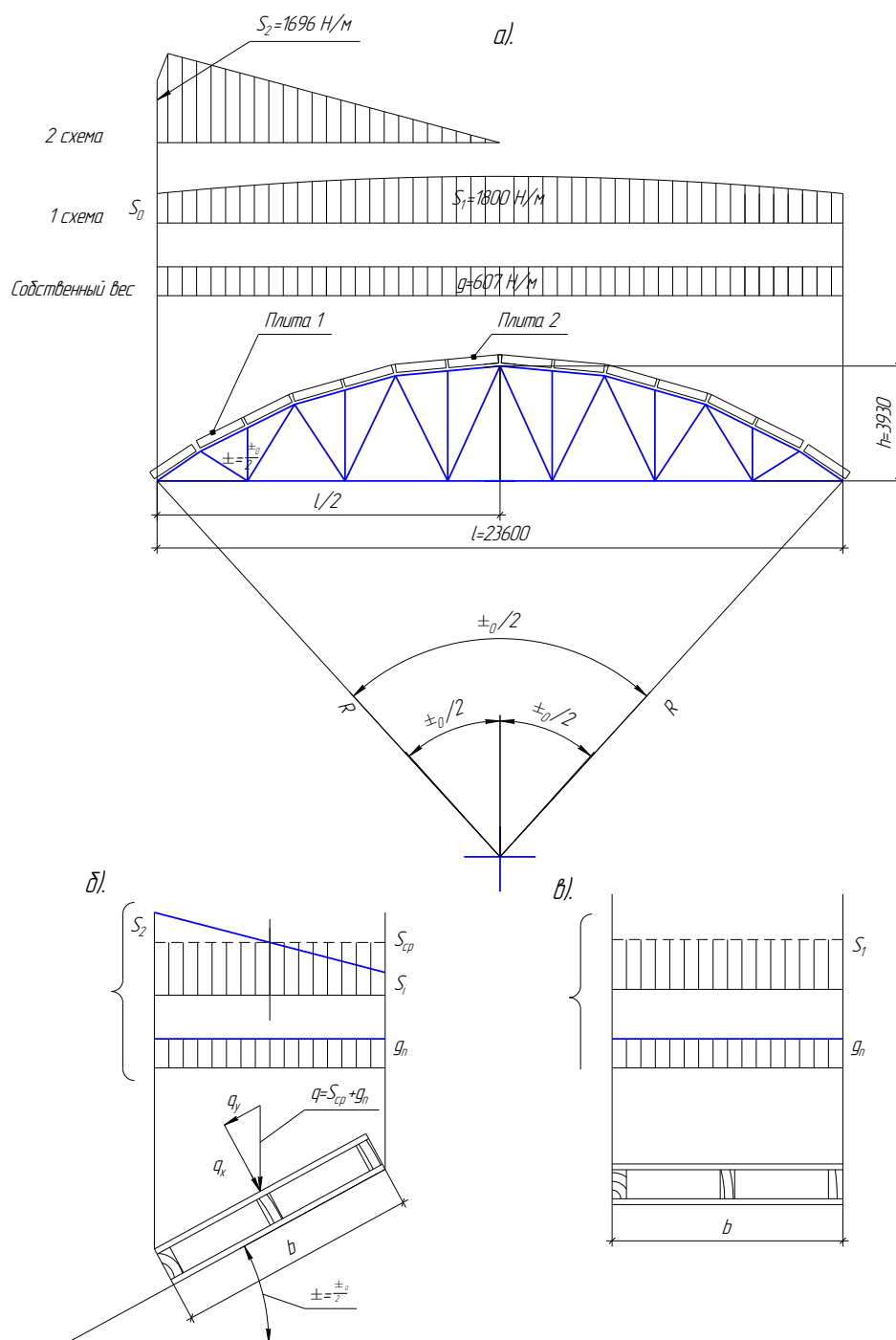


Рис.2.4. Схема распределения нагрузки

а - на покрытия; б - по ширине плиты у карниза; в - по ширине плиты в середине пролета.

Обозначив номинальную ширину плиты 1,775 м, вычисляем составляющие полной нагрузки на 1 м пролёта плиты:

$$\rightarrow \text{нормативная } q_{\perp}^H = g^H \cdot b_H = 1085 \cdot 1,775 = 1926 \text{ Н/м}$$

$$q_{\parallel}^H = g_{\parallel}^H \cdot b_H = 803 \cdot 1,775 = 1425 \text{ Н/м};$$

$$\rightarrow \text{расчетная } q_{\perp} = g_{\perp} \cdot b = 1550 \cdot 1,775 = 2751 \text{ Н/м}$$

$$q_{\parallel} = g_{\parallel} \cdot b = 1148 \cdot 1,775 = 2038 \text{ Н/м};$$

### 2.3.5. Расчетные усилия в плите

Изгибающие моменты:

$$M_{\perp} = \frac{q_{\perp} \cdot l_{\text{расчет}}^2}{8} = \frac{2751 \cdot 5,93^2}{8} = 12092 \text{ Нм}$$

$$M_{\parallel} = \frac{q_{\parallel} \cdot l_{\text{расчет}}^2}{8} = \frac{2038 \cdot 5,93^2}{8} = 8958 \text{ Нм}$$

Поперечные силы:

$$Q_{\perp} = \frac{q_{\perp} \cdot l_{\text{расчет}}}{2} = \frac{2751 \cdot 5,93}{2} = 8157 \text{ Нм}$$

$$Q_{\parallel} = \frac{q_{\parallel} \cdot l_{\text{расчет}}}{2} = \frac{2083 \cdot 5,93}{2} = 6043 \text{ Нм}$$

### 2.3.6. Проверка плиты на прочность

3.7.1 Проверка нижней обшивки на растяжение (см. п.6.24 [1]).

$$\frac{M_{\perp}}{W_{np}^H} = \frac{12092}{43,08 \cdot 10^{-4}} = 2,81 \cdot 10^6 \text{ Н / м}^2 = 2,81 \text{ МПа} < 0,6 \cdot 14 \text{ МПа} = 8,4 \text{ МПа} = m_{\phi} R_{\phi.p.} -$$

условие выполняется.

3.7.2 Проверка верхней сжатой обшивки на устойчивость по формуле 46[1]:

$$\frac{M_{\perp}}{\varphi_{\phi} \cdot W_{np}^s} \leq R_{\phi.c.}$$

$$\frac{12092}{0,71 \cdot 43,08 \cdot 10^{-4}} = 3,95 \cdot 10^6 \text{ Н / м}^2 = 3,95 \text{ МПа} < 12 \text{ МПа}$$

Так как в нашем примере  $\frac{a'}{\delta_{\phi.c.}} = \frac{381}{10} = 38,1 < 50$ , то  $\varphi_{\phi}$  определяется по форму-

ле:

$$\varphi_{\phi} = 1 - \frac{\left(\frac{a'}{\delta_{\phi.c.}}\right)^2}{5000} = 0,71.$$

\*Если отношение  $\frac{a'}{\delta_{\phi.c.}} > 50$ , то  $\varphi_{\phi} = \frac{1250}{\left(\frac{a'}{\delta_{\phi.c.}}\right)^2}$

### 2.3.7. Проверка верхней обшивки на местный изгиб между продольными ребрами от сосредоточенной силы

$$P = 1000 \cdot 1,2 = 1200H$$

Ширина расчетной полосы  $b_{\phi.в.} = 1м$ .

Пролет  $l'$  - расстояние в осях между ребрами:

$$l' = a + b_p = 0,381 + 0,044 = 0,425м$$

$$M_1 = \frac{P \cdot l'}{8} = \frac{1200 \cdot 0,425}{8} = 63,75Hм$$

$$W'_{\phi.в.} = \frac{1,00 \cdot \delta^2}{6} = \frac{1,00 \cdot 0,01^2}{6} = 1,7 \cdot 10^{-5} м^3$$

$$\frac{M_1}{W'_{\phi.в.}} \leq R_{\phi.и90}$$

$$\frac{63,75}{1,7 \cdot 10^{-5}} = 3,75 \cdot 10^6 H / м^2 = 3,75МПа < 6,5МПа$$

### 2.3.8. Проверка прочности клеевого шва между верхней обшивкой и продольными ребрами на скалывание (по п.6.29 [1]).

$$\frac{Q_{\perp} \cdot S_{\phi.в.}}{J_{np} \cdot b_{рас}} = \frac{8157 \cdot 1602,4 \cdot 10^{-6}}{460,9 \cdot 10^{-6} \cdot 0,22} = 0,13 \cdot 10^6 H / м^2 < 0,8МПа$$

здесь  $b_{расч} = \sum b_p = 5 \cdot 0,044 = 0,22м$

### 2.3.9. Проверка на скалывание древесины ребер

по нейтральному слою:

$$\frac{Q_{\perp} \cdot S_{np}}{J_{np} \cdot b_{рас}} = \frac{8157 \cdot 27,51 \cdot 10^{-6}}{460,9 \cdot 10^{-6} \cdot 0,22} = 0,22 \cdot 10^6 H / м^2 < 1,6МПа$$

### 2.3.10. Расчет плиты на жесткость (прогиб)

В соответствии с п.6.35 и п.6.36 [1] прогиб плиты должен определяться с учетом деформаций сдвига по формуле:

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

где  $f_0 = \frac{384}{5} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{0,7E_{\phi} \cdot J_{np}} = \frac{384}{5} \cdot \frac{1926 \cdot 5,93^4}{0,7 \cdot 0,9 \cdot 10^{10} \cdot 460,9 \cdot 10^{-6}} = 1,07 \cdot 10^{-2} м,$

$k=1$ , т.к. высота сечения панели постоянна;

$$c = (45,3 - 6,9\beta) \cdot \gamma = (45,3 - 6,9 \cdot 1,0) \cdot 0,81 = 31,104 ;$$

$$\gamma = \frac{F_{\phi.в.} + F_{\phi.н.}}{\sum b_p \cdot h_{\phi} \cdot n_{np}} = \frac{(157,1 + 157,1) \cdot 10^{-4}}{0,22 \cdot 0,194 \cdot 1,11} = 0,66 .$$

Коэффициенты  $k$ ,  $c$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  определяются по таблице Е3 приложения Е [1] как для балки двутаврового сечения постоянной высоты с шарнирными опорами и линейно-распределенной нагрузкой.

Полный прогиб плиты равен:

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l_p} \right)^2 \right] = 1,07 \cdot 10^{-2} \left[ 1 + 31,104 \left( \frac{0,214}{5,93} \right)^2 \right] = 1,11 \cdot 10^{-2} \text{ м} .$$

Относительный прогиб составляет

$$\frac{f}{l} = \frac{1,11 \cdot 10^{-2}}{5,93} = 0,2 \cdot 10^{-2} \text{ м} < [f_u] = \frac{1}{200} l = \frac{5,93}{200} = 3 \cdot 10^{-2} \text{ м} ,$$

то есть не превышает допустимой величины (см. п.6.34 [1]).

Таким образом, плита покрытия удовлетворяет требованиям прочности и жесткости.

**Внимание:**

*Сравнивая расчет плиты, выполненный в данной работе, с расчетом, выполненным в [4] видно, что разница незначительная, поэтому влиянием косоугольного изгиба при расчете плит покрытия, расположенных наклонно к горизонту, можно пренебречь.*

## 2.4. Расчёт фермы

### 2.4.1. Геометрические параметры фермы

В задачу геометрического расчёта фермы входит определение длин ее элементов с учетом строительного подъема, величина которого влияет на длину элементов решетки.

Очертания верхнего пояса (рис.2.5) принято в виде многоугольника, вписанного в окружность, имеющего равные длины сторон, за исключением опорной панели, длина которой по дуге вдвое меньше.

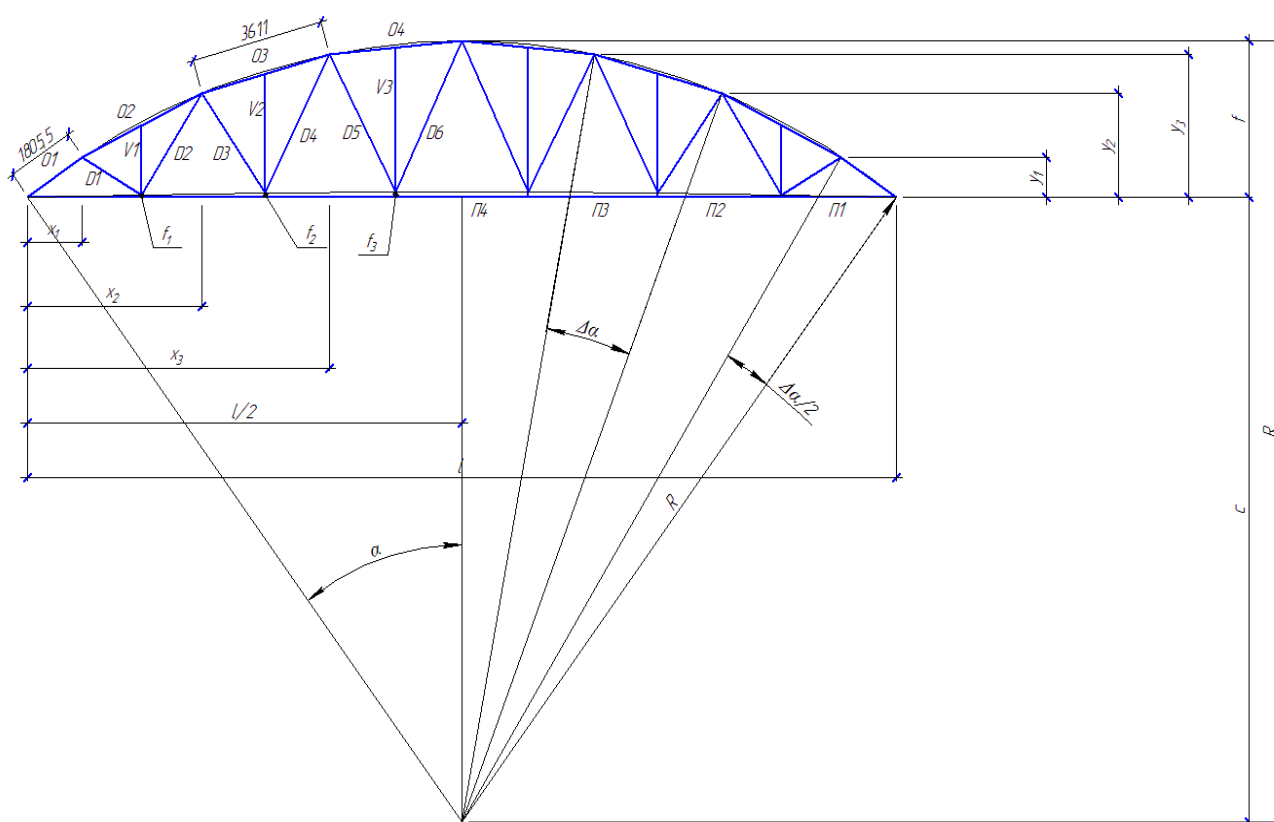


Рис. 2.5. Геометрические параметры фермы

Пролет фермы 23600, высота в середине пролета:

$$f = y_4 = \frac{l}{6} = \frac{23600}{6} = 3933 \text{ мм}$$

Радиус окружности:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}; \text{ при } f/l=1/6 \text{ имеем } R = \frac{5}{6} \cdot l = \frac{5}{6} \cdot 23600 = 19667 \text{ мм.}$$

Расстояние от нижнего пояса до центра круга

$$C = R - f = 19667 - 3933 = 15734 \text{ мм}$$

Строим по полученным величинам очертание фермы и определяем ее тригонометрические параметры, необходимые впоследствии для расчета:

Половина центрального угла:  $\alpha = 36^{\circ}52'$

$$\Delta\alpha = \frac{2\alpha}{7} = \frac{\alpha}{3.5} = 10^{\circ}32';$$

$$\frac{\Delta\alpha}{2} = 5^{\circ}16'$$

$$2\Delta\alpha = 21^{\circ}4'$$

$$3\Delta\alpha = 31^{\circ}36'$$

$$\cos\Delta\alpha = 0,9831$$

$$\cos 2\Delta\alpha = 0,9332$$

$$\cos 3\Delta\alpha = 0,8517$$

$$\sin \Delta\alpha = 0,1828$$

$$\sin 2\Delta\alpha = 0,3595$$

$$\sin 3\Delta\alpha = 0,524$$

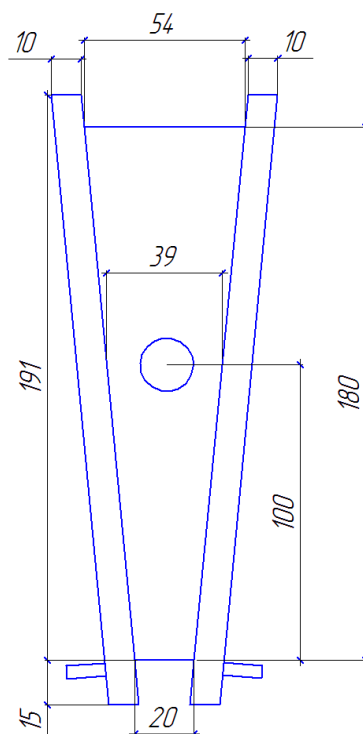
Длина элемента верхнего пояса (хорда):

$$l_1 = 2 \cdot R \cdot \sin \frac{\Delta\alpha}{2} = 2 \cdot 19667 \cdot \sin 5^{\circ}16' = 3611 \text{ мм}$$

Длина элемента верхнего пояса (опорная панель):

$$l_2 = \frac{l_1}{2} = \frac{3611}{2} = 1805.5 \text{ мм}$$

Для определения длины деревянного элемента нужно из теоретической длины вычесть ширину металлического вкладыша, определяемую по оси фермы.



Размер вкладыша определяется из геометрического расчета вкладыша. Задаем-ся размером по низу вкладыша 20мм. Отсюда размер по верху.

$$a_1 = 20 + 2 \cdot 180 \cdot \tan \frac{\Delta\alpha}{2} = 20 + 2 \cdot 180 \cdot 0.09218 = 54 \text{ мм}$$

Размер по оси пояса (по центру узлового болта):

$$a_1 = 20 + 2 \cdot 100 \cdot \tan \frac{\Delta\alpha}{2} = 20 + 2 \cdot 100 \cdot 0.09218 = 39 \text{ мм}$$

С учетом толщины пластинок  $39 + 2 \cdot 10 = 59 \text{ мм}$  ;

Длина элемента верхнего пояса (хорда):

$$l_d = 3611 - 59 = 3552 \text{ мм}$$

Длина деревянного элемента опорной панели:

$$l_d = 1805.5 - 315 - 59/2 = 1461 \text{ мм}$$

Где 315 – расстояние от центра опорного узла до начала деревянного элемен-та, а 59/2 - половина ранее определенной ширины узлового вкладыша.

Учитывая, что вследствие неточности изготовления может потребоваться под-резка опорного узла по месту, принимаем заготовочную длину

$$1461 + 5 = 1466 \text{ мм.}$$

Допуски в длинах деревянных элементов верхнего пояса должны быть только положительные.

Длина панелей нижнего пояса, а также длина стоек (без учёта строительного подъёма) определяется графически:

$$П_1 = 3112 \text{ мм}$$

$$П_2 = 3355 \text{ мм}$$

$$П_3 = 3535 \text{ мм}$$

$$V_1 = 1817 \text{ мм}$$

$$V_2 = 3110 \text{ мм}$$

$$V_3 = 3767 \text{ мм}$$

Величину строительного подъема в средних узлах нижнего пояса принимаем равной:  $f_3 = \frac{l}{200} = \frac{24000}{200} = 120 \text{ мм}$ . Принимая распределение строительного подъема по длине пролета по параболе, получим:

$$f_1 = 0.55 \cdot 120 = 66 \text{ мм}$$

$$f_2 = 0.88 \cdot 120 = 105 \text{ мм}$$

Здесь 0.55 и 0.88 – соответствующие коэффициенты ординаты квадратной параболы в третях её полупролета. Принимаем  $f_1 = 60 \text{ мм}$ ,  $f_2 = 100 \text{ мм}$ .

Высота стоек с учётом строительного подъёма:

$$V_1 = 1817 - 60 = 1757 \text{ мм}$$

$$V_2 = 3110 - 100 = 3010 \text{ мм}$$

$$V_3 = 3767 - 120 = 3647 \text{ мм}$$

Длина раскосов с учетом строительного подъема – от центра узлового болта нижнего пояса до центра узлового болта верхнего пояса определяется графически:

$$D_1 = 1880 \text{ мм},$$

$$D_2 = 3027 \text{ мм},$$

$$D_3 = 3059 \text{ мм},$$

$$D_4 = 3909 \text{ мм},$$

$$D_5 = 3919 \text{ мм},$$

$$D_6 = 4216 \text{ мм}.$$

Длина деревянных элементов раскосов определяются с учетом длины металлических наконечников. Расстояние от центра узлового болта до торца деревянного элемента определяется графически из условия, чтобы сходящиеся в узле деревянные элементы решетки не врезались друг на друга.

В данном случае принимаем:

- длина металлических наконечников для крепления раскосов и стоек к нижнему поясу: 265 мм;

- длина металлических наконечников для крепления раскосов к верхнему поясу: 200 мм;



В связи с тем, что раскос  $D_2$  имеет значительно меньший угол наклона к верхнему поясу, по сравнению с остальными раскосами, принимаем для него индивидуальный металлический наконечник длиной 320 мм.

Отсюда длины деревянных элементов раскосов:

$$D_1 = 1880 - 265 - 200 = 1415 \text{ мм}$$

$$D_2 = 3027 - 265 - 320 = 2442 \text{ мм}$$

$$D_3 = 3059 - 265 - 200 = 2594 \text{ мм}$$

$$D_4 = 3909 - 265 - 200 = 3444 \text{ мм}$$

$$D_5 = 3919 - 265 - 200 = 3454 \text{ мм}$$

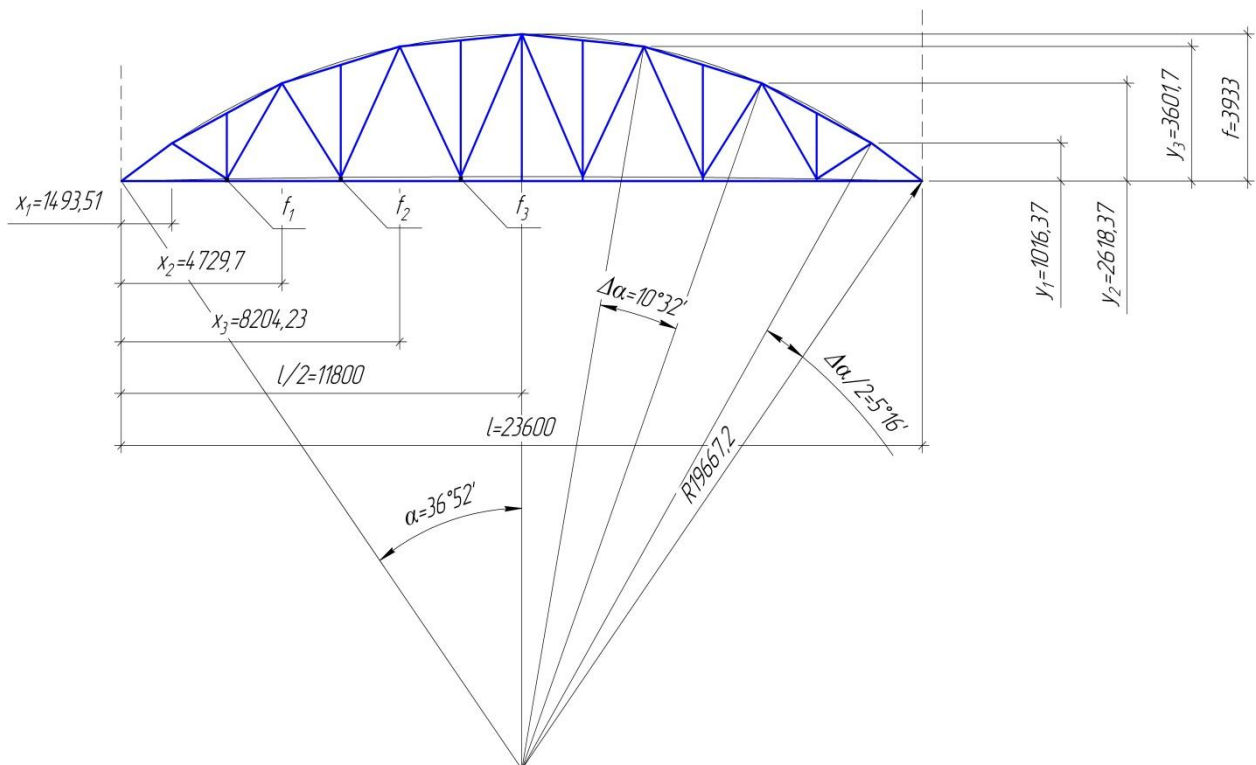
$$D_6 = 4216 - 265 - 200 = 3751 \text{ мм}$$

Для определения длины деревянных элементов стоек необходимо из заранее определенной длины стоек вычесть величину  $260+265=525$  мм. Здесь 260мм – это расстояние от центра узла верхнего пояса до торца стойки, определяется графически для наиболее наклонной панели и принимается одинаковым для всех стоек:

$$V_1 = 1757 - 525 = 1232 \text{ мм},$$

$$V_2 = 3010 - 525 = 2485 \text{ мм},$$

$$V_3 = 3767 - 525 = 3242 \text{ мм}.$$



2.7. Геометрические параметры фермы

### 2.4.2. Подсчет нагрузок на ферму

Нагрузки от собственного веса элементов покрытия (кровля, плиты покрытия), приходящиеся на  $1 \text{ м}^2$  перекрываемой площади (горизонтальной плоскости) равны (см. табл.2.1):

нормативная -  $g_{\text{орг.пл.}}^H = 519 \text{ Па}$ ;

расчётная -  $g_{\text{орг.пл.}} = 607 \text{ Па}$ .

Линейная (погонная) нагрузка от собственного веса элементов покрытия на  $1 \text{ м}$  пролёта фермы при шаге их, равном  $6,0 \text{ м}$ :

нормативная -  $g_{\text{орг.л.}}^H = 519 * 6 = 3114 \text{ Н/м}$ ;

расчётная -  $g_{\text{орг.л.}} = 607 * 6 = 3642 \text{ Н/м}$ .

Собственный вес фермы, приходящийся на  $1 \text{ м}^2$  перекрываемой площади:

нормативный -  $g_{\text{ф.пл.}}^H = \frac{g_{\text{орг.пл.}}^H + S_{\text{экв}}^H}{\frac{1000}{k_{с.в.} * l} - 1} = \frac{519 + 1680}{\frac{1000}{3,5 * 23,6} - 1} = 198 \text{ Па}$ ;

расчётный -  $g_{\text{ф.пл.}} = g_{\text{ф.пл.}}^H * 1,1 = 198 * 1,1 = 217,8 \text{ Па}$

здесь  $k_{с.в.} = 3,5$  - коэффициент собственного веса фермы;

$g_{\text{орг.пл.}}^H$  и  $S_{\text{экв}}^H$  - постоянные и временные нагрузки, приходящиеся на  $1 \text{ м}^2$  перекрываемой площади, без учета собственного веса фермы.

Собственный вес фермы, приходящийся на  $1 \text{ м}$  пролета:

нормативный -  $g_{\text{ф.л.}}^H = g_{\text{ф.пл.}}^H * 6 = 198 * 6 = 1188 \text{ Н/м}$ ;

расчетный -  $g_{\text{ф.л.}} = g_{\text{ф.пл.}} * 6 = 217,8 * 6 = 1308,6 \text{ Н/м}$ .

Полная постоянная линейная нагрузка на ферму:

нормативная -  $g_{\text{л}}^H = 3114 + 1188 = 4302 \text{ Н/м}$ ;

расчетная -  $g_{\text{л}} = 3642 + 1308,6 = 4950,6 \text{ Н/м}$ .

#### Снеговая нагрузка

В расчет включаем 1 и 2 схемы загрузки снеговой нагрузки согласно схеме 2 прил.Г.2.1 [2], а также расположение снега только на половине пролета,

что отвечает требованиям п.10.4 [2]. Исходя из принятого соотношения высоты и пролета фермы максимальный угол между касательной к скату покрытия (у опоры) и горизонтальной плоскостью не превысит  $60^0$ . Следовательно, снеговая нагрузка будет действовать на всем пролете фермы (рис. 2.9).

Произвольная ордината эпюры расчетной снеговой нагрузки на 1 м пролета фермы выразится:

- 1-я схема загрузки

$$S_1 = S_g \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu_1 \cdot B = S_g \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) \cdot B = 1800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) \cdot 6,0 = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) \text{ Н / м}$$

-у опор

$$S_1 = 1800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) \cdot 6,0 = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot 36,52) = 6228,5 \text{ Н / м}$$

-в середине пролета

$$S_1 = 1800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) \cdot 6,0 = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot 0) = 10800 \text{ Н / м}$$

- 2-я схема загрузки (более нагруженная половина)

$$S_{2,\max} = S_g \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu_2 \cdot B = S_g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 \sin(3 \cdot \alpha_0) \cdot B = 1800 \cdot 2 \sin(3 \cdot 30) \cdot 6,0 = 21600 \text{ Н / м}$$

$$S_2 = S_{2,\max} \cdot \frac{2 \cdot R \cdot \sin(\alpha_i)}{l} = 21600 \cdot \frac{2 \cdot 19,650 \cdot \sin(\alpha_i)}{23,6} = 35969,5 \cdot \sin(\alpha_i) \text{ кгс / м}$$

Сбор нагрузок на ферму при шаге 6 м представлен в форме табл.2.2:

Таблица 2.2.

Вид нагрузки	Нормат. нагрузка, Па	Коэфф. надежности	Расчетная нагрузка	
			Па	Н/м
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
Постоянные нагрузки	519	1,15	607	3642
1.Собственный вес элементов ограждения, приходящийся на 1 м <sup>2</sup> горизонт. плоскости				
2.Собственный вес фермы	198	1,1	218	1309
3.Итого постоянная нагрузка, отнесенная к горизонт. плоскости	717	1,15	825	4951
Временные нагрузки				
4.Снег				
4.1Равномерно распределенный	1260	1,4	1800	10800
4.2Максимальная ордината снеговой нагрузки по второму варианту загрузки	-	-	3392,25	21600

Расчетные узловые нагрузки от собственного веса конструкций (постоянные нагрузки):

Для промежуточных узлов:

$$P_{\text{узл.}}^g = g_n \cdot \frac{l}{S} \cdot a_n = 4951 \cdot \frac{23,6}{25,29} \cdot 1,806 = 8344 \text{ Н},$$

где  $g_n$  - постоянная нагрузка, приходящаяся на 1 м пролета фермы;

$\frac{l}{S}$  - коэффициент приведения нагрузки, распределенной по верхнему поясу фермы;

где  $a_n$  - длина грузового участка для промежуточных узлов.

$a_n = 1,806 \text{ м}$  - длина грузового участка для промежуточных узлов.

Для опорных узлов:

$$P_{\text{оп}}^g = \frac{P_{\text{узл.}}^g}{2} = \frac{8344}{2} = 4172 \text{ Н}$$

Величина узловых нагрузок при косинусоидальной эпюре распределения снега (см. рис.2.8):

- максимальная ордината (в середине фермы)

$$S_1 = 10800 \text{ Н / м};$$

- минимальная ордината (над опорой)

$$S_1 = 6228,5 \text{ Н / м};$$

- средняя ордината в четверти проекции панели АБ

$$P_1^{AB} = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot 35,31) = 6504,9 \text{ Н / м};$$

- интенсивность над узлом Б (Б')

$$P_1^B = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot 31,36) = 7360,1 \text{ Н / м};$$

- интенсивность над узлом В (В')

$$P_1^B = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot 26,20) = 8357,5 \text{ Н / м};$$

- интенсивность над узлом Г (Г')

$$P_1^G = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot 21,4) = 9148,9 \text{ Н / м};$$

- интенсивность над узлом Д (Д')

$$P_1^D = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot 15,48) = 9925,2 \text{ Н / м};$$

- интенсивность над узлом Е (Е')

$$P_1^E = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot 10,32) = 10408,2 \text{ H / м};$$

- интенсивность над узлом Ж (Ж')

$$P_1^{\mathcal{K}} = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha_i) = 10800 \cdot \cos(1,5 \cdot 5,16) = 10701,6 \text{ H / м};$$

- нагрузка на опорные узлы А (А')

$$P_{on}^{S_2} = P_1^{AB} \cdot \frac{l_{z,np}^{AB}}{2} = 6504,9 \cdot \frac{1,493}{2} = 4856 \text{ H} = 4,856 \text{ кН}.$$

- Нагрузка на узел Б (Б')

$$P_B^{S_2} = P_2^B \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{AB} + l_{z,np}^{BB}}{2} \right) = 7360,1 \cdot \frac{1,493 + 1,617}{2} = 11445 \text{ H} = 11,445 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел В (В')

$$P_B^{S_1} = P_1^B \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{BB} + l_{z,np}^{BG}}{2} \right) = 8357,5 \cdot \frac{1,617 + 1,617}{2} = 13514 \text{ H} = 13,514 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел Г (Г')

$$P_G^{S_1} = P_1^G \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{BG} + l_{z,np}^{GD}}{2} \right) = 9148,9 \cdot \frac{1,617 + 1,736}{2} = 15338 \text{ H} = 15,338 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел Д (Д')

$$P_D^{S_2} = P_2^D \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{GD} + l_{z,np}^{DE}}{2} \right) = 9925,2 \cdot \frac{1,736 + 1,736}{2} = 17230 \text{ H} = 17,23 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел Е (Е')

$$P_E^{S_1} = P_1^E \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{DE} + l_{z,np}^{E\mathcal{K}}}{2} \right) = 10408,2 \cdot \frac{1,736 + 1,797}{2} = 18386 \text{ H} = 18,386 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел Ж (Ж')

$$P_{\mathcal{K}}^{S_1} = P_1^{\mathcal{K}} \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{E\mathcal{K}} + l_{z,np}^{\mathcal{K}3}}{2} \right) = 10701,6 \cdot \frac{1,797 + 1,797}{2} = 19231 \text{ H} = 19,231 \text{ кН}$$

- нагрузка на узел З (З')

$$P_3^{S_1} = P_1^3 \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{\mathcal{K}3} + l_{z,np}^{3\mathcal{K}^1}}{2} \right) = 10800 \cdot \frac{1,797 + 1,797}{2} = 19408 \text{ H} = 19,408 \text{ кН}$$

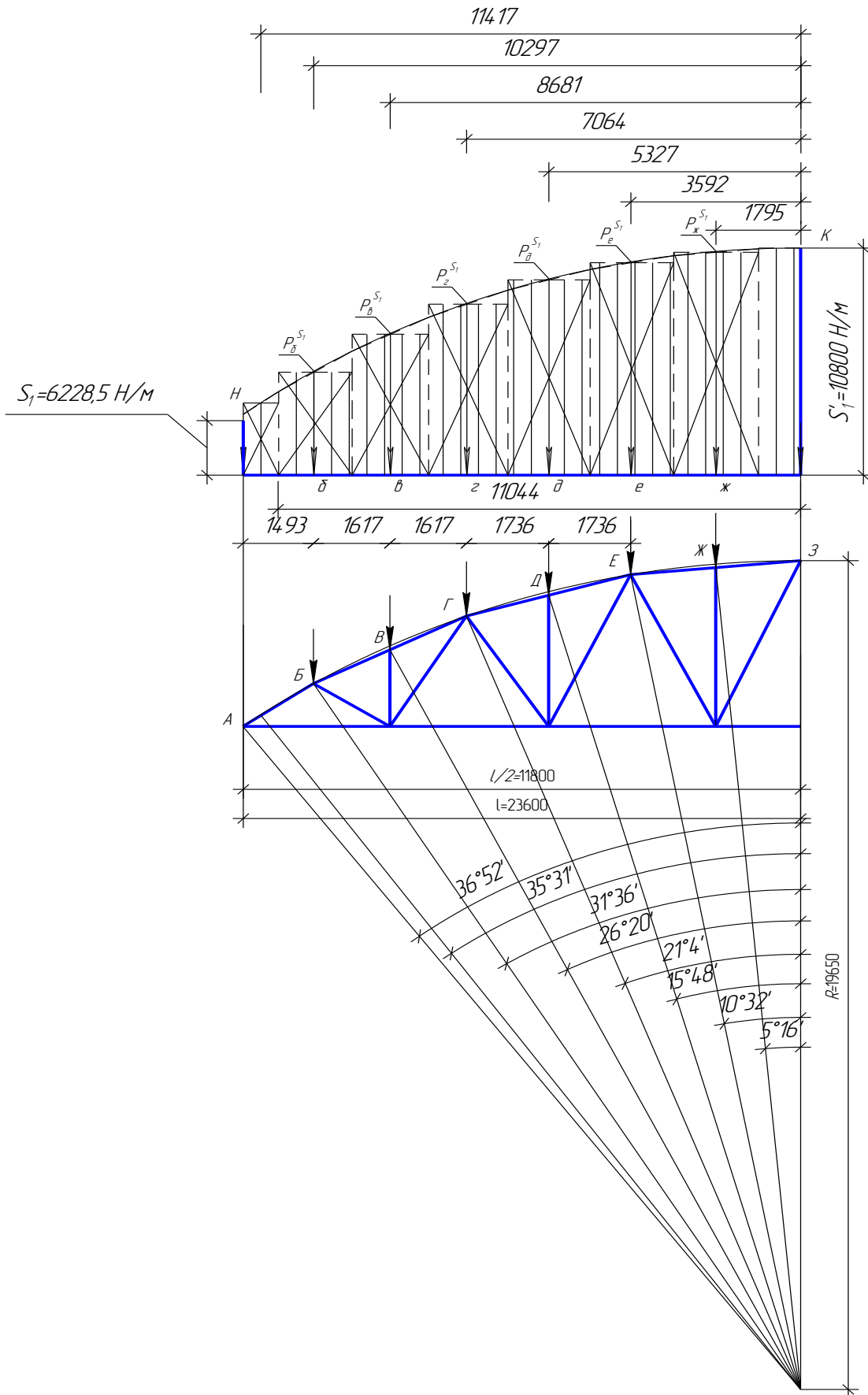


Рис.2.8. Схема определения узловых нагрузок от снега, распределенного по косинусоидальной эпюре

Величина узловых нагрузок при треугольной эпюре распределения снега (см. рис.2.9):

Узловая нагрузка определяется следующим образом:

- 1) треугольная эпюра второго загрузения снегом разбивается на количество трапеций, равное количеству узлов верхнего пояса
- 2) каждую грузовую трапецию заменяем прямоугольной с ординатой, равной средней ординате трапеции. Для опорного узла нагрузка определяется следующим образом:

- максимальная ордината над опорой

$$S_{2,\max} = S_g \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu_2 \cdot B = S_g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 \sin(3 \cdot \alpha_0) \cdot B = 1800 \cdot 2 \sin(3 \cdot 36,9) \cdot 6,0 = 20206 \text{ H / м};$$

- средняя ордината в четверти проекции панели АБ

$$P_2^{AB} = 20903 \text{ H / м}.$$

Для центрального узла ширина грузовой площади равна половине проекции примыкающей панели, а для остальных узлов грузовая площадь измеряется от середины до середины примыкающих панелей.

- интенсивность над узлом Б (Б')

$$P_2^B = \frac{21600 \cdot 10,297}{11,8} = 17761 \text{ H / м}.$$

- интенсивность над узлом В (В')

$$P_2^B = \frac{21600 \cdot 8,681}{11,8} = 15891 \text{ H / м};$$

- интенсивность над узлом Г (Г')

$$P_2^G = \frac{21600 \cdot 7,064}{11,8} = 12931 \text{ H / м};$$

- интенсивность над узлом Д (Д')

$$P_2^D = \frac{21600 \cdot 5,327}{11,8} = 9751 \text{ H / м};$$

- интенсивность над узлом Е (Е')

$$P_2^E = \frac{21600 \cdot 3,592}{11,8} = 6575 \text{ H / м};$$

- интенсивность над узлом Ж (Ж')

$$P_2^{\text{Ж}} = \frac{21600 \cdot 1,795}{11,8} = 3286 \text{ H / м};$$

- средняя ордината в четверти проекции панели ЖЗ

$$P_2^{\text{ЖЗ}} = \frac{21600 \cdot 0,449}{11,8} = 882 \text{ H / м};$$

- нагрузка на опорные узлы А (А')

$$P_{on}^{S_2} = P_2^{AB} \cdot \frac{l_{z,np}^{AB}}{2} = 20903 \cdot \frac{1,493}{2} = 15604 \text{ H} = 15,604 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел Б (Б')

$$P_B^{S_2} = P_2^B \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{AB} + l_{z,np}^{BB}}{2} \right) = 17761 \cdot \frac{1,493 + 1,617}{2} = 27618 \text{ H} = 27,618 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел В (В')

$$P_B^{S_2} = P_2^B \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{BB} + l_{z,np}^{BG}}{2} \right) = 15891 \cdot \frac{1,617 + 1,617}{2} = 25696 \text{ H} = 25,696 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел Г (Г')

$$P_\Gamma^{S_2} = P_2^\Gamma \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{BG} + l_{z,np}^{GD}}{2} \right) = 12931 \cdot \frac{1,617 + 1,736}{2} = 21679 \text{ H} = 21,679 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел Д (Д')

$$P_D^{S_2} = P_2^D \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{GD} + l_{z,np}^{DE}}{2} \right) = 9751 \cdot \frac{1,736 + 1,736}{2} = 16928 \text{ H} = 16,928 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел Е (Е')

$$P_E^{S_2} = P_2^E \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{DE} + l_{z,np}^{EЖ}}{2} \right) = 6575 \cdot \frac{1,736 + 1,797}{2} = 11615 \text{ H} = 11,615 \text{ кН};$$

- нагрузка на узел Ж (Ж')

$$P_{\text{Ж}}^{S_2} = P_2^{\text{Ж}} \cdot \left( \frac{l_{z,np}^{EЖ} + l_{z,np}^{\text{ЖЗ}}}{2} \right) = 3286 \cdot \frac{1,797 + 1,797}{2} = 5905 \text{ H} = 5,905 \text{ кН};$$

- нагрузка на опорные узлы А (А')

$$P_{cp}^{S_2} = P_2^{\text{ЖЗ}} \cdot \frac{l_{z,np}^{\text{ЖЗ}}}{2} = 882 \cdot \frac{1,797}{2} = 792 \text{ H} = 0,792 \text{ кН};$$



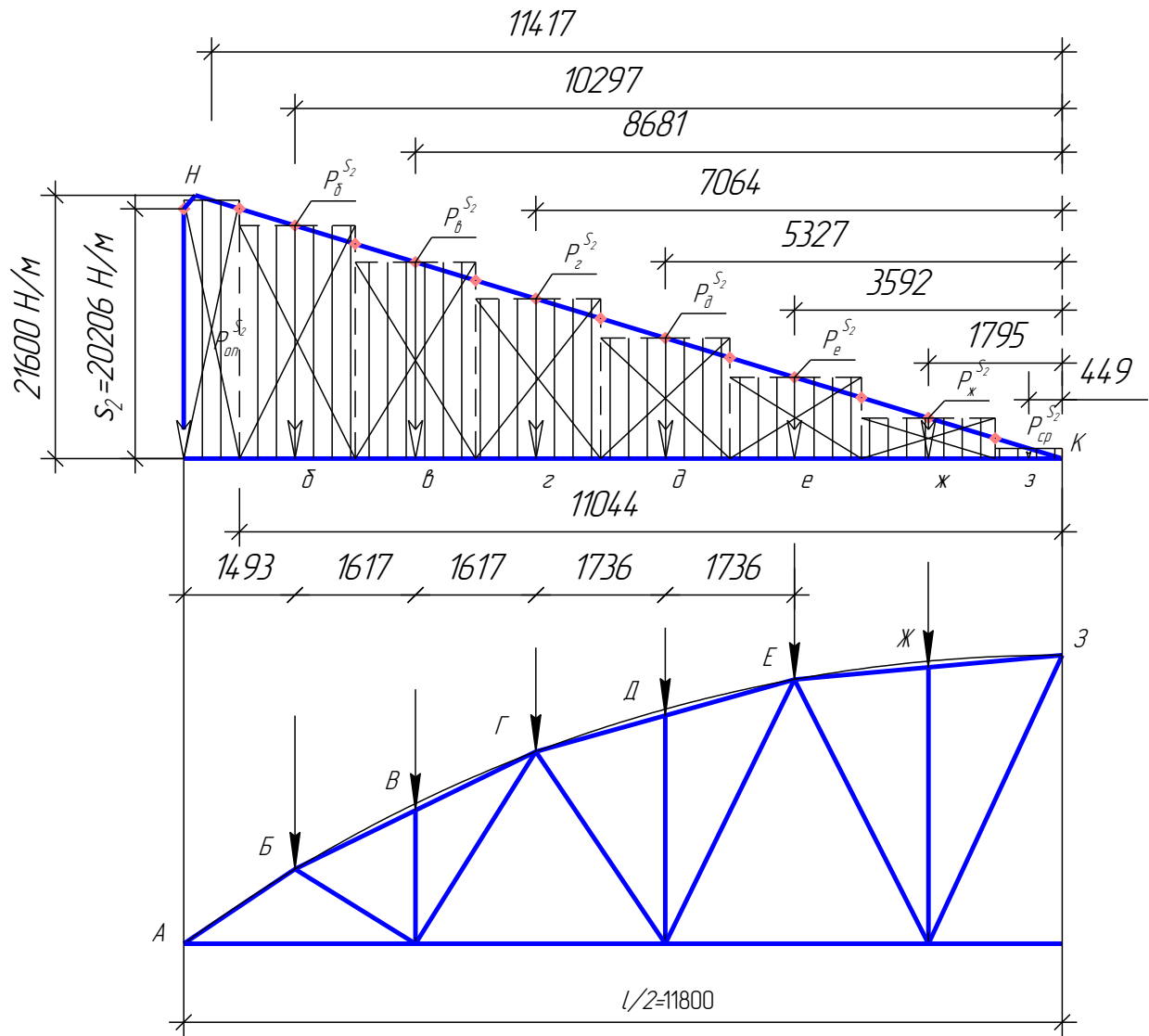


Рис. 2.9. Схема определения узловых нагрузок от снега распределенного по треугольной эшпоре

### 2.4.3 Статический расчет фермы

Статический расчет стропильных ферм имеет целью определение максимально возможных усилий во всех стержнях фермы при реальных сочетаниях постоянной и временной нагрузок:

- первое сочетание – постоянная на всем пролете + снеговая односторонняя, распределенная по треугольной эпюре.

- второе сочетание – постоянная на всем пролете + снеговая двусторонняя, распределенная по треугольной эпюре с одной стороны и половины этой же треугольной эпюры с другой.

- третье сочетание – постоянная на всем пролете + снеговая, распределенная по синусоидальной эпюре на всём пролёте.

Ветровую нагрузку ввиду ее малого влияния на усилия в элементах фермы можно не учитывать.

Усилия в элементах фермы определяются графическим способом (с помощью диаграммы Максвелла-Кремоны). Причем, для определения усилий от любого варианта равномерных нагрузок достаточно построить диаграмму от узловых нагрузок  $P=1$ , расположенных на одной половине фермы (см. рис.1 приложения).

Для определения усилий от треугольной и параболической снеговой нагрузки строят самостоятельную диаграмму (см. рис.2 и рис.3 приложения).

Полученные из диаграмм значения усилий в стержнях фермы заносят в табл.2.3.

Остальные значения усилий и их расчетные величины получают произведя необходимые вычисления в самой таблице.

#### *Пояснения к таблице.*

Графа 1 - обозначение элемента;

графа 2 – значения усилий от единичной нагрузки на левой половине фермы из диаграммы Максвелла-Кремоны;

графа 3 – заполняется кососимметрично, относительно графы 2;

графа 4 – сумма значений из граф 2 и 3;

графа 5 - умножение значений графы 4 на грузовой коэффициент в шапке графы 5;

графа 6 – значения усилий из диаграммы Максвелла-Кремоны от треугольной снеговой нагрузки слева;

графа 7 – заполняется кососимметрично, относительно графы 6;

графа 8 – сумма значений графы 6 и половинные значения графы 7;

графа 9 – усилия из диаграммы Максвелла-Кремоны от косинусоидальной снеговой нагрузки слева;

графа 10 – заполняется кососимметрично, относительно графы 9;

графа 11 – сумма значений из граф 9 и 10;

графы 12,13 – графы расчётных усилий получают путём сложения значений графы 4 и наибольшего значения из граф 6-11 для растяжения и сжатия.

	ЭЛЕМЕНТ	УСИЛИЕ ОТ ЕДИНИЧНОЙ НАГРУЗКИ, кН			УСИЛИЯ ОТ ПОСТОЯННОЙ $P_{уст}^g = 8,344 кН$	УСИЛИЯ ОТ ВРЕМЕННОЙ ТРЕ-УГОЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, кН			УСИЛИЯ ОТ ВРЕМЕННОЙ КОСИНУСОИДАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, кН			РАСЧЁТНЫЕ УСИЛИЯ, кН	
		слева	справа	на всём пролёте		слева	справа	на всём пролёте (слева+0,5права)	слева	справа	на всём пролёте	растяжение	сжатие
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Верхний пояс	O <sub>1</sub>	-8,55	-3,03	-11,58	<b>-96,624</b>	-200,89	-46,85	-224,315	-177,5	-79,73	<b>-257,23</b>		-353,854
	O <sub>2</sub>	-8,2	-3,25	-11,45	<b>-95,539</b>	-179,66	-50,34	-204,83	-178,49	-85,7	<b>-264,19</b>		-359,729
	O <sub>3</sub>	-8,2	-3,25	-11,45	<b>-95,539</b>	-179,66	-50,34	-204,83	-178,49	-85,7	<b>-264,19</b>		-359,729
	O <sub>4</sub>	-7,03	-3,66	-10,69	<b>-89,197</b>	-132,01	-56,93	-160,475	-166,53	-96,95	<b>-263,48</b>		-352,677
	O <sub>5</sub>	-7,03	-3,66	-10,69	<b>-89,197</b>	-132,01	-56,93	-160,475	-166,53	-96,95	<b>-263,48</b>		-352,677
	O <sub>6</sub>	-5,89	-4,51	-10,4	<b>-86,778</b>	-95	-70,22	-130,11	-150,18	-119,61	<b>-269,79</b>		-356,568
	O <sub>7</sub>	-5,89	-4,51	-10,4	<b>-86,778</b>	-95	-70,22	-130,11	-150,18	-119,61	<b>-269,79</b>		-356,568
	O <sub>7'</sub>	-4,51	-5,89	-10,4	<b>-86,778</b>	-70,22	-95	-117,72	-119,61	-150,18	<b>-269,79</b>		-356,568
	O <sub>6'</sub>	-4,51	-5,89	-10,4	<b>-86,778</b>	-70,22	-95	-117,72	-119,61	-150,18	<b>-269,79</b>		-356,568
	O <sub>5'</sub>	-3,66	-7,03	-10,69	<b>-89,197</b>	-56,93	-132,01	-122,935	-96,95	-166,53	<b>-263,48</b>		-352,677
	O <sub>4'</sub>	-3,66	-7,03	-10,69	<b>-89,197</b>	-56,93	-132,01	-122,935	-96,95	-166,53	<b>-263,48</b>		-352,677
	O <sub>3'</sub>	-3,25	-8,2	-11,45	<b>-95,539</b>	-50,34	-179,66	-140,17	-85,7	-178,49	<b>-264,19</b>		-359,729
	O <sub>2'</sub>	-3,25	-8,2	-11,45	<b>-95,539</b>	-50,34	-179,66	-140,17	-85,7	-178,49	<b>-264,19</b>		-359,729
O <sub>1'</sub>	-3,03	-8,55	-11,58	<b>-96,624</b>	-46,85	-200,89	-147,295	-79,73	-177,5	<b>-257,23</b>		-353,854	
Раскосы	D <sub>1</sub>	0,33	0,47	0,8	<b>6,675</b>	-5,99	7,51	-2,235	15,61	12,86	28,47	35,145	
	D <sub>2</sub>	0,97	-0,29	0,68	<b>5,674</b>	<b>41,37</b>	-4,7	39,02	8,85	-8,04	0,81	47,044	
	D <sub>3</sub>	-0,13	0,83	0,7	<b>5,841</b>	<b>-22,14</b>	13	-15,64	8,9	22,16	31,06	36,901	-16,299
	D <sub>4</sub>	1,23	-0,77	0,46	<b>3,838</b>	<b>43,89</b>	-12,02	37,88	16,3	<b>-20,49</b>	-4,19	47,728	-16,562
	D <sub>5</sub>	-0,82	1,43	0,61	<b>5,090</b>	<b>-29,93</b>	22,23	-18,815	-8,08	<b>37,87</b>	29,79	52,960	-24,840
	D <sub>6</sub>	1,9	-1,4	0,5	<b>4,172</b>	<b>37,52</b>	-21,86	26,59	36,03	<b>-37,25</b>	-1,22	41,692	-33,078
	D <sub>6'</sub>	-1,4	1,9	0,5	<b>4,172</b>	-21,86	<b>37,52</b>	-3,1	<b>-37,25</b>	36,03	-1,22	41,692	-33,078
	D <sub>5'</sub>	1,43	-0,82	0,61	<b>5,090</b>	22,23	<b>-29,93</b>	7,265	37,87	-8,08	<b>29,79</b>	42,960	-24,840
	D <sub>4'</sub>	-0,77	1,23	0,46	<b>3,838</b>	-12,02	<b>43,89</b>	9,925	<b>-20,49</b>	16,3	-4,19	47,728	-16,562
	D <sub>3'</sub>	0,83	-0,13	0,7	<b>5,841</b>	13	<b>-22,14</b>	1,93	22,16	8,9	<b>31,06</b>	36,901	-16,299
	D <sub>2'</sub>	-0,29	0,97	0,68	<b>5,674</b>	-4,7	<b>41,37</b>	15,985	-8,04	8,85	0,81	47,044	
D <sub>1'</sub>	0,47	0,33	0,8	<b>6,675</b>	7,51	-5,99	4,515	12,86	15,61	<b>28,47</b>	35,145		

НИЖНИЙ ПОЯС	L1	7,07	2,51	9,58	<b>79,936</b>	166,08	38,76	185,46	146,74	65,91	<b>212,65</b>	<b>292,586</b>	
	L2	6,84	3,06	9,9	<b>82,606</b>	139,27	47,59	163,065	155,31	81,03	<b>236,34</b>	<b>318,946</b>	
	L3	6,23	3,86	10,09	<b>84,191</b>	107,97	59,99	137,965	153,16	102,18	<b>255,34</b>	<b>339,531</b>	
	L4	5,08	5,08	10,16	<b>84,775</b>	79,01	79,01	118,515	134,58	134,58	<b>269,16</b>	<b>353,935</b>	
	L3'	3,86	6,23	10,09	<b>84,191</b>	59,99	107,97	113,975	102,18	153,16	<b>255,34</b>	<b>339,531</b>	
	L2'	3,06	6,84	9,9	<b>82,606</b>	47,59	139,27	117,225	81,03	155,31	<b>236,34</b>	<b>318,946</b>	
	L1'	2,51	7,07	9,58	<b>79,936</b>	38,76	166,08	121,8	65,91	146,74	<b>212,65</b>	<b>292,586</b>	
Стойки	V1	-1,0	-1,0	-2	<b>-16,688</b>	-32,008	-32,008	<b>-48,012</b>	-15,833	-15,833	-31,666		<b>-64,700</b>
	V2	-1,0	-1,0	-2	<b>-16,688</b>	-21,087	-21,087	-31,6305	-22,1	-22,1	<b>-44,2</b>		<b>-60,888</b>
	V3	-1,0	-1,0	-2	<b>-16,688</b>	-7,355	-7,355	-11,0325	-25,538	-25,538	<b>-51,076</b>		<b>-67,764</b>
	V3'	-1,0	-1,0	-2	<b>-16,688</b>	-7,355	-7,355	-11,0325	-25,538	-25,538	<b>-51,076</b>		<b>-67,764</b>
	V2'	-1,0	-1,0	-2	<b>-16,688</b>	-21,087	-21,087	-31,6305	-22,1	-22,1	<b>-44,2</b>		<b>-60,888</b>
	V1'	-1,0	-1,0	-2	<b>-16,688</b>	-32,008	-32,008	<b>-48,012</b>	-15,833	-15,833	-31,666		<b>-64,700</b>
Реакции	A	5,31	1,69	7	<b>58,408</b>	132,458	26,33	145,623	104,65	44,861	<b>149,511</b>	<b>207,919</b>	
	A'	1,69	5,31	7	<b>58,408</b>	26,33	132,458	92,559	44,861	104,65	<b>149,511</b>	<b>207,919</b>	

Примечание: Обозначения элементов фермы приняты по рис.2.10

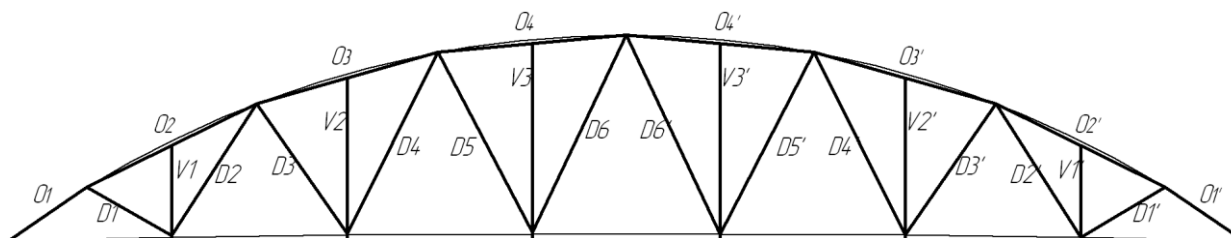


Рис. 2.10. Обозначения элементов фермы

## 2.4.4. Конструктивный расчёт

### 2.4.4.1 Расчёт панелей верхнего пояса

Размеры поперечного сечения верхнего пояса фермы определяют из расчёта опорной панели (как наиболее нагруженной временной снеговой нагрузкой) и панели, наименее наклонной к горизонту (так как составляющая постоянной и временной снеговой нагрузки, перпендикулярная к скату, в ней наибольшая).

В элементах верхнего пояса фермы, кроме продольных усилий, действует изгибающий момент от внеузловой нагрузки. Для уменьшения его продольные усилия прикладывают с эксцентриситетами  $e$ , величину которых назначают из условия равенства напряжений или моментов (по абсолютной величине) в середине панелей и на их концах.

Для панелей, рассматриваемых как однопролетные шарнирно-опертые балки, величина эксцентриситета определяется по формуле (2.1). Для панелей, представляющих неразрезные двухпролетные балки (рис. 2.11а), приравняв моменты в пролете и по концам

$$(0,0703 \cdot q_x \cdot l_n^2 - 0,4 \cdot N \cdot e) \cdot \frac{1}{\xi} = N \cdot e,$$

эксцентриситет определяется по формуле

$$e = \frac{0,0703 \cdot q_x \cdot l_n^2}{N \cdot (0,4 + \xi)}; \quad (2.1)$$

$\xi$  — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, который предварительно принимается равным 0,7 - 0,85.

Расчет панелей верхнего пояса на прочность производят по формуле (2.2)

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_c \cdot m_g \cdot m_d \cdot m_\delta \cdot m_{cl} \cdot m_{zn}, \quad (2.2)$$

где  $N$  - расчетная сжимающая сила, действующая в рассчитываемом элементе;

$m_B$  - коэффициент условий эксплуатации, принимаемый по табл.5 [1];

$m_\delta$  - коэффициент, равный 0,8, если напряжения в элементе, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок;

$m_\delta$  - коэффициент масштабности сечения, принимаемый по табл.7 [1];

$m_{cl}$  - коэффициент, учитывающий толщину слоев клееного элемента и принимаемый по табл.8 [1];

$m_{gn}$  - коэффициент для гнутых клееных элементов, принимаемый по табл.9 [1];

$M_D$  - деформационный изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый по деформированной схеме (см. п.6.17 прим.1 [1]);

$F_{расч}$  - расчетная площадь поперечного сечения элемента, принимаемая для нашего случая, когда в расчетном сечении элемента нет ослаблений (см. п.6.2 [1]), равной  $F_{расч} = F_{бр}$ ;

$W_{расч}$  - расчетный момент сопротивления поперечного сечения, равный для нашего случая (см. п.6.9 [1])  $W_{ит} = W_{бр}$ .

При проверке напряжений в опорной панели фермы, рассматривая ее как однопролетную балку, изгибающий момент  $M_D$  определяем по формуле:

$$M_D = \frac{1}{\xi} \cdot \left( M_q - \frac{M_N}{K_n} \right);$$

$$\text{где } M_q = \frac{q_x \cdot l_n^2}{8}; \quad M_N = N \cdot e; \quad \xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_n \cdot F_{\dot{\alpha}\delta}} = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot F_{\dot{\alpha}\delta} \cdot R_c}$$

- коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы, вследствие изгиба элемента.

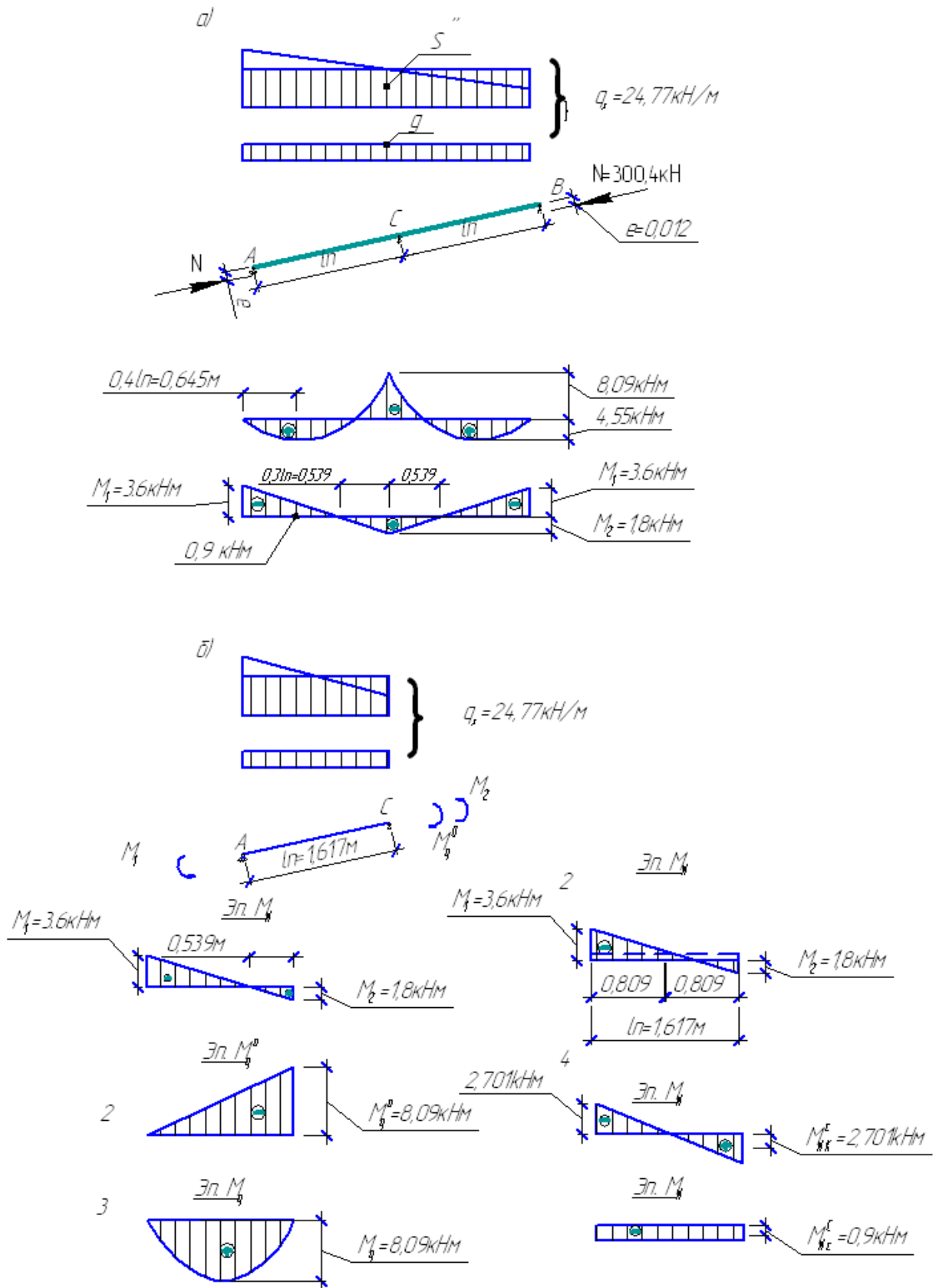


Рис. 2.11. К расчету верхнего пояса многоугольной фермы  
 а – средняя опора не имеет просадки; б и г – к определению моментов по деформационной схеме



*При проверке напряжений в панели верхнего пояса, наиболее наклоненной к горизонту, рассматривая ее как двухпролетную балку со средней опорой на стойке, изгибающие моменты от поперечной нагрузки и продольной силы определяем с учетом перемещения опор (узлов) при прогибе фермы (по деформированной схеме).*

Допускается изгибающий момент от действия поперечной нагрузки и продольной силы по деформированной схеме  $M$  определять, рассматривая два крайних случая:

- средняя опора не имеет просадки, и брус верхнего пояса представляет двухпролетную неразрезную балку, рис. 2.11 а;
- средняя опора имеет такую просадку, когда изгибающий момент на средней опоре равен нулю и брус верхнего пояса представляет разрезную балку с пролетом, равным длине панели, рис. 2.11 в.

В первом случае в двухпролетной неразрезной балке момент на средней опоре при действии равномерно распределенной нагрузки равен

$$M_q = -0,125 \cdot q_x \cdot l_n^2; \quad (2.3)$$

Момент в этом же сечении от внецентренного приложения сжимающей силы

$$M_2 = 0,5 \cdot N \cdot e; \quad (2.4)$$

так как эпюра моментов проходит через фокусную точку, находящуюся на расстоянии  $1/3$  от средней опоры.

Наибольший момент в пролете, на расстоянии  $0,4l_n$  от опоры А, при действии равномерно распределенной нагрузки равен

$$M_{qx} = 0,0703 \cdot q_x \cdot l_n^2; \quad (2.5)$$

Момент в этом же сечении от внецентренного приложения сжимающей силы

$$M_{Nx} = 0,4 \cdot N \cdot e; \quad (2.6)$$

Для определения опорного и пролетного моментов от поперечной нагрузки и продольной силы по деформированной схеме рассмотрим один пролет

балки, представив его в виде схемы, изображенной на рис. 2.11б. Разнозначную эпюру моментов  $M_N$  (рис. 2.11з) разложим на две — кососимметричную и симметричную.

- При кососимметричной эпюре изгибающие моменты определяются по формулам:

$$\text{— на опоре С} \quad M_{N.k}^c = 0,75 \cdot N \cdot e; \quad (2.7)$$

— в пролёте на расстоянии  $0,4l_n$  от опоры А

$$M_{N.k}^x = -0,15 \cdot N \cdot e;$$

- При симметричной эпюре моментов на опоре и в пролёте моменты равны:

$$M_{N.c}^c = M_{N.c}^x = -0,25 \cdot N \cdot e; \quad (2.8)$$

Момент от действия симметричной нагрузки и продольной силы по деформированной схеме определяется согласно п. 4.17 [4] с учётом пп. 4.11 и 4.12 [4].

На опоре С:

$$M_{Д.С} = \frac{M_q^0}{k_n \cdot \bar{\xi}} + \left[ \left( \frac{M_{N.k}^c}{k_{n.k} \cdot \xi_k} \right) + \left( -\frac{M_{N.c}^c}{k_{n.c} \cdot \xi_c} \right) \right]; \quad (2.9)$$

где  $\bar{\xi} = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot F_{ad} \cdot R_c}$  - коэффициент, учитывающий дополнительный мо-

мент от продольной силы, вследствие прогиба элемента.

Здесь  $\lambda = \frac{l_n}{r}$ ;  $\xi_k$  - то же, при  $\lambda = \frac{l_n}{2r}$ ,

где  $r$  - радиус инерции поперечного сечения.

$k_n, k_{n.k}, k_{n.c}$  - поправочные коэффициенты соответственно для всей, кососимметричной и симметричной эпюр:

$$k_n = \alpha_n + \xi \cdot (1 - \alpha_n) = 1,22 - 0,22 \cdot \xi; \quad (2.9a)$$

$$k_{н-к} = \alpha_{н-к} + \xi_{к} \cdot (1 - \alpha_{н-к}) = 1,22 - 0,22 \cdot \xi_{к}; \quad (2.9б)$$

$$k_{н-с} = \alpha_{н-с} + \xi_{с} \cdot (1 - \alpha_{н-с}) = 0,81 + 0,19 \cdot \xi_{с}. \quad (2.9в)$$

Подставляя значения коэффициентов в формулах моментов (2.3), (2.7) и (2.8) в (2.9), получим

$$M_{д.с} = \frac{1}{\xi} \cdot \left[ \frac{0,25 \cdot N \cdot e}{\kappa_{н-с}} + \left( 3 \cdot \frac{\kappa_{н-с} \cdot \xi}{\kappa_{н-с} \cdot \xi_{с}} - 1 \right) \right] - \frac{0,125 \cdot q_x \cdot l_n^2}{\kappa_n} \quad (2.10)$$

В пролёте на расстоянии  $0,4l_n$  от опоры А

$$M_{д.с} = \frac{0,125 \cdot q_x \cdot l_n^2}{\xi} - \frac{0,05 \cdot q_x \cdot l_n^2}{\kappa_n \cdot \xi} - \frac{0,15 \cdot N \cdot e}{\kappa_n \cdot \xi_{к}} \cdot \left( 1,67 \cdot \frac{\kappa_{н-к} \cdot \xi_{с}}{\kappa_{н-с} \cdot \xi} + 1 \right) \quad (2.11)$$

или

$$M_{д.с} = \frac{0,125 \cdot q_x \cdot l_n^2}{\xi} \left( 1 - \frac{0,42}{\kappa_n} \right) - \frac{0,15 \cdot N \cdot e}{\kappa_n \cdot \xi_{к}} \cdot \left( 1,67 \cdot \frac{\kappa_{н-к} \cdot \xi_{с}}{\kappa_{н-с} \cdot \xi} + 1 \right) \quad (2.12)$$

Во втором случае, рассматривая панель, как однопролётную балку (рис. 2.11 в), момент в середине пролёта от действия поперечной нагрузки и продольной силы по деформированной схеме определим по формуле

$$M_{д} = \frac{0,125 \cdot q_x \cdot l_n^2}{\xi} - \frac{0,5 \cdot N \cdot e}{\kappa_n \cdot \xi} = \frac{1}{\xi} \cdot \left( 0,125 \cdot q_x \cdot l_n^2 - \frac{0,5 \cdot N \cdot e}{\kappa_n} \right) \quad (2.12а)$$

Из рассмотренных двух крайних случаев наибольший момент от действия поперечной нагрузки и продольной силы по деформированной схеме  $M_{д}$  принимают при проверке напряжений в панели верхнего пояса.

$$S_x^* = S_2 \cdot \left( 1 - \frac{2x}{l} \right), \quad (2.13)$$

где  $x$  – расстояние от середины панели, для которой вычисляется нагрузка, до центра опорного узла;

$l$  – пролет фермы;  $S_2$  – нагрузка от снега на опоре.

Для нашего случая:

- расстояние от опоры до середины панели АБ (см. рис.2.12)

$$x_{АБ} = \frac{l_{с.пр}^{АБ}}{2} = \frac{1493}{2} = 746,5 \approx 0,747 м;$$

- расстояние до середины панели БГ (см. рис.2.12)

$$x_{БГ} = l_{\text{з.нр}}^{AB} + \frac{l_{\text{з.нр}}^{БГ}}{2} = 1493 + \frac{3234}{2} = 3110 \text{ мм} = 3,110 \text{ м};$$

- расстояние до середины панели ГЕ (см. рис.2.12)

$$x_{ГЕ} = l_{\text{з.нр}}^{AB} + l_{\text{з.нр}}^{БГ} + \frac{l_{\text{з.нр}}^{ГЕ}}{2} = 1493 + 3234 + \frac{3472}{2} = 6463 \text{ мм} = 6,463 \text{ м};$$

- расстояние до середины панели ЕЗ (см. рис.2.12)

$$x_{ЕЗ} = l_{\text{з.нр}}^{AB} + l_{\text{з.нр}}^{БГ} + l_{\text{з.нр}}^{ГЕ} + \frac{l_{\text{з.нр}}^{ЕЗ}}{2} = 1493 + 3234 + 3472 + \frac{3590}{2} = 9994 \text{ мм} = 9,994 \text{ м};$$

- эквивалентная нагрузка для панели АБ (по ф.2.13)

$$S_{AB}'' = 20,206 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,747}{23,6}\right) = 18,927 \text{ кН / м};$$

- эквивалентная нагрузка для панели БГ (по ф.2.13)

$$S_{БГ}'' = 20,206 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 3,110}{23,6}\right) = 14,88 \text{ кН / м};$$

- эквивалентная нагрузка для панели ГЕ (по ф.2.13)

$$S_{ГЕ}'' = 20,206 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 6,463}{23,6}\right) = 9,139 \text{ кН / м};$$

- эквивалентная нагрузка для панели ЕЖ (по ф.2.13)

$$S_{ЕЖ}'' = 20,206 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 9,994}{23,6}\right) = 3,093 \text{ кН / м};$$

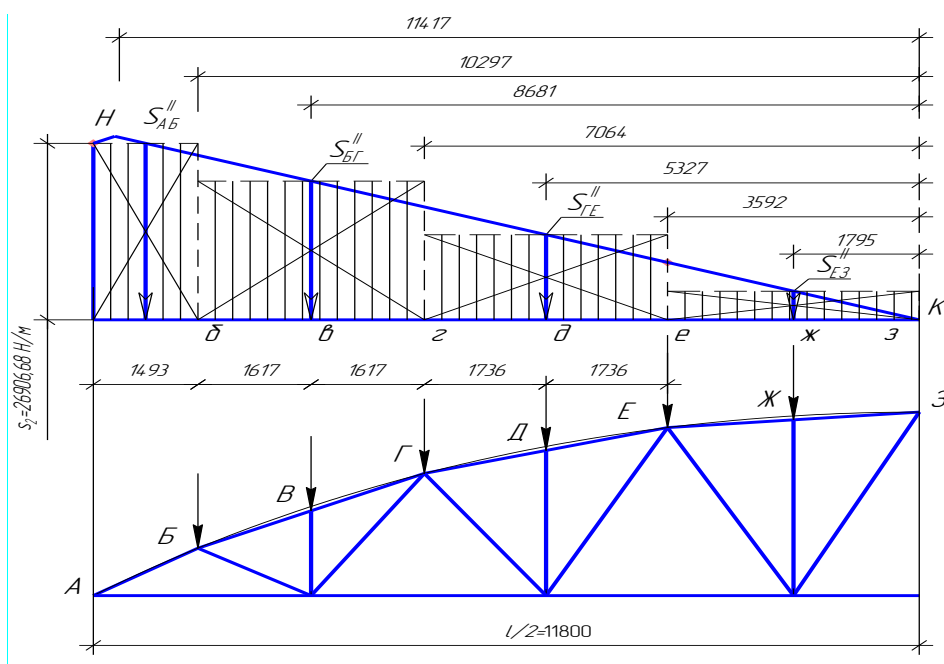


Рис. 2.12. – Схема замены синусоидальной снеговой нагрузки на равномерно распределенную в пределах панели верхнего пояса

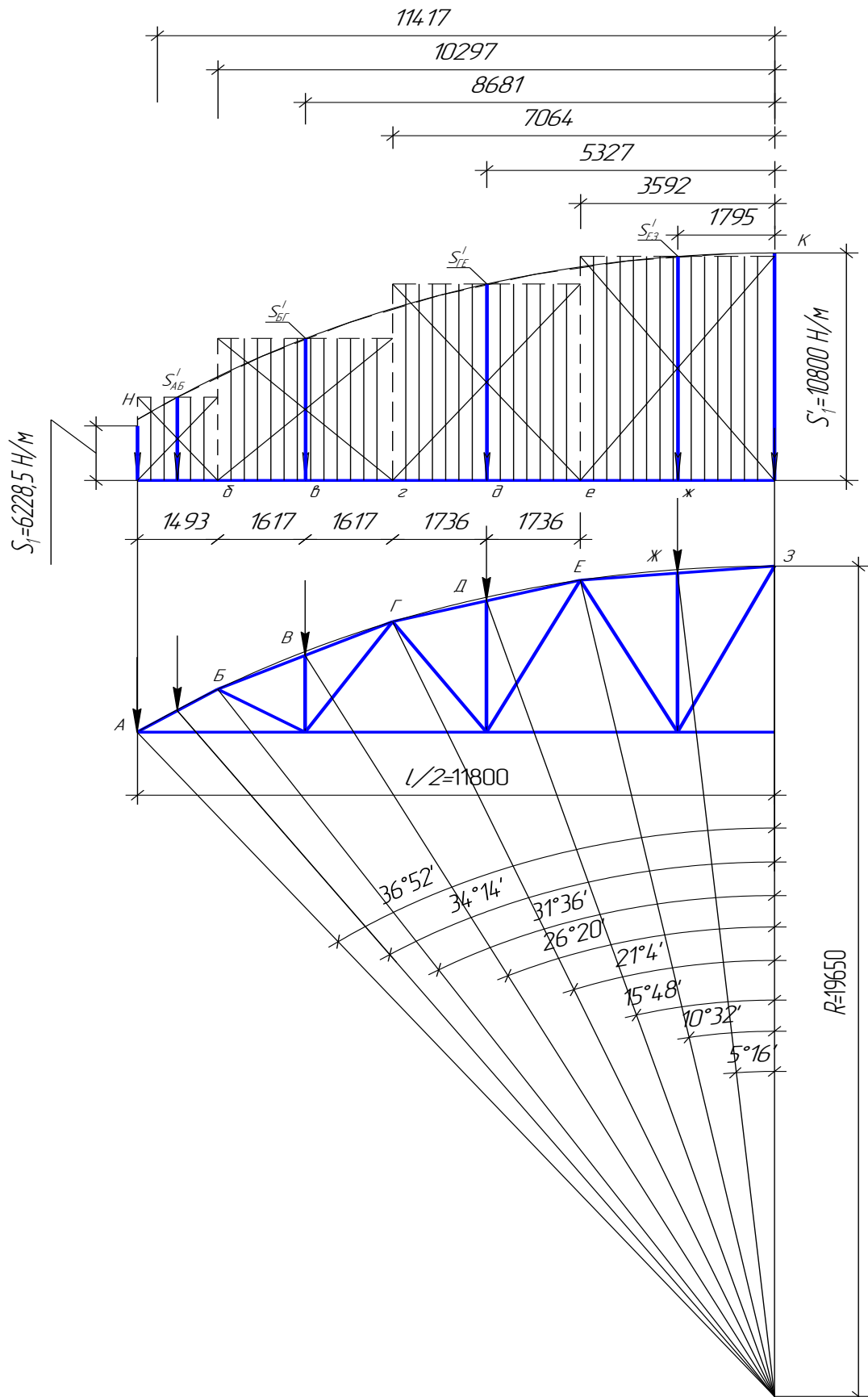


Рис. 2.13. Схема замены косинусоидальной снеговой нагрузки на равномерно распределенную в пределах панели верхнего пояса

Расчетные значения изгибающих моментов, действующих в панели БВ верхнего пояса при различных возможных сочетаниях нагрузок и соответствующие этим сочетаниям нормальные силы определены ниже.

Расчет производится в табличной форме (представлен в табл. 2.4.).

Столбец 2 заполняем, исходя из геометрической схемы фермы.

Столбцы 3 и 4 выписываем из соответствующих граф таблицы 2.3.

Столбец 5 получается сложением данных столбцов 3 и 4.

Столбец 6 заполняем по данным из таблицы 2.3. и вычисленным значениям  $S_x''$  по формуле 2.13.

Столбец 7 заполняем, вычисляя значение  $\xi$  по формуле 2.9.

Столбец 8 заполняем, вычисляя значение  $e$  по формуле 2.1.

Столбцы 9 и 10 заполняем, вычисляя значение  $\xi_k$  и  $\xi_c$  по формуле 2.9.

Столбцы 11, 12 и 13 заполняем, вычисляя значение  $\kappa_n$ ,  $\kappa_{n,k}$  и  $\kappa_{n,c}$  по формуле 2.9а - 2.9в.

Столбец 14 заполняем, вычисляя значение  $M_{дс}$  по формуле 2.12.

Столбец 15 заполняем, вычисляя значение  $M_d$  по формуле 2.12а.

Таблица 2.4.

Элементы, загрузки	Панель БВ													
	$l_n, \text{ м}$	$N_1, \text{ кН}$	$N_2, \text{ кН}$	$N_1+N_2, \text{ кН}$	$q_x = g + S', \text{ кН/м}$	$\xi$	$e, \text{ м}$	$\xi_k$	$\xi_c$	$K_n$	$K_{н.к}$	$K_{н.с}$	$M_{д.с.}, \text{ кН}\cdot\text{м}$	$M_{д.}, \text{ кН}\cdot\text{м}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Постоянная нагрузка + 1-я схема (косинусоидальная) распределения снега на всём пролёте	1,617	-95,539	-264,190	-359,729	10,426	0,854	0,004	0,964	0,854	1,032	1,008	0,953	-1,622	3,174
Постоянная нагрузка + 1-я схема (косинусоидальная) распределения снега на левой половине пролёта	1,617	-95,539	-178,490	-274,029	10,426	0,899	0,005	0,972	0,899	1,022	1,006	0,953	-1,542	3,045
Постоянная нагрузка + 1-я схема (косинусоидальная) распределения снега на правой половине пролёта	1,617	-95,539	-85,70	-181,239	4,951	0,923	0,004	0,982	0,923	1,017	1,004	0,953	-0,675	1,367
Постоянная нагрузка + 2-я схема (синусоидальная) распределения снега на всём пролёте	1,617	-95,539	-204,830	-300,369	24,766	0,878	0,012	0,970	0,878	1,027	1,007	0,953	-3,630	7,220
Постоянная нагрузка + 2-я схема (синусоидальная) распределения снега на левой половине пролёта	1,617	-95,539	-179,660	-275,199	24,766	0,889	0,013	0,972	0,889	1,024	1,006	0,953	-3,577	7,140
Постоянная нагрузка + 2-я схема (синусоидальная) распределения снега на правой половине пролёта	1,617	-95,539	-50,340	-145,879	4,951	0,941	0,005	0,985	0,941	1,013	1,003	0,953	-0,655	1,337

### Компоновка сечения.

Элементы верхнего пояса фермы изготавливаются из фрезерованных брусьев (bхh)200×225, а решётки –200×125 по ГОСТ 24454-80\*Е. Припуск на фрезерование бруса для верхнего пояса - 7,5 мм, а бруса для решётки - 5,0мм.

Таким образом, окончательное сечение панелей верхнего пояса после фрезерования составит (bхh) 185×210 мм, а элементов решётки - (bхh) 185×115 мм.

Имеем:  $h = 210\text{мм} = 21,0\text{см}$

$$b = 185\text{мм} = 18,5\text{см}$$

$$F_{расч} = F_{бр} = 18,5 \times 21,0 = 388,5\text{см}^2 = 38,85 \times 10^{-3}\text{м}^2;$$

$$W_{расч} = W_{бр} = \frac{18,5 \times 21,0^2}{6} = 1359,8\text{см}^3 = 13,6 \times 10^{-4}\text{м}^3.$$

Гибкость панели в плоскости фермы:

$$\lambda = \frac{a_n}{0,289h} = \frac{161,7}{0,289 \cdot 21,0} = 26,6 < [\lambda] = 120.$$

Проверка прочности панели БВ

$$\left( \frac{300,369 \cdot 10^3}{38,85 \cdot 10^{-3}} + \frac{8,22 \cdot 10^3}{1,36 \cdot 10^{-3}} \right) = (7,73 + 6,04) \cdot 10^6 = 13,77\text{МПа} < 15 \cdot 1 = 15\text{МПа}$$

Здесь N – сжимающая сила, принятая по табл.2.4;

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot F_{бр} \cdot R_c} = 1 - \frac{26,6^2 \cdot 300,369 \cdot 10^3}{3000 \cdot 38,85 \cdot 10^{-3} \cdot 15,0 \cdot 10^6} = 0,878;$$

$$M_{д} = \frac{M_1 - M_2}{\xi} = \frac{7,220}{0,878} = 8,22\text{кН}.$$

$R_c = 15\text{МПа}$  - принимается по п.1 в табл.3 для древесины сосны второго сорта с учетом коэффициентов по п.5.2 [1]:

$$m_B = 1; m_{\sigma} = 1; m_{сл} = 1; m_{сн} = 1.$$

Таким образом, принятое сечение панели БВ (b х h)=185x210 мм удовлетворяет условиям прочности.

В случае невыполнения проверки рекомендуется увеличить, в первую очередь, высоту сечения верхнего пояса (см. табл.1 прил.2).



#### 2.4.4.2 Расчёт нижнего пояса

Нижний пояс проектируем стальным из двух горячекатаных неравнополочных уголков в соответствии с сортаментом ГОСТ 8510-86\*.

Максимальное усилие в поясе (согласно табл. 2.4):  $N=359,729\text{кН}$ .

Необходимая площадь сечения стального пояса из условия прочности на растяжение (п.7.1.1 [3]):

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{359,729 \cdot 10^3}{255 \cdot 10^2 \cdot 0,95} = 14,49 \text{см}^2,$$

где:  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы (табл.1 [3]);

$R_y$  - расчетное сопротивление растяжению стали (таб. В5 прилож. В[3]).

Проектируем нижний пояс из двух уголков 75x50x8 с общей площадью сечения:

$$A = 2 \cdot 9,47 = 18,94 \text{см}^2 = 18,94 \cdot 10^{-4} \text{м}^2$$

Гибкость пояса в вертикальной плоскости:

$$\lambda_x = \frac{a_{н.п.}}{i_x} = \frac{359}{2,35} = 152,8 < \lambda_u = 400, \text{ т.е. не превышает предельную (табл.33 [3])}$$

где  $a_{н.п.}$  - свободная длина пояса в плоскости фермы, равная длине панели;

$i_x$  - радиус инерции двух уголков относительно горизонтальной оси.

Изгибающий момент в нижнем поясе от собственного веса:

$$M_{с.в.} = \frac{g_{н.п.} \cdot a_{н.п.}^2}{8} = \frac{2 \cdot 7,43 \cdot 10 \cdot 3,59^2}{8} = 239,4 \text{Нм}$$

где  $g_{н.п.}$  - погонный вес пояса.

Растягивающие напряжения в поясе с учетом собственного веса:

$$\left( \frac{N}{A} + \frac{M_{с.в.}}{2 \cdot W_{нижн}} \right) \cdot \gamma_n = \left( \frac{359,729 \cdot 10^3}{18,91 \cdot 10^{-4}} + \frac{239,4}{2 \cdot 20,78 \cdot 10^{-6}} \right) \cdot 1,0 = 195,99 \text{МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 255 \cdot 0,95 = 242,3 \text{МПа}$$

$W_{нижн}$  - момент сопротивления одного уголка по нижней (растянутой от изгиба под собственным весом) грани при расположении его короткой полкой вниз.

Уголки, составляющие нижний пояс, необходимо соединить стальными пластинами, установленными с шагом, не превышающим значение  $80 \cdot i_{y1}$ .

$$\text{Принимаем шаг} \quad 100 \text{ см} < 80 \cdot i_{y1} = 80 \cdot 1,4 = 112 \text{ см},$$

$i_{y1}$  - радиус инерции одного уголка относительно его центральной вертикальной оси.

#### 2.4.4.3. Расчёт раскоса

1. Определяем минимальный размер поперечного сечения раскосов.

Из таблицы усилий (табл. 2.3) видно, что наибольшие усилия сжатия возникают в средних раскосах  $D_6$  и  $D_6'$  (см. рис.1 прил.1) и равны  $D_6 = D_6' = -33,078 \text{ кН}$ ,

Раскосы имеют длину 4,183 м. и являются самыми длинными раскосами в ферме. Поэтому проверку на прочность и устойчивость можно выполнить только для этих раскосов ( $D_6 = D_6'$ ).

Задаемся гибкостью раскосов  $\lambda = 150$  и определяем минимальный размер их поперечного сечения:

$$h = \frac{418,3}{0,289 \cdot 150} = 9,65$$

Принимаем раскосы в виде бруса шириной 200 мм и высотой 125.

Учитывая ширину верхнего пояса и чистовую острожку боковых граней бруса, будем иметь сечение раскосов равным  $185 \times 115 \text{ мм}$ .

$$(F_{op} = 212,8 \text{ см}^2 = 21,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2).$$

2. Проверяем на прочность и устойчивость раскос  $D_4$ .

$$\lambda = \frac{418,3}{0,289 \cdot 11,5} = 126; \lambda < 150 \text{ относится к прочим сжатым элементам (см. п.6.24 и}$$

п.2 табл.17 ) [1]);

Если  $\lambda > 70$  (см. п.6.3 [1]),

$$\varphi = \frac{3000}{126^2} = 0,189.$$

$R_c = 15 \text{ МПа}$  - по п.1 табл.3 [1] для древесины второго сорта.

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{расч}} \cdot \gamma_n = \frac{33078}{0,189 \cdot 11,5 \cdot 21,3 \cdot 10^{-4}} \cdot 1,0 = 7,14 \cdot 10^6 \text{ Па} = 7,14 \text{ МПа} < 15 \cdot 1,0 = 15,0 \text{ МПа}$$

3. Соединение раскосов с поясами предполагаем осуществлять посредством стальных планок-накладок, прикрепляемых к раскосам болтами диаметром  $d=18$  мм, а к поясам - посредством узловых болтов. Планки принимаем из полосовой стали (по ГОСТ 380-71) сечением  $8 \times 80$  мм.

Расчетная несущая способность одного “среза” болта в древесине  $T_{расч}$  (см. табл.20 [1]) равна:

а) из условия смятия древесины раскоса

$$T_{см} = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 18,5 \cdot 1,8 = 16,65 \text{ кН};$$

$c=185$  мм – ширина раскоса,

б) из условия изгиба нагеля

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 = 2,5 \cdot 1,8^2 = 8,1 \text{ кН}.$$

Таким образом,  $T_{расч}=8,1$  кН.

Необходимое количество нагелей (болтов) для крепления планок определяется по наибольшему (по абсолютной величине) усилию в раскосах  $D_6=D_6^? = 33,078$  кН:

$$n = \frac{D_3}{n_{ср} \cdot T_{расч}} = \frac{33,078}{2 \cdot 8,1} = 2,042,$$

где  $n_{ср}$  - число срезов болта, равное в нашем примере 2;

$T_{расч}$  - наименьшая несущая способность одного “среза” болта.

Таким образом, прикрепление планок-накладок к концам раскосов осуществляется двумя болтами диаметром  $d=18$  мм и длиной

$$l_6 = 185 + 2 \cdot 8 + 20 = 221 \text{ мм} \approx 225 \text{ мм}$$

Болты устанавливаются так, чтобы расстояния между ними и до края деревянных элементов были не менее значений, приведенных в п.7.18 [1]:

$$S_1 = 7 \cdot d = 7 \cdot 18 = 126 \text{ мм};$$

$$S_2 = 3,5 \cdot d = 3,5 \cdot 18 = 63 \text{ мм};$$

$$S_3 = 3 \cdot d = 3 \cdot 18 = 54 \text{ мм},$$

а кроме того, чтобы расстояния между ними и до края стальных накладок были не менее значений, приведенных в табл. 40 [3]:

- минимальное расстояние между центрами болтов в любом направлении

$$2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 18 = 45 \text{ мм};$$

- минимальное расстояние от центра болта до края элемента вдоль усилия

$$2 \cdot d = 2 \cdot 18 = 36 \text{ мм};$$

- минимальное расстояние от центра болта до края элемента поперек усилия

$$1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 18 = 27 \text{ мм}.$$

Из конструктивных соображений дополнительно каждая планка крепится двумя саморезами  $d_{\text{см}}=4$  мм, длиной 120 мм.

4. Проверяем раскос Дб на прочность при растяжении.

$$F_{\text{нт.}} = 11,5 \cdot 18,5 - 2 \cdot 18,5 \cdot 1,8 = 146,15 \text{ см}^2 = 14,62 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$$

$$R_p = 7,0 \text{ МПа} \quad \text{- по п.2 табл.3 с учетом п.6 [1].}$$

$$\frac{N}{F_{\text{нт.}}} \cdot \gamma_n = \frac{41531}{14,62 \cdot 10^{-3}} \cdot 1,0 = 2,84 \cdot 10^6 \text{ Па} = 2,84 \text{ МПа} < 7,0 \text{ МПа}$$

Остальные раскосы принимаются того же сечения 115x185 мм.

В случае невыполнения проверки рекомендуется либо увеличить высоту сечения раскоса, либо увеличить расстояние между болтами вдоль раскоса до 200 мм, что позволит не совмещать их в одном сечении при расчете.

5. Проверка устойчивости планок-накладок на свободной длине, равной расстоянию от центра узла до стяжного болта у торца раскоса.

Согласно п.7.1.2 [3] производится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} \cdot \gamma_n \leq R_y \cdot \gamma_c$$

где  $N = Dб = Dб' = 33,078 \text{ кН}$  - максимальное усилие сжатия;

$\gamma_c = 1,0$  - коэффициент условия работы стали, согласно табл.1 [3].

Свободная длина планки-накладки определяется по сконструированным узлам, для раскоса с наименьшим углом примыкания к верхнему поясу. Для нашего примера (см. рис.2.16)  $l_0 = 300\text{мм} = 30\text{см}$ .

Численное значение  $\varphi$  при  $\bar{\lambda} = \frac{30}{0,289 \cdot 0,8} \sqrt{\frac{25,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,57$

согласно табл.Д1 [3] равно  $\varphi = 0,345$ .

Тогда  $\frac{33078}{0,345 \cdot 2 \cdot (8 \cdot 0,8 \cdot 10^{-4})} \cdot 1,0 = 74,9\text{МПа} < 255\text{МПа}$

Таким образом, принятые размеры планок-накладок обеспечивают прочность и устойчивость.

#### 2.4.4.4. Расчёт стойки

Стойки принимаем того же сечения, что и раскосы 115x185 мм. Проверяется самая длинная стойка  $V3 = 3,613\text{м}$ .

$$\lambda = \frac{361,3}{0,289 \cdot 11,5} = 109; \quad \lambda < 150 \quad (\text{см. п.6.24 и п.2 табл.17 [1]});$$

При  $\lambda > 70$  (см. п.6.3 [1]).

$$\varphi = \frac{3000}{109^2} = 0,252$$

$R_c = 15\text{МПа}$  - по п.1 табл.3 [1] для древесины сосны второго сорта.

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{рас}} \gamma_n = \frac{67764}{0,189 \cdot 11,5 \cdot 21,3 \cdot 10^{-3}} = 14,64 \cdot 10^6 \text{ Па} = 14,64\text{МПа} \leq 15,0\text{МПа}$$

Условие устойчивости обеспечено.

Стойки решётки имеют по концам парные металлические наконечники, прикреплённые болтами к деревянному элементу и выполненные из уголка (прокатного или, лучше, холодногнутого).

Применение здесь уголка необходимо потому, что в отличие от накладок в раскосах, которые зажаты между деревянными узловыми накладками (что обеспечивает им дополнительную устойчивость из плоскости), в стойке узловая

пластинка-наконечник свободна в отношении продольного изгиба из плоскости и потому должна быть выполнена из жёсткого профиля.

Наконечник принимаем в виде пары горячекатаных равнополочных уголков 90х6 в соответствии с сортаментом ГОСТ 8509-86, прикрепляемых к стойке болтами диаметром  $d=22$  мм.

Расчетная несущая способность одного “среза” болта  $T_{расч}$  (см. табл.20 [1]) равна:

а) из условия смятия древесины стойки

$$T_{см} = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 18,5 \cdot 2,2 = 20,35 \text{ кН};$$

б) из условия изгиба нагеля

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 = 2,5 \cdot 2,2^2 = 12,1 \text{ кН}.$$

Таким образом,  $T_{расч} = 12,1 \text{ кН}$ .

Необходимое количество нагелей (болтов) для крепления планок определяется по наибольшему (по абсолютной величине) усилию в стойке  $D_3 = D_3' = 67,764 \text{ кН}$ :

$$n = \frac{D_3}{n_{ср} \cdot T_{расч}} = \frac{67,764}{2 \cdot 12,1} = 2,8 \text{ шт},$$

где  $n_{ср}$  - число срезов болта, равное в нашем примере 2;

$T_{расч}$  - наименьшая несущая способность одного “среза” болта.

Таким образом, прикрепление планок-накладок к концам стойки осуществляется тремя болтами диаметром  $d=22$  мм и длиной

$$l_6 = 185 + 2 \cdot 6 + 20 = 217 \text{ мм} \approx 220 \text{ мм}$$

Болты устанавливаем, так, чтобы расстояния между ними и до края деревянных элементов были не менее значений, приведенных в п.7.18 [1].

### 2.4.4.5. Расчёт опорного узла А

Конструкция опорного узла показана на рис.2.14.

Верхний пояс фермы в опорном узле упирается в плиту (поз.4) с ребрами жесткости, приваренную к вертикальным фасонкам (поз.3).

1. Смятие торца верхнего пояса проверяем на действие сжимающего усилия  $O_1 = -327970$  кН.

Площадь смятия при этом определяется высотой упорной плиты (поз.4) и шириной пояса, а напряжения смятия равны:

$$\frac{O_1}{F_{cm}} \gamma_n = \frac{327970}{18,4 \cdot 18,5 \cdot 10^{-4}} \cdot 1,0 = 9,6 \text{ МПа} \leq 15 \cdot 1,0 = 15,0 \text{ МПа}$$

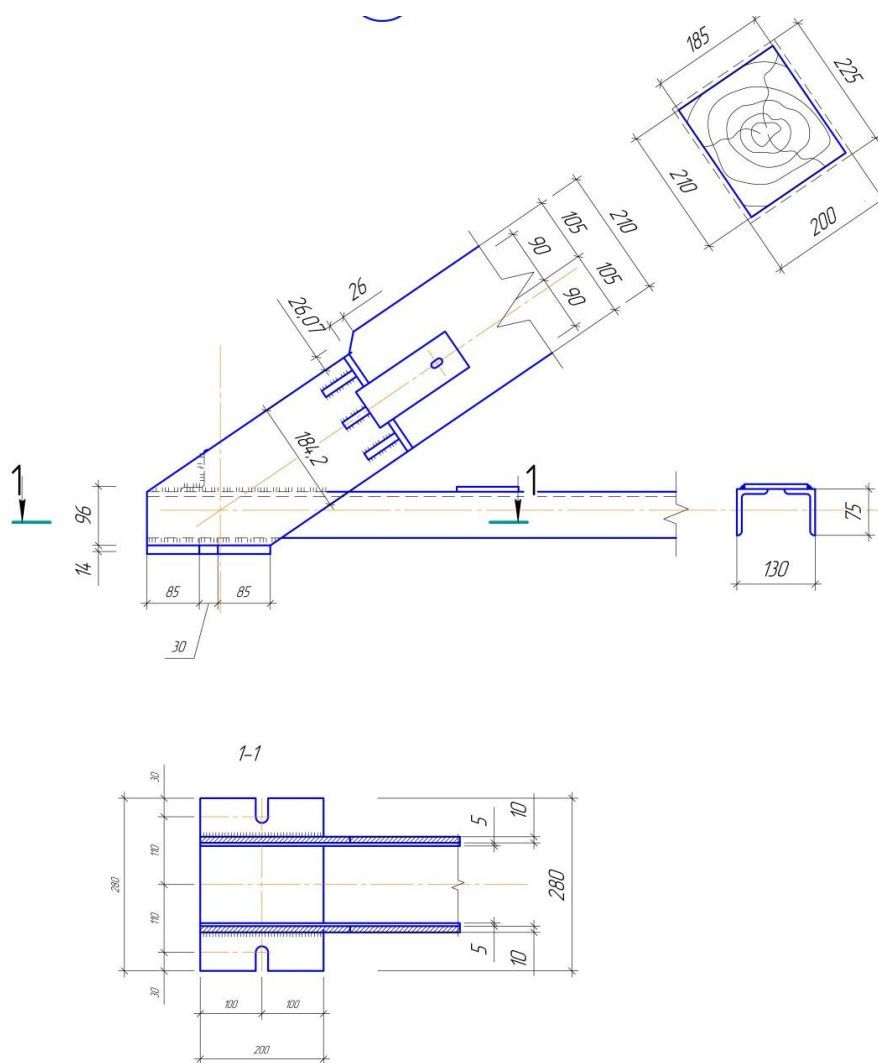


Рис. 2.14 Конструкция опорного узла фермы

## 2. Проверка конструкции упорной плиты на прочность

Упорная плита принимается размером ( $b \times h$ ) 185x184мм из листа толщиной 10 мм, усиливается ребрами жесткости толщиной 10 мм и высотой 40 мм и рассчитывается приближенно как балка таврового сечения (см. рис.2.15) пролетом  $l_p = 17,5 \text{ см}$ , равным расстоянию между осями боковых вертикальных фасонки. На расчетную часть плиты (заштрихована на рис.2.14) падает 1/3 усилия примыкающей панели верхнего пояса, т.е.

$$N = \frac{O_1}{3} = \frac{327970}{3} = 117951 \text{ Н}$$

Усилие  $N$  равномерно распределено по всему пролету расчетной балки и может быть представлено в виде  $N = q \cdot l_p$ , отсюда  $q = \frac{N}{l_p}$ .

Тогда расчетный изгибающий момент в ней

$$M = \frac{q \cdot l_p^2}{8} = \frac{N \cdot l_p^2}{l_p \cdot 8} = \frac{N \cdot l_p}{8} = \frac{117951 \cdot 0,175}{8} = 2580,18 \text{ Нм}.$$

Расчетный момент сопротивления заштрихованной части сечения равен:

$$W_x = \frac{J_x}{y_0} = \frac{55,25 \cdot 10^{-8}}{4,75 \cdot 10^{-2}} = 11,63 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

$$\text{Здесь: } y_0 = \frac{S_{x1}}{F} = \frac{57}{12} = 4,75 \text{ см} = 4,75 \cdot 10^{-2} \text{ м}$$

$$S_x = 1 \cdot 6 \cdot 6,5 + 1 \cdot 6 \cdot 3 = 57 \text{ см}^3;$$

$$F = 6 \cdot 1 + 6 \cdot 1 = 12 \text{ см}^2;$$

$$J_x = \frac{6 \cdot 2,25^3 - 5 \cdot 1,25^3 + 1 \cdot 4,75^3}{3} = 55,25 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

При определении  $J_x$  использована известная формула момента инерции прямоугольника относительно своего основания:  $J_x = \frac{bh^3}{3}$ .

Требуемый для восприятия изгибающего момента момент сопротивления находим из выражения:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y} \cdot \gamma_c = \frac{2580,18}{255 \cdot 10^6} \cdot 0,95 = 9,6 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 < W_x = 11,63 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$



Принятая конструкция упорной плиты и размеры ее деталей соответствуют требованиям прочности.

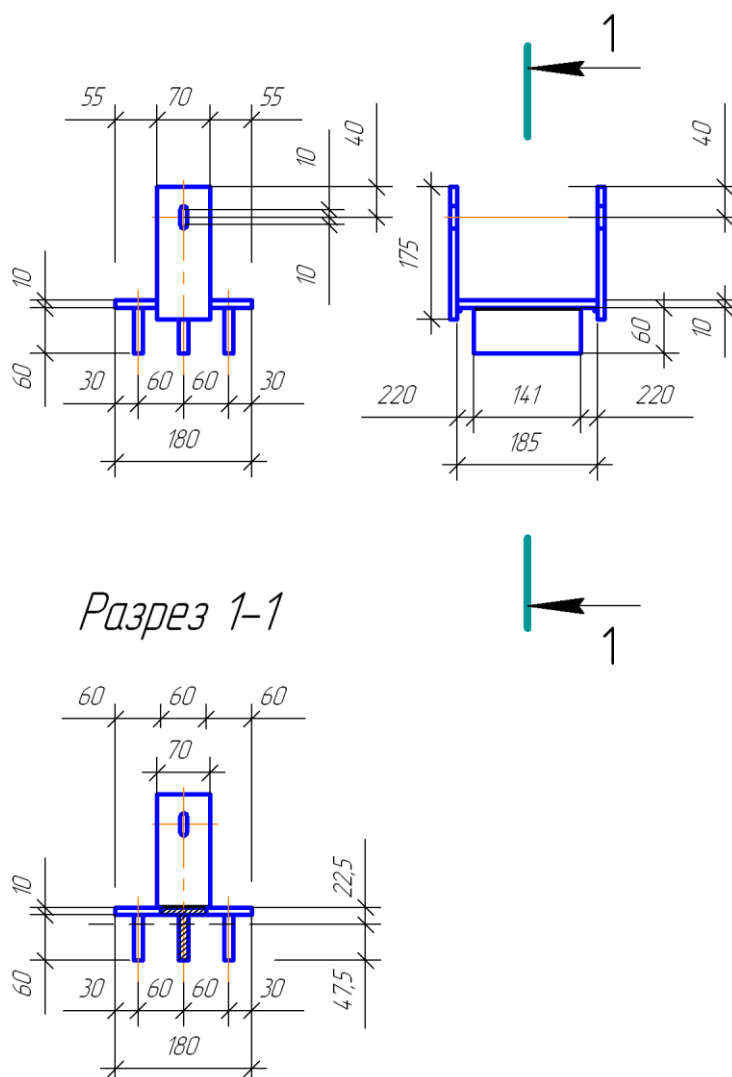


Рис. 2.15 Упорная плита фермы

### 3. Определение требуемой толщины опорной плиты

Максимальное опорное давление фермы (см. табл.3.1) равно:

$$A=207,919\text{кН.}$$

Напряжение смятия ( $\sigma_{см}$ ) под опорной плитой, имеющей размеры в плане 200x280 мм (см. рис. 2.14) равно:

$$\sigma_{см} = \frac{A}{F_{пл}} = \frac{207,919}{20 \cdot 33 \cdot 10^{-4}} = 3,15\text{МПа}$$

Изгибающий момент в консоли опорной плиты при расчетной ширине полосы  $b=1$  см и вылете консоли  $l_k = \frac{28 - (16 + 2 \cdot 0,5)}{2} = 8,0 \text{ см} = 8,0 \cdot 10^{-2} \text{ м}$

$$M_x = \frac{\sigma_{см} \cdot b \cdot l_k^2}{2} = \frac{3,15 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 10^{-2} \cdot (8,0 \cdot 10^{-2})^2}{2} = 100,8 \text{ Нм}$$

Необходимый момент сопротивления с учетом пластичности стали:

$$W_{mp} = \frac{M_x}{R_y \cdot \gamma_c} \gamma_n = \frac{108,8}{255 \cdot 10^6 \cdot 1,2} \cdot 1,0 = 0,329 \cdot 10^6 \text{ м}^3 = 0,329 \text{ см}$$

Необходимая толщина опорной плиты:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,329}{1}} = 1,4 \text{ см} = 14 \text{ мм}$$

Принимаем опорную плиту толщиной  $t = 14 \text{ мм}$  (ГОСТ 10705-80).

4. Сварные швы, прикрепляющие уголки нижнего пояса к вертикальным фасонкам в опорном узле, должны воспринимать растягивающее усилие в первой панели нижнего пояса (см. табл.3.1), равное  $L_1=292,586 \text{ кН}$ . Каждый уголок приваривается к фасонке двумя угловыми швами: у обушка и у пера.

Усилие на шов у обушка одного уголка:

$$T_0 = \frac{U_1}{2} \cdot 0,7 = \frac{292,586}{2} \cdot 0,7 = 102,4 \text{ кН};$$

у пера:

$$T_n = \frac{U_1}{2} \cdot 0,3 = \frac{292,586}{2} \cdot 0,3 = 43,89 \text{ кН}.$$

Длина сварного шва определяется по формулам п.14.1.16 [3]:

а) из расчета на срез (условный) по металлу шва:

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq R_{wf} \quad (2.12)$$

б) из расчета по металлу границы сплавления:

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} \leq R_{wz} \quad (2.13)$$

Здесь  $\beta_z = 0,7$  (по табл.39 [3]);

$k_f = 5 \text{ мм}$  - катет шва, принимается с учетом толщины свариваемых элементов по

табл. 38 [3];

$l_w$  - расчетная длина шва, принимается на 10 мм меньше его действительной длины;

$R_{wf} = 180 \text{ МПа}$  - для сварки электродами Э-42, Э-42А (по табл. Г2 [3]);

$\gamma_c = 1$  (по табл.1[3]);

$\beta_z = 1$  (по табл.39 [3]);

$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{um} = 0,45 \cdot 410 = 184,5 \text{ МПа}$  (на основании табл.4 и табл.Г2 [3]).

Длина шва у обушка равна:

- из расчета на срез (условный) по металлу шва по (2.12):

$$l_w' = \frac{T_0}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf}} \cdot \gamma_n = \frac{102,4 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1,0 = 0,163 \text{ м};$$

- из расчета на срез (условный) по границе сплавления по (2.13):

$$l_w'' = \frac{T_0}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wz}} \cdot \gamma_n = \frac{102,4 \cdot 10^3}{1 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 184,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1,0 = 0,11 \text{ м}.$$

Длина шва у пера:

$$l_w' = \frac{T_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf}} \cdot \gamma_n = \frac{43,89 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1,0 = 0,07 \text{ м};$$

$$l_w'' = \frac{T_n}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wz}} \cdot \gamma_n = \frac{43,89 \cdot 10^3}{1 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 184,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1,0 = 0,048 \text{ м}.$$

Принимаем длину шва для приварки каждого поясного уголка к опорному башмаку с учетом конструктивного удлинения каждого шва на 10 мм:

- у обушка  $163+10=173 \text{ мм}$ ;

- у пера  $70+10=80 \text{ мм}$ .

## 2.4.4.6. Расчёт узла В верхнего пояса

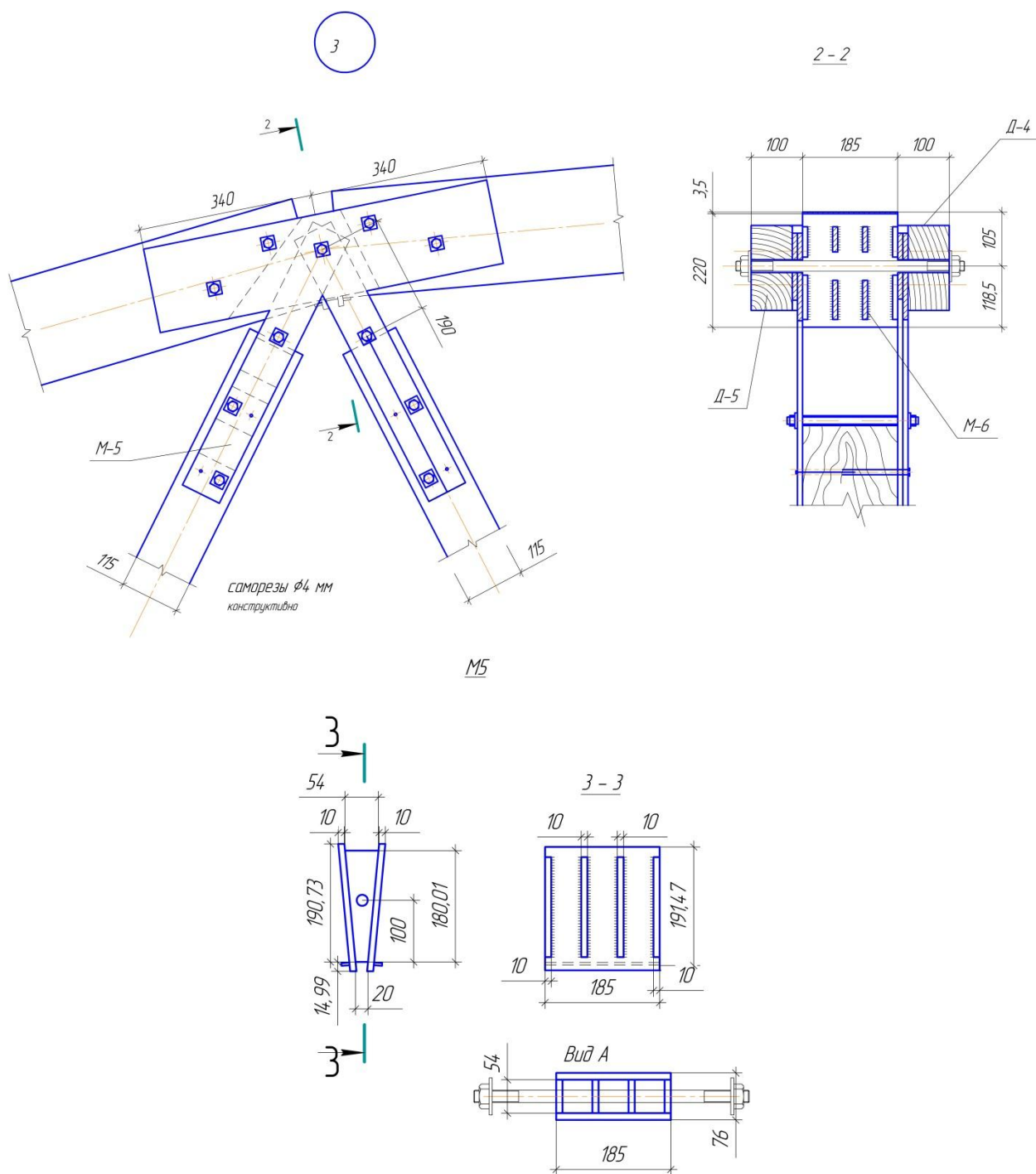


Рис. 2.16 Конструкция узла В верхнего пояса фермы

Проектируются узлы верхнего пояса фермы с металлическими вкладышами между торцами соседних панелей (см. рис.2.16), расположенными симметрично относительно центра тяжести сечения верхнего пояса.

1. Максимальные напряжения смятия в торцах деревянных элементов пояса, упирающихся во вкладыши, составляют:

$$\frac{O_1}{F_{см}} \cdot \gamma_n = \frac{353,854 \cdot 10^3}{0,185 \cdot 0,22} \cdot 1,0 = 8,69 \cdot 10^6 \text{ Па} = 8,69 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{см} = 8,69 \text{ МПа} < 15,0 \text{ МПа}$$

2. Для расчета вкладыша из него выделяется полоска шириной  $b=1$  см и длиной, равной ширине вкладыша, т.е. 0,185 м. Расчет полосы производится как неразрезной балки (опорами служат ребра жесткости вкладыша) со свободным опиранием на ребра. Максимальный изгибающий момент в расчетной полоске приближенно может быть вычислен по формуле:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{8,5 \cdot 10^6 \cdot 10^{-2} \cdot (6,0 \cdot 10^{-2})^2}{8} = 38,25 \text{ Нм}.$$

где  $q = 8,5 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2$  - равномерно распределенная нагрузка, численно равная сминающим напряжениям, умноженным на ширину полосы  $b=1$  см (или  $1 \cdot 10^{-2} \text{ м}$ ).

Требуемый из условия прочности момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{38,25}{255 \cdot 10^6 \cdot 1,2} \cdot 1,0 = 0,13 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 0,13 \text{ см}^3.$$

Толщина пластинки вкладыша:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,13 \cdot 10^{-6}}{1}} = 0,88 \text{ см}.$$

Принимаем толщину пластинки по сортаменту равной  $t = 10 \text{ мм}$ .

3. Узловой болт рассчитывается на срез от действующих усилий в раскосах, сходящихся в узле. Определение расчетной силы для проверки узлового болта на срез показано на рис.2.17.

В нашем случае  $R_{\max} = 44,78 \text{ кН}$ .

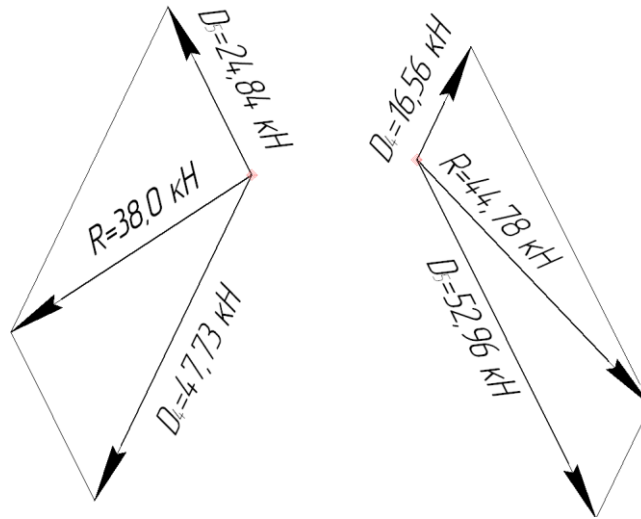


Рис. 2.17 К расчету узлового болта

Расчетное усилие для проверки болта на смятие равно  $D'_6 = 41,692 \text{ кН}$ .

Расчетное усилие  $N_b$ , которое может быть воспринято одним болтом равно (см. п.14.2.9 [3]):

$$\text{на срез } N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_c \quad (2.14)$$

$$\text{на смятие } N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d_b \cdot \sum \gamma_b \cdot \gamma_c \quad (2.15)$$

Здесь  $N_b = R_{pez}$  - результирующая сила по рис.2.17.

$R_{bs} = R_{bp} = 210 \text{ МПа}$  - расчетные сопротивления болтового соединения на срез и смятие (по табл.Г5 [3] для класса прочности 5.8, принятого по табл.Г3 [3]);

$\gamma_b = \gamma_{b1} = 1,0$  - при расчете на срез;

$\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} = 1,0 \cdot \left( 0,25 \cdot \frac{2 \cdot d}{d} + 0,5 \right) = 1,0$  - в расчете на смятие при расстоянии от центра болта до края элемента  $2d$ ;

$\gamma_c = 1,0$ ;

$\gamma_c = 1,0$ ;

$n_s = 2$ .

Площадь болта из условия среза вычисляется из выражения:

$$A = \left( \frac{N_b}{R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot n_s \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left( \frac{44,78 \cdot 10^3}{210 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 0,01 \text{ см}^2.$$

Болт  $d_b = 10 \text{ мм}$ .

Диаметр болта из условия среза вычисляется из выражения:

$$d = \left( \frac{N_b}{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \sum \gamma_b \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left( \frac{44,78 \cdot 10^3}{210 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 2,13 \text{ см}.$$

Проверяем болт на действие изгибающего момента от равнодействующей R:

$$M_b = \frac{R}{2} \cdot (0,8 + 0,5 / 2) = \frac{44,78 \cdot 10^3}{2} \cdot (0,8 + 0,5 / 2) = 23,51 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \left( \frac{M_b}{R_y \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left( \frac{23,51}{255 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 0,92 \text{ см}^3.$$

Необходимый диаметр болта:

$$d = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W_{mp}}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 0,92}{3,14}} = 2,11 \text{ см}.$$

Принимаем окончательно узловой болт диаметром 22 мм по ГОСТ 7798-70 (см. табл.4 прил.2) и длиной более  $l_o = 185 + 2 \cdot 100 + 2 \cdot 25 = 435 \text{ мм}$ . Расстояние от центра болта до края ребра жесткости вкладыша (в направлении действия усилия в узле) согласно табл.40 [3] составит  $2 \cdot d = 2 \cdot 2,2 = 4,4 \text{ см}$ .

Тогда толщина вкладыша:  $2 \cdot 4,4 \text{ см} + 2 \cdot 0,5 \text{ см} = 9,8 \text{ см}$ .

#### 2.4.4.7. Расчёт узла верхнего пояса в месте примыкания стойки

1. Узловой болт рассчитывается на срез от действующих усилий в стойке.

В нашем случае  $N = 67,67 \text{ кН}$ .

Расчетное усилие  $N_b$ , которое может быть воспринято одним болтом равно (см. п.14.2.9 [3]):

$$\text{на срез } N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s \cdot \gamma_c \quad (2.14)$$

$$\text{на смятие } N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum \gamma_b \cdot \gamma_c \quad (2.15)$$

Здесь  $N_b = N$

$R_{bs} = R_{bp} = 330 \text{ МПа}$  - расчетные сопротивления болтового соединения на срез и смятие (по табл.Г5 [3] для класса прочности 8.8, принятого по табл.Г3 [3]);

$\gamma_b = \gamma_{b1} = 1,0$  - при расчете на срез;

$$\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} = 1,0 \cdot \left( 0,25 \cdot \frac{2 \cdot d}{d} + 0,5 \right) = 1,0 \quad - \text{ в расчете на смятие при расстоянии от}$$

центра болта до края элемента  $2d$ ;

$$\gamma_c = 1,0; \quad n_s = 2.$$

Площадь болта из условия среза вычисляется из выражения:

$$A = \left( \frac{N_b}{R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot n_s \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left( \frac{67,764 \cdot 10^3}{330 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 1,03 \text{ см}^2.$$

Болт  $d_b = 12 \text{ мм}$ .

Диаметр болта из условия среза вычисляется из выражения:

$$d = \left( \frac{N_b}{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \sum \gamma_b \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left( \frac{67,764 \cdot 10^3}{330 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 2,05 \text{ см}.$$

Принимаем окончательно узловый болт диаметром 22 мм по ГОСТ 7798-70 (см. табл.4 прил.2) и длиной не меньше  $l_b = 185 + 2 \cdot 6 + 2 \cdot 25 = 247 \text{ мм}$ . Расстояние от центра болта до края уголка (в направлении действия усилия в узле) согласно табл.40 [3] составит  $2 \cdot d = 2 \cdot 2,2 = 4,4 \text{ см}$ .

2. Уголок-наконечник надевается на болт, вставленный в проушины пластинки, которая передаёт усилие от стойки на верхний пояс.

Смятие низа верхнего пояса поперёк волокон проверяем на действие сжимающего усилия  $V_3 = -67,76 \text{ кН}$ .

Площадь смятия при этом определяется площадью пластинки, а напряжения смятия равны:

$$\sigma_{см} = \frac{O_1}{F_{см}} \cdot \gamma_n = \frac{67764}{15 \cdot 18,5 \cdot 10^{-4}} \cdot 1,0 = 2,44 \text{ МПа} < 3,0 \text{ МПа}$$

Здесь  $3 \text{ МПа}$  -  $R_{см90}$  - расчётное сопротивление древесины сосны смятию поперёк волокон. См. табл.3 [1]

Тогда расчетный изгибающий момент в ней как в консольной балке

$$M = \frac{\sigma_{см} \cdot l_k^2}{2} = \frac{2,44 \cdot 10^6 \cdot (7,5 \cdot 10^{-2})^2}{2} = 68,63 \text{ Нм}$$

Необходимый момент сопротивления с учетом пластичности стали:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \gamma_n = \frac{68,63}{255 \cdot 10^6 \cdot 1,2} \cdot 1,0 = 0,22 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 0,22 \text{ см}^3$$



Необходимая толщина пластинки:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,22}{1}} = 1,14 \text{ см} \approx 12 \text{ мм}$$

Принимаем пластинку толщиной  $t = 12 \text{ мм}$  (ГОСТ 10705-80).

Пластинка прикрепляется к поясу 8 глухарями  $d 6 \times 50$ .

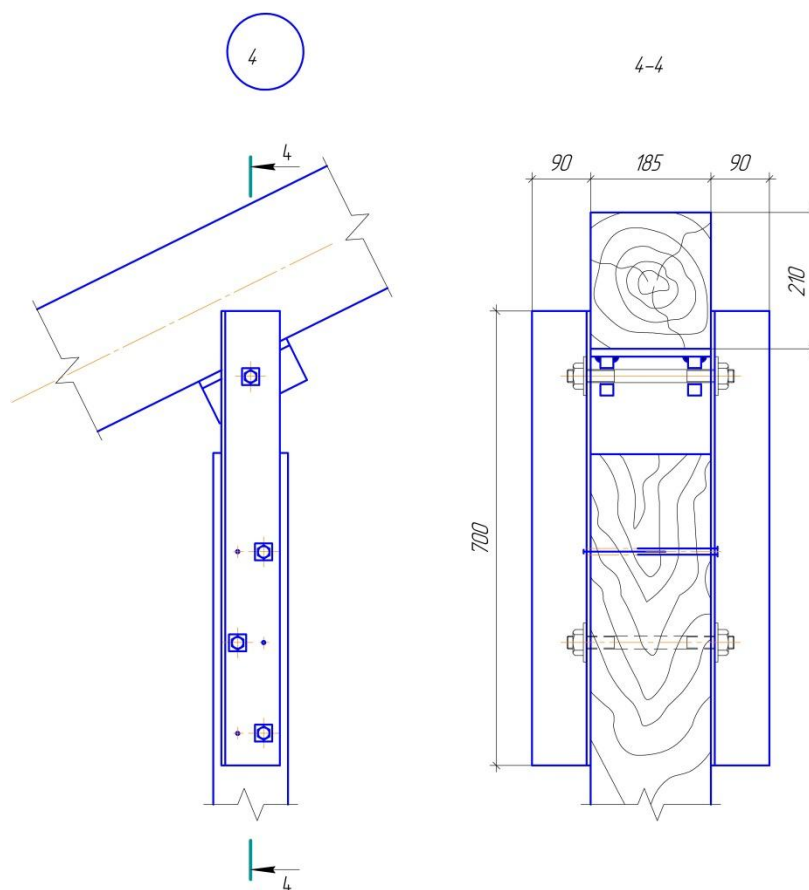


Рис. 2.18 Конструкция узла верхнего пояса в месте примыкания стойки.

#### 2.4.4.8. Расчёт промежуточного узла нижнего пояса

Конструкция узла нижнего пояса показана на рис.2.19. В каждом узле уголки нижнего пояса соединяются металлическими пластинками сечением 10x120 мм. На одном конце пластинки находится отверстие для узлового болта, на другом – отверстия для крепежных болтов и саморезов.

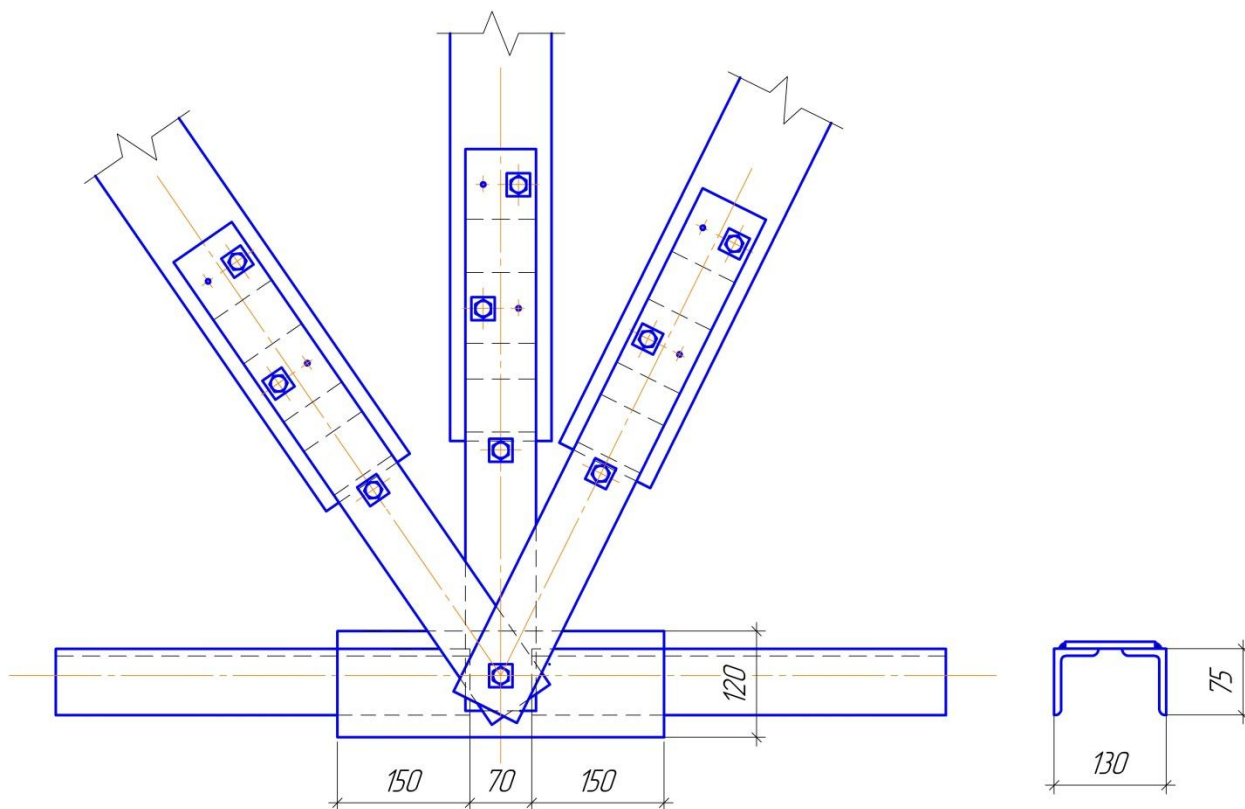


Рис. 2.19 Конструкция узла нижнего пояса

1. Диаметр болта определяется из условия его среза или смятия силой, равной разности усилий в соседних панелях нижнего пояса.

Максимальная разность усилий (согласно табл.3.1) возникает при действии треугольной нагрузки на половине фермы и равна:

$$(84,19 + 107,97) - (84,78 + 79,01) = 192,16 - 163,79 = 28,37 \text{ кН}.$$

Так как результирующее усилие близко к усилию п.4.5.3. , принимаем узловые болты по нижнему поясу такими же как по верхнему, т.е. 20 мм.

2. Проверка прочности стыковой накладки на растяжение.

Проверка прочности стыковой накладки на растяжение производится в ослабленном сечении согласно п.7.1 [3]:

$$\left( \frac{N}{A_n} \right) \cdot \gamma_n = \left( \frac{353,854 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^4} \right) = 176,93 \text{ Па} < R_y \cdot \gamma_c = 255 \cdot 1,05 = 267,75 \text{ Па}$$

$$A_n = 2 \cdot (b - d) \cdot t = 2 \cdot (12 - 2,0) \cdot 1,0 = 20 \text{ см}^2 - \text{площадь накладки.}$$

Усилия, приходящиеся на сварные швы, прикрепляющие накладки к поясным уголкам:

- у обушка 
$$T_0 = \frac{N}{2} \cdot 0,7 = \frac{353,854}{2} \cdot 0,7 = 123,85 \text{ кН};$$

- у пера 
$$T_n = \frac{N}{2} \cdot 0,3 = \frac{353,854}{2} \cdot 0,3 = 53,08 \text{ кН}.$$

Длина углового сварного шва у обушка:

- из условия среза по металлу шва

$$l_w' = \frac{T_0}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \cdot \gamma_n = \frac{123,85 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 1} \cdot 1,0 = 0,2 \text{ м};$$

- из условия среза по границе сплавления

$$l_w'' = \frac{T_0}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wz}} \cdot \gamma_n = \frac{123,85 \cdot 10^3}{1 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 184,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1,0 = 0,13 \text{ м}.$$

Длина шва у пера из условия среза по металлу шва:

$$- l_w' = \frac{T_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf}} \cdot \gamma_n = \frac{53,08 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1,0 = 0,084 \text{ м};$$

- из условия среза по границе сплавления

$$l_w'' = \frac{T_n}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wz}} \cdot \gamma_n = \frac{53,08 \cdot 10^3}{1 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 184,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1,0 = 0,057 \text{ м}.$$

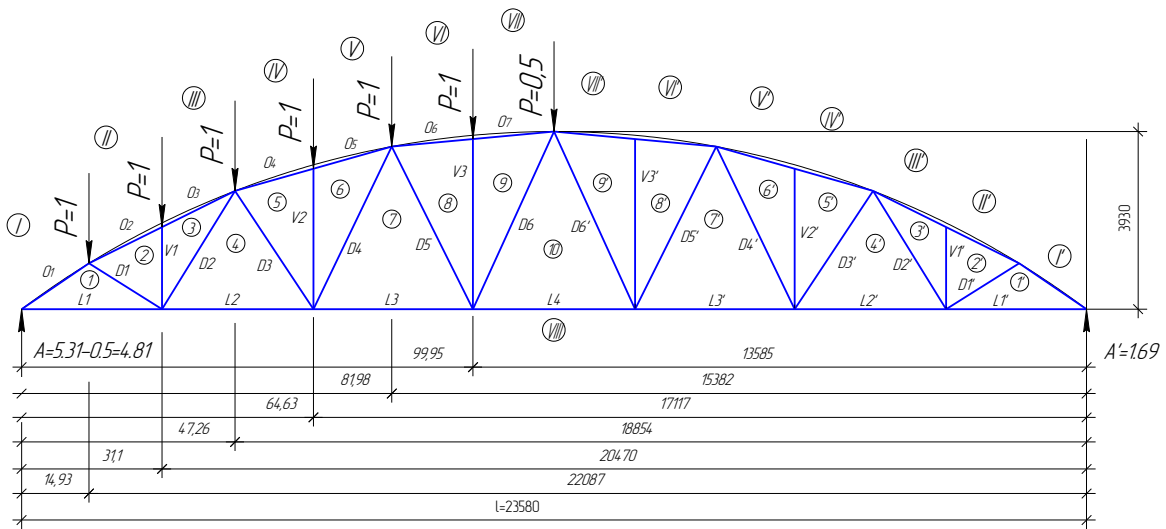
С учетом дополнительных конструктивных 10 мм окончательно длину шва принимаем:

по обушку – 130+10=140мм;

по перу – 84+10=94мм.

## Литература

1. СП 64.13330-2011 (СНиП II-25-80. Актуализированная редакция) Деревянные конструкции. /МинРегион РФ. – М., 2011.-31с.
2. СП 20.13330-2011 Нагрузки и воздействия (Актуализированная редакция) М.2011
3. СП 16.13330-2011. Стальные конструкции (Актуализированная редакция) М.2011.
4. Крицин А.В. Покрытие по металлодеревянным фермам. Часть 2. Сегментная металлодеревянная ферма. Статический расчет. Методические указания для выполнения курсового и дипломного проектов по дисциплине “Конструкции из дерева и пластмасс” для студентов 4-го курса направления 270100 – “Строительство” с профилем 270102 – “Промышленное и гражданское строительство” и для студентов 5-го курса по специальности 270102 – “Промышленное и гражданское строительство”, Н.Новгород, издание ННГАСУ, 2007, 30с.
5. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник для ВУЗов. Под ред. Г.Г. Карлсена. Изд. 4-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1975. 688 с.(стр.266-271).
6. Миронов В.Г. Индустриальные деревянные конструкции[текст]: учебн. Пос. для ВУЗов/В.Г. Миронов; Нижегород. гос. Архитектур.-строит. ун-т. – Н.Новгород: ННГАСУ, 2013 – 104 с.



Масштаб

сил - 1 ед - 3 см

длины - 100 см - 1 см

$$A = (0,5 \times 23,6 + 1 \times 22,087 + 1 \times 20,470 + 1 \times 18,854 + 1 \times 17,117 + 1 \times 15,382 + 1 \times 13,585 + 0,5 \times 11,8) / 23,6 = 5,31$$

$$A' = (1 \times 14,93 + 1 \times 3,11 + 1 \times 4,726 + 1 \times 6,463 + 1 \times 8,198 + 1 \times 9,995 + 0,5 \times 11,8) / 23,6 = 1,69$$

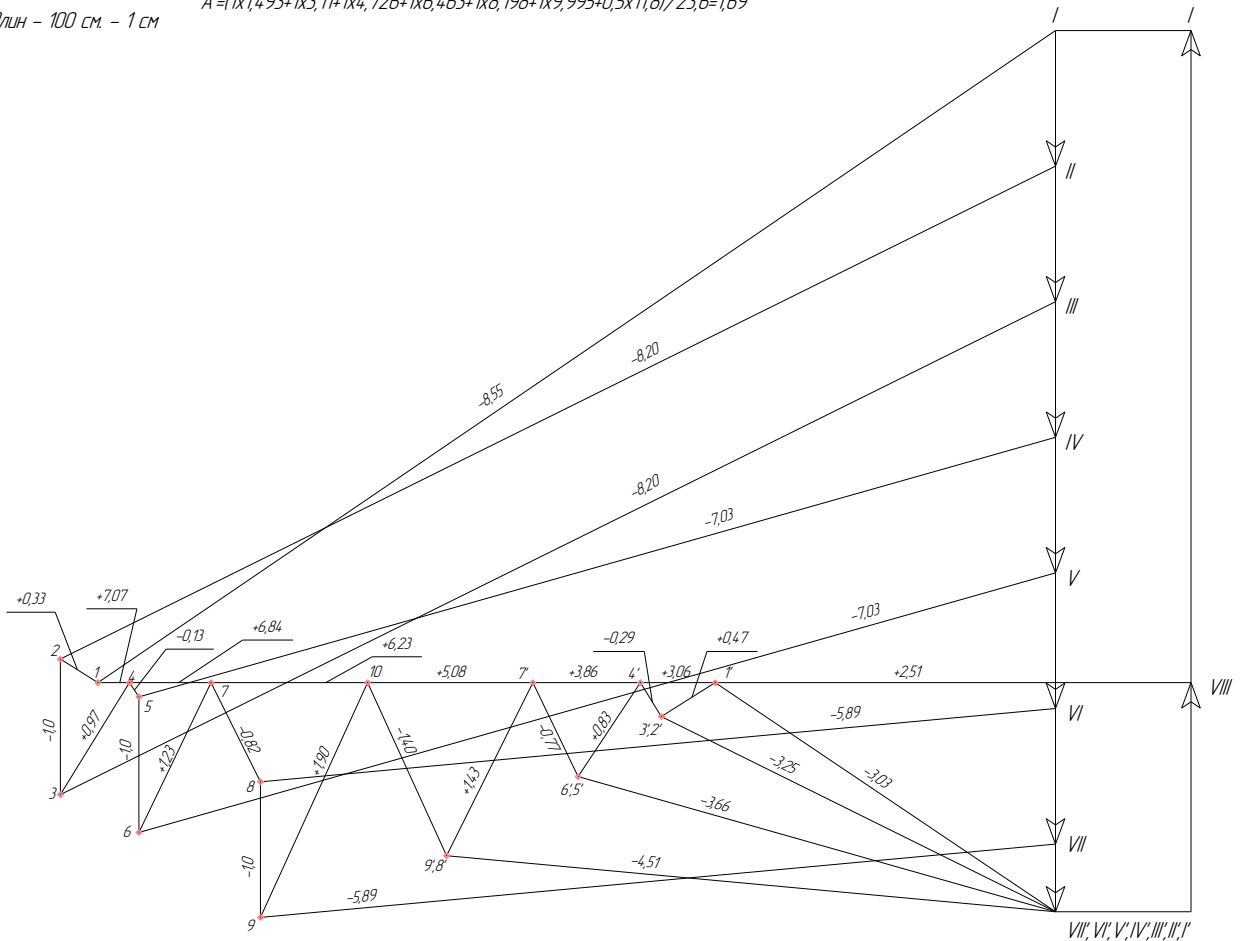
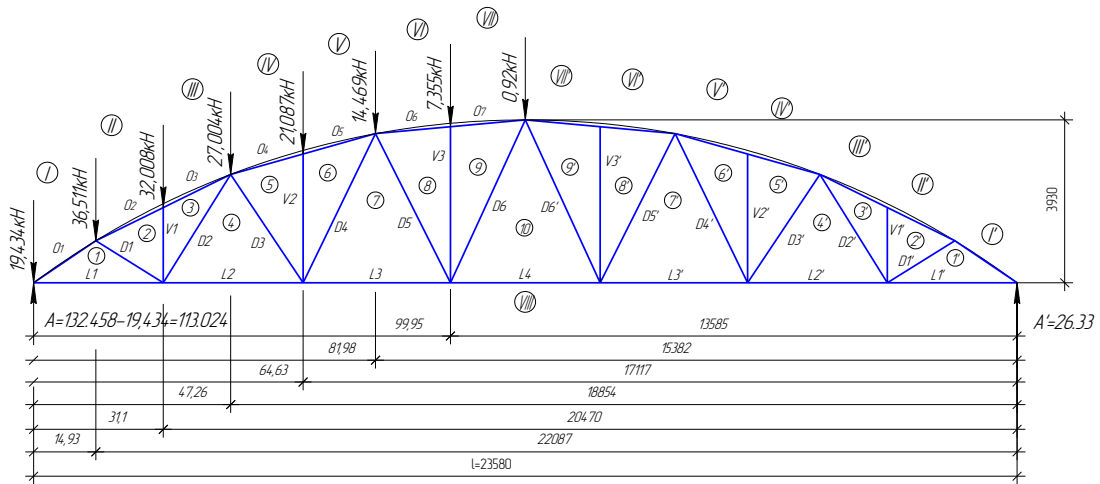


Рис. П.1. Диаграмма усилий от единичной нагрузки в узлах на левой половине фермы



Масштаб:

сил - 1 кН - 15 мм

длих - 100 см - 1 см

$$A = (19,434 \times 23,6 + 36,511 \times 22,087 + 32,008 \times 20,470 + 27,004 \times 18,854 + 21,087 \times 17,117 + 14,469 \times 15,382 + 7,355 \times 13,585 + 0,92 \times 11,8) / 23,6 = 132,458$$

$$A' = (36,511 \times 1,493 + 32,008 \times 3,11 + 27,004 \times 4,726 + 21,087 \times 6,463 + 14,469 \times 8,198 + 7,355 \times 9,995 + 0,92 \times 11,8) / 23,6 = 26,33$$

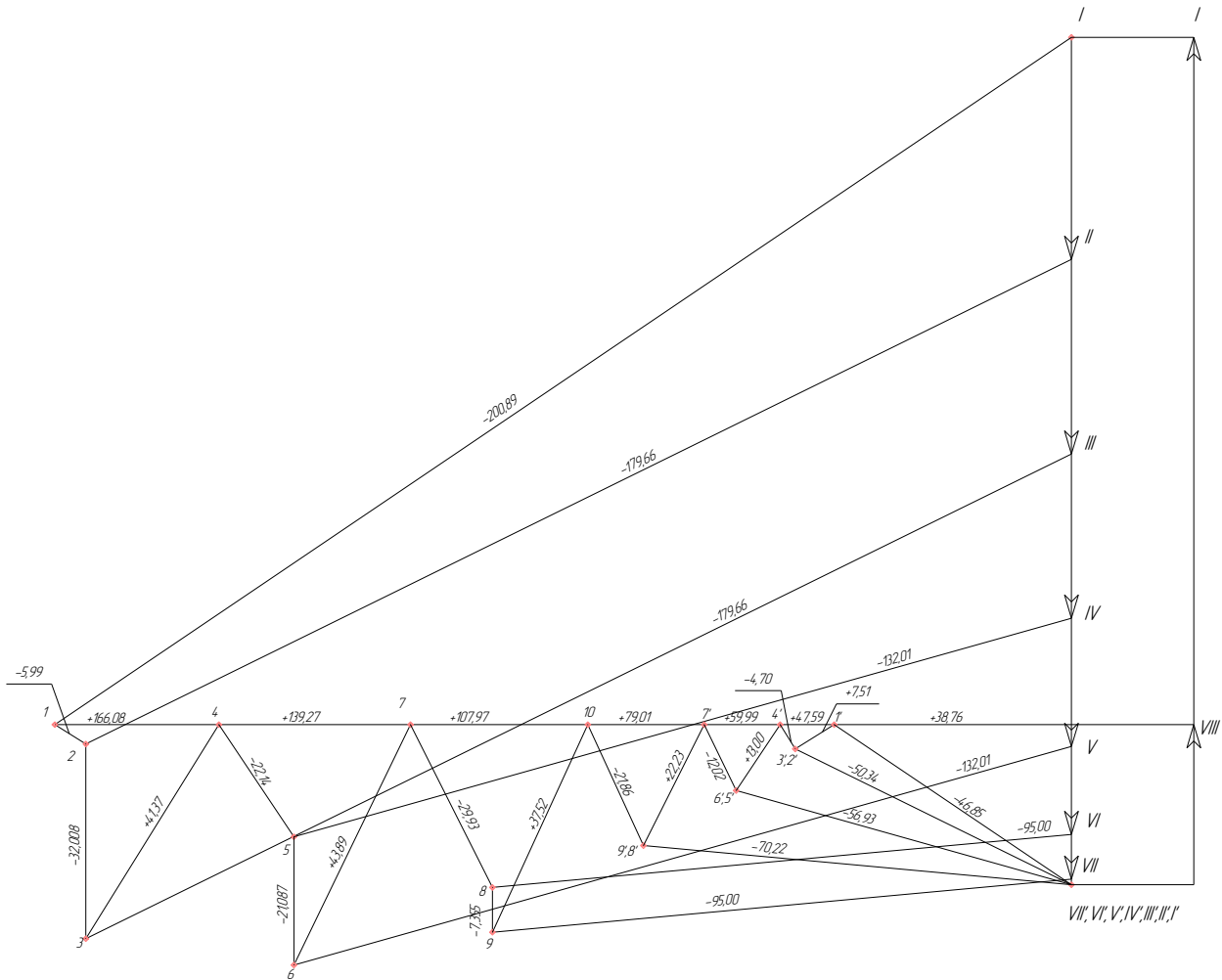


Рис. П.2. Диаграмма усилий от второго варианта снеговой нагрузки слева

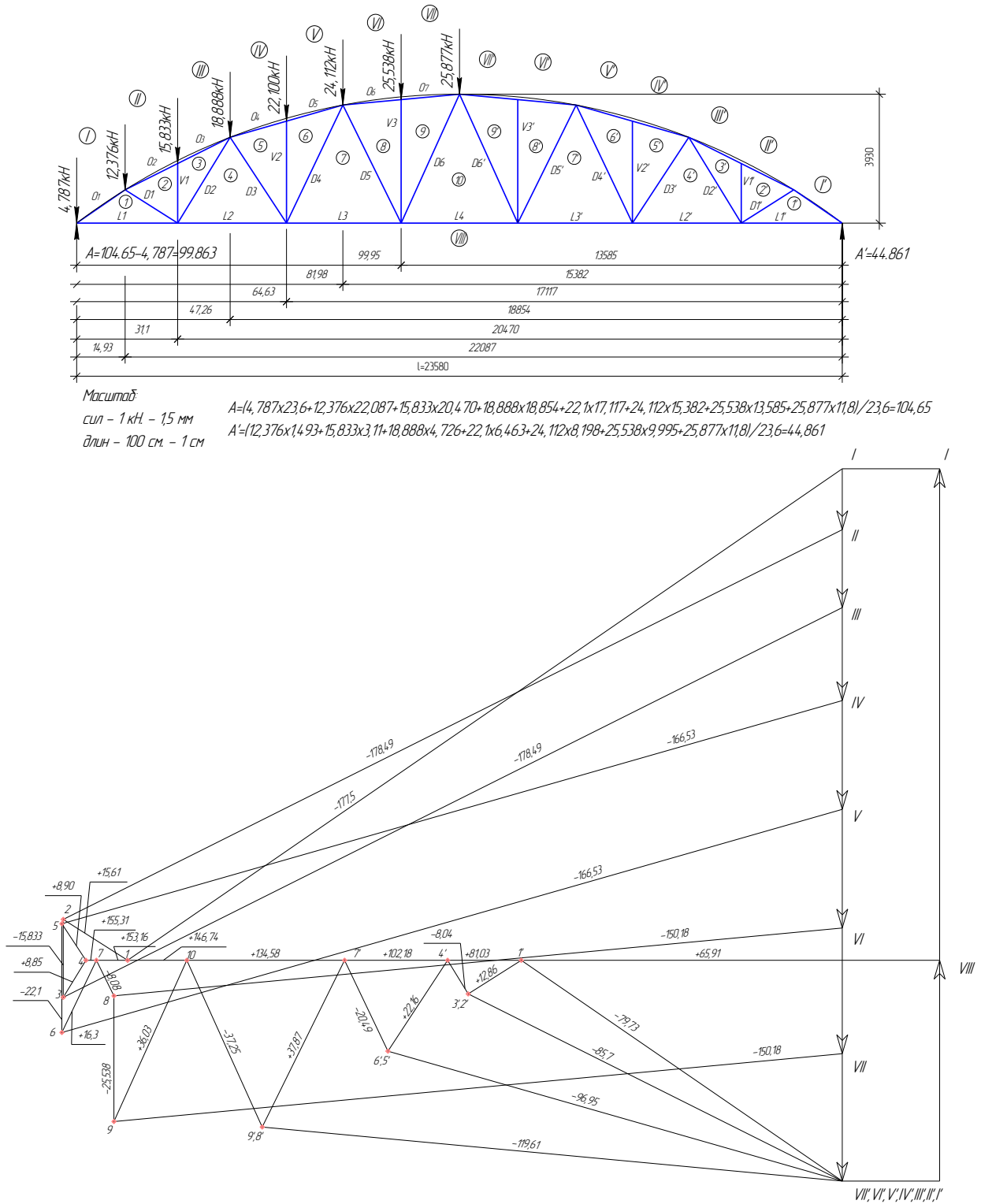


Рис. П.3. Диаграмма усилий от синусоидальной снеговой нагрузки на левой половине фермы





Таблица П.2.2. Сортамент фанеры марки ФСФ (ГОСТ 3916-69).

Размеры, мм		
Длина	Ширина	Толщина
2440	1525	1,5...3 с градацией 0,5
2440	1220	_____»_____
2135	1525	3...10 с градацией 1
1830	1220	12...18 с градацией 3
1525	1525	_____»_____
1525	1220	_____»_____
1525	725	_____»_____
1220	1220	_____»_____
1220	725	_____»_____

*Примечание. По требованию потребителя допускается изготавливать пиломатериалы с размерами, не указанными в таблице.*

Таблица П.2. 3. Припуски на фрезерование досок с двух противоположных сторон без непрофрезерования (ГОСТ 7307-75\*).

Номинальная (по сортаменту) толщина досок, мм	Припуски, мм						
	по толщине при номинальной (по сортаменту) ширине досок, мм				по ширине при номинальной (по сортаменту) ширине досок, мм		
	до 55	св.55 до 95	св.95 до 195	св.195 до 290	св.55 до 95	св.95 до 195	св.195 до 290
До 30	$\frac{3,5}{4,0}$	$\frac{4,0}{4,5}$	$\frac{4,5}{5,0}$	$\frac{5,0}{5,5}$	$\frac{4,5}{5,0}$	$\frac{5,0}{5,5}$	$\frac{5,5}{6,0}$
Св.30 до 95	$\frac{4,5}{5,0}$	$\frac{5,0}{5,5}$	$\frac{5,5}{6,0}$	$\frac{6,0}{5,5}$	$\frac{5,0}{5,5}$	$\frac{5,5}{6,0}$	$\frac{6,0}{6,5}$
Св.95 до 195	-	-	$\frac{6,0}{6,5}$	$\frac{6,5}{7,0}$	-	$\frac{6,0}{6,5}$	$\frac{6,5}{7,0}$

*Примечание. Числитель дроби соответствует величине припуска на фрезерование деталей из древесины хвойных пород: сосны, ели, пихты, кедра; знаменатель – величине припуска на фрезерование деталей из древесины лиственницы.*

Таблица П.2. 4. Сортамент (выборочный) болтов с шестигранной головкой класса точности В (ГОСТ 7798-70).

Длина болта, мм	Диаметр болта, мм													
	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36	42	48
100	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
105		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
110		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
115		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
120		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
125		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
130		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
140		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
150		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
160		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
170		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
180		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
190		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
200		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
220			•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
240			•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
260			•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
280				•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
300				•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

*Примечание. Болты большей длины изготавливаются на заказ.*

Миронов Валерий Геннадьевич  
Торопов Александр Сергеевич

ПОКРЫТИЕ ПО МНОГОУГОЛЬНЫМ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫМ  
ФЕРМАМ С ВЕРХНИМ ПОЯСОМ ИЗ БРУСЬЕВ  
РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ

Учебно-методическое пособие

---

Подписано к печати    Формат 60x90 1/8    Бумага газетная. Печать трафаретная  
Уч. изд. л. 10,2.    Усл. печ. л. 10,6.    Тираж 300 экз.    Заказ №

---

Государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»  
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65  
<http://www.nngasu.ru>, [srec@nngasu.ru](mailto:srec@nngasu.ru)