**Оглавление**

Введение

# Общие данные

1. Выбор конструктивной схемы покрытия
2. Статический расчет фермы
3. Расчет элементов фермы
4. Краткие указания по изготовлению и монтажу Проверка прочности фермы при монтажных положениях
5. Показатели расхода материалов

# Список литературы

**Введение**

Курсовой проект является самостоятельной работой студента и имеет своей целью систематизацию, закрепление и расширение теоретических и практических знаний студентов по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс», а также практическое применение навыков по информатике при решении инженерных задач.

Курсовой проект состоит из графической части и пояснительной записки. Исходными данными для выполнения являются задание, выданное руководителем курсового проекта.

Принятые в проекте решения должны быть обоснованы технико-экономическими расчетами с оценкой возможных вариантов.

Проект должен разрабатываться с учетом требований охраны труда, техники безопасности, производственной Санитарии, пожарной безопасности и охраны окружающей среды.

# Общие данные

Цель проекта – запроектировать ферму покрытие здания ремонтной мастерской размером в плане 24х64 м.

Район строительства – г. Свердловск.

Материал конструкций: сосновые доски II и III категорий влажностью не более 15%, стальные элементы из стали ВСт.3пс.

Клей марок КБ-3 или СП-2. Кровля рулонная.

Световой фонарь продольный из стеклопластиковых панелей, зенитного типа. Изготовление несущих конструкций заводское.

1. **Выбор конструктивной схемы покрытия**

При заданных условиях проектирования рациональным решением несущих конструкций являются сегментные фермы с клееными и металлическими нижними поясами. Блоки и верхних поясов, принятые одинакового размера, склеиваются из досок толщиной 35 мм из пиломатериалов II и III категорий.

Расстояние между фермами – 6,0 м. В целях обеспечения равнопрочности по изгибу не разрезных прогонов и равномерного распределения нагрузки между фермами расстояние от крайних ферм до торцовых стен принимается 5,0 м (см. лист 1).

Фонарь зенитного типа с наклонным остеклением из стеклопластиковых панелей имеет значительно меньшие размеры и вес по сравнению с другими типами фонарей. Учитывая боковое остекление здания, принимаем ширину фонаря 3,0 м. Поперечные рамы фонаря расположены через 6 м и опираются на верхние пояса ферм покрытия. Торцовые стенки фонаря расположены на предторцовых фермах.

Кровля рулонная по асфальтовой стяжке.

Необходимая устойчивость верхних поясов из плоскости ферм обеспечивается двойным жестким настилом.

Покрытие теплое с плитным утеплителем из двух слоев фибролита. Конструкция покрытия показана листе 2.

Прогоны неразрезные, расположенные через 1,25 м, составлены из двух досок на ребро со стыками вразбежку. Фермы попарно связаны между собою вертикальными связями из досок в плоскости крайних раскосов.

*Определение общих размеров фермы.*

Расчетный пролет фермы *l*=24,0 м; расчетная высота фермы h=*l* /6=4,0 м; строительный подъем *l* /200=12см. Радиус кривизны пояса

 м.

Длина дуги по оси верхнего пояса

 м,

где  - центральный угол дуги, определяется из выражения



откуда 

Верхний пояс составляем из четырех блоков одинаковой длины

 м,

т.е. меньше стандартной длины досок. Длина панелей нижнего пояса м.

Центральный угол дуги

.

Длина хорды

 см.

Размер стрелки

 см.

Тогда  м. Длина раскоса

м.

Длина раскоса

м.

Угол наклона касательной к дуге верхнего пояса на опоре

;

то же, в узле Б

.

Угол наклона раскоса БД к горизонту в узле Д при

.

У

гол наклона раскоса ДВ к горизонту .

1. **Статический расчет фермы**

Нагрузки. При определении собственного веса крыши (табл. 1) принимаем рабочий настил виде обрешетки из брусков 40х40 мм, расположенных через 150 мм, неразрезные прогоны из двух досок 70х200 мм.

Таблица 1. Нагрузки от собственного веса крыши в кг/м2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Элементы крыши | Нормативная нагрузка | Коэффициент нагрузки | Расчетная нагрузка |
| Один слой рубероида и один слой пергамина на мастике  Защитный настил из досок 19 мм 0.019\*500  Рабочий настил из брусков 40х40 мм, расположенных через 150 мм 0.04х4/15х500  Пароизоляция (один слой толя)  Асфальтовая стяжка 15 мм 0.015х1800  Прогоны сечением 2х70х200, расположенные через 1,15 м    Утеплитель из двух слоев фибролита 0.11\*350 | 6.0  9.0  5.3  2.2  27.0  12.2  38.5 | 1.1  1.1  1.1  1.1  1.2  1.1  1.2 | 6.6  10.5  5.8  2.4  32.4  13.4  46.2 |
| Итого 116,4 100.7 | | | |

Принимаем вес покрытия равномерно распределенным по площади горизонтальной проекции. Вес крыши, отнесенный к 1 м2 плана, определяем путем умножения полученного веса на коэффициент



Следовательно нормативная нагрузка от крыши на 1 м2 плана равна gнкр=100.7\*1.07=108 кг/м2, расчетная gкр=116.4\*1.07=124 кг/м2.

Снеговая нормативная нагрузка на горизонтальную проекцию покрытия (3-й район) Рнсн=100 кг/м2; расчетная Рсн=100\*1.4=140 кг/м2.

Настил и прогоны рассчитываются с учетом увеличения снегового отложения с заветренной стороны фонаря (см. [6], п.5.5). Ферму рассчитываем на полную и одностороннюю снеговую нагрузку. Ветровая нагрузка, ввиду ее малого влияния на ферму, не учитывается. Нагрузка от веса зенитного фонаря принята согласно примеру 2,в. Вертикальное давление Р на каждом скате от веса фонаря (589 кг) и от веса стеновой панели (500 кг) считаем приложенным в одной точке Р=589+500=1089 кг. Снеговая нагрузка на ферму определяется (рис. 4) с использованием коэффициентов перехода по [6], (табл.6)



Расчетное давление снега по 1 варианту

 кг/м2;  кг/м2;

по 2 варианту

 кг/м2;  кг/м2.

Средняя величина снеговой нагрузки по 1 варианту

 кг/м2,

по 2 варианту

 кг/м2.



*Рис. 4. Схема снеговой нагрузки. 1-первый вариант; 2-второй вариант загружения.*

Отсюда видно, что общее количество снега на покрытии в обоих вариантах почти одинаково. Однако, учитывая большую концентрацию нагрузки в середине пролета, принимаем для расчета 2 вариант загружения (рис. 5).

Средняя нормативная постоянная нагрузка от крыши и фонаря

 кг/м2.

Собственный вес фермы определяем по формуле:

 кг/м2.

Расчетная нагрузка от собственного веса

 кг/м2.

Расчетная нагрузка на узлы фермы (рис. 6) следующая:



*Рис. 5. Схемы загружения верхнего пояса: а-постоянная нагрузка; б-временная нагрузка.*

на узел А: постоянная  кг,

снеговая  кг.

на узел Б: постоянная  кг;

снеговая  кг;

на узел В: постоянная  кг.

снеговая  кг.



*Рис. 6. Определение усилий в элементах фермы: а-загружения и диаграмма усилий от постоянной нагрузки; б-схема загружения снегом и диаграммы усилий; 1-от полного загружения снегом; 2-от одностороннего загружения снегом.*

Аналогично определяется узловая нагрузка от снега на второй половине фермы  кг.

Продольные усилия в стержнях фермы определяем построением трех диаграмм усилий: от постоянной нагрузки, от полного загружения снегом по II варианту и от загружения одной половины снегом, также по II варианту снеговой нагрузки.

Усилия при различных загружениях фермы и расчетные усилия в стержнях приведены в табл. 2.

Таблица 2. **Усилия в стержнях фермы в** кг

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Элементы фермы | Обозначение элемента | Усилие от постоянной нагрузки | Усилия от снеговой нагрузки | | | Расчетное усилие | Обозначение усилия |
| слева | справа | полная |
| Верхний пояс  Нижний пояс  Раскосы | 1-I  2-III  1-IV  3-IV  2-3 | -17250  -15600  +15250  -15500  +200  -200 | -13500  -10600  +12000  +6750  -2200  +2400 | -4800  -5400  +4200  +6750  +2400  2600 | -19800  -17400  +17000  +17000 -500  +500 | -37050  -33000  +32250  +32500  -2000  +2600  -2800  +2200 | O1  O2  U1  U2  D1  D1/  D2  D2/ |
| Опорная реакция А  То же, А1 |  | 10190  10190 | 7530  2830 | 2830  7530 | 10300  10130 | 20490  20320 |  |

1. **Расчет элементов фермы**

Элементы верхнего пояса рассчитываем на сжатие с изгибом вследствие кривизны пояса и наличия на нем местной нагрузки.

Панель АБ. Местная погонная нагрузка в середине панели вызывает изгибающий момент, определяемый как для простой балки с пролетом, равным горизонтальной проекции панели *l*1=5.68 м (рис.11.7.).

 кгм,

где  кг/м – нагрузка от веса кровли, отнесенная к горизонтальной проекции покрытия, от снега по 2 варианту загружения и от собственного веса фермы. Местным увеличением снеговой нагрузки возле узла Б пренебрегаем, что идет в запас прочности.

Продольное сжимающее усилие вследствие кривизны пояса вызывает отрицательный изгибающий момент

 кгм,

где  кг – расчетное усилие в поясе при полном загружении снегом;

 м;

 - центральный угол всего верхнего пояса;

 м – длина хорды одного блока пояса.

Изгибающий момент в поясе

 кгм.



*Рис7. К определению изгибающих моментов в верхнем поясе.*

При одностороннем загружении фермы снегом справа изгибающий момент в левой панели пояса от постоянной нагрузки будет равен

 кгм,

где  кг/м – нагрузка от веса крыши и от веса фермы.

Момент от продольной силы

 кгм,

где  кг – осевая сила в панели АБ при одностороннем загружении фермы снегом справа (табл. 2).

Изгибающий момент

 кгм

Панель БВ (см. рис. 7).

Изгибающий момент от местной нагрузки в середине панели при полном загружении снегом



кгм, где  кг/м – нагрузка на пояс от собственного веса и снега. Собственным весом фермы на под фонарном участке пренебрегаем.

Изгибающий момент

 кгм.

При загружении снегом слева изгибающий момент от поперечных нагрузок сохраняется тот же  кгм.

Момент от продольной силы

 кгм.

Изгибающий момент

 кгм.

Момент в середине панели БВ при загружении снегом справа от поперечных нагрузок



где  кг/м – постоянная нагрузка на поясе:

от продольной силы

 кгм,

где  кг – продольное усилие при загружении снегом справа (см. табл. 11.2).

Изгибающий момент

 кгм.

Момент от поперечной нагрузки под стойкой фонари, в точке Г при снеге справа (см. рис 11.7)

 кгм.

Момент от продольной силы

 кгм.

где  м – стрелка дуги в точке Г, определенная графически.



*Рис. 8. Поперечные сечения элементов ферм: а-верхнего пояса; б-раскоса ДВ; в-раскоса БД*

Изгибающий момент *М=*3610-3780=-170 кгм.

Момент под фонарной стойкой от постоянной нагрузки и при загружении снегом слева. Момент от поперечных сил кг

Момент от продольной силы  кгм. Изгибающий момент *М*=4950-4720=230 кгм.

Расчетные усилия рассмотренных случаев загружения сводим в таблицу (табл. 3). расчетными являются 1-й и 4-й случаи загружения.

Задаемся сечением пояса из 13 досок 180Х35 мм – 180Х455 мм (доски толщиной 40 мм с острожкой с двух сторон, рис.8).

Таблица 3. Усилия в сечениях верхнего пояса

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Сечение | Сочетание нагрузок | Усилия | |
| *N* в кг | *M* в кгм |
| Середина панели:  *АБ*  *<<*  *БВ*  *<<*  *<<*  Под стойкой фонаря в точке *Г*  То же | Постоянная + полный снег  Постоянная + снег справа  Постоянная + полный снег  Постоянная + снег слева  Постоянная + снег справа  Постоянная + снег слева  Постоянная + снег справа | -37050  -22050  -33000  -26200  -21000  -26200  -21000 | -4150  -2230  2570  4290  -800  230  -170 |

Отношение



Площадь поперечного сечения пояса

 см2.

Момент сопротивления  см3.

Момент инерции  см4.

Радиус инерции  см.

Расчетная длина пояса при расчете на продольное сжатиеравна длине дуги с центральным углом 

 м. Гибкость .

Напряжение в поясе при первом случае загружения

 кг/см2

где ; 1.15 – коэффициент для определения Wрасч клееных элементов.

Напряжение в поясе при 4-м случае загружения

кг/см2,

где .

Нижний пояс.  кг. Требуемая площадь сечения стального пояса

 см2.

Принимаем 2 уголка 100Х63Х6 общей площадью  см2. Гибкость пояса в вертикальной плоскости

,

не превышает предельно допустимую для растянутых элементов при статических нагрузках.

Проверка напряжения в поясе с учетом собственного веса по формуле

 кг/см2,

где кг/см – изгибающий момент от собственного веса уголка при расстоянии между узлами фермы 8.00 м; см3 – минимальный момент сопротивления одного уголка.

Раскос *ДВ*: кг, м.

Площадь поперечного сечения раскоса, склеенного из 4-х досок 180Х35 мм,  см2.

Гибкость 

Проверка на устойчивость кг/см2, где 

Опорный узел (см. лист 3). Усилия кг, кг. Узел осуществляем в виде сварного башмака, воспринимающего давление верхнего пояса лобовым упором. Нижний пояс крепится к башмаку сварными швами. Длина швов для прикрепления одного уголка нижнего пояса

 см = 256мм

где  - коэффициент, учитывающий ручной метод сварки

 - толщина углового шва.

Принимаем длину шва по обушку мм, по перу мм

Длина швов для прикрепления упорного швеллера к фасонкам

см.

Фактическая длина швов по внутренней стороне стенки и по наружным сторонам полок равна см.

Проверяем упорный швеллер №30 на изгиб давлением торца верхнего пояса

кгсм; кг/см2.

Смятие торца пояса

кг/см2.

Участок стенки швеллера, усиленный листом мм и ребром мм между ребром и полкой (см. рис. 9) рассматриваем как плиту 30Х9 см, опертую по периметру с равномерно распределенной нагрузкой

кг/см2.

изгибающий момент в полосе шириной 1 см кгсм.

Напряжение изгиба в усиливающем листе, пренебрегая сопротивлением стенки швеллера,

кг/см2.

Ребро жесткости проверяем на изгиб, включая в расчетное сечение прилегающий участок стенки швеллера шириной см. Определяем центр тяжести сечения: площадь  положение центра тяжести см. Момент инерции сечения см4. Момент кгсм. Напряжение кг/см2.

Определяем толщину опорной плиты. Реактивное давление основания на опорный лист

кг/см2,

где кг – максимальная реакция опоры (см. табл. 11.2);

см2 – площадь опирания плиты. Момент, изгибающий консольный участок плиты,

кгсм

Момент в середине части плиты, считая края плиты защемленными

кгсм

Необходимая толщина плиты

см.

Принимаем мм.

Промежуточный узел Б верхнего пояса центральным болтом мм, имеющим 4 среза. Сопротивление двух срезов со стороны деревянных накладок принимаем условно с коэффициентом 0.5. Тогда расчетное число срезов болта будет равно .

Усилие на один срез болта кг.

Несущая способность одного среза болта:

по смятию древесины кг;

по изгибу болта кг, где  - коэффициент, учитывающий наклон усилия к волокнам древесины под углом .

Стальные накладки прикрепляются глухарями мм, мм, по 2 с каждой стороны. Несущая способность 4-х глухарей по смятию древесины – 80  кг, где см – длина защемления глухаря в древесине; см – толщина стальной накладки; по изгибу нагеля - кг.

Стальные накладки сечением 8Х80 мм рассчитываются:

**на продольный изгиб** на участке мм между закреплениями при сжатии силой

кг , 

кг/см2, где см –

расчетная длина накладки, считая один конец ее защемленным;

**на растяжение** в ослабленном отверстии под центральный болт сечении

кг/см2;

**на смятие** накладки под центральным болтом

кг/см2.

**Коньковый узел В** (см. лист 4). Усилие в раскосе кг.

Прикрепление раскоса осуществляем 4 глухарями мм, мм (см. расчет узла Д) через металлические планки сечением 8Х80 мм.

Суммарное усилие, воспринимаемое центральным болтом от обоих раскосов, определяем графически (рис. 11). усилие на один расчетный срез болта

кг.

т.е. меньше несущей способности одного среза болта, определяемого при угле наклона раскоса к поясу  по смятию древесины - кг, по изгибу болта кг.

Металлическую планку проверяем на устойчивость при сжатии, принимая расчетную длину см.

Гибкость накладки



Напряжение

кг/см2.



*Рис. 11. К расчету центрального болта конькового узла*

**Узел Д нижнего пояса**. Усилия - кг, кг, кг и кг. Раскосы прикрепляются к узлу через парные стальные фасонки мм. Для прикрепления раскоса *БД* ставим 4 глухаря мм, мм (см. расчет узла Б), а для раскоса *ДВ* - мм, мм с минимальной несущей способностью кг.

Длина сварного шва толщиной мм для прикрепления нижнего пояса ручной сваркой: на обушке

см.

на пере см. Фактические длины швов 230-200 мм. Со стороны средней панели пояс приваривается на монтаже. Для связи между ветвями пояса по горизонтальным полкам уголков снизу привариваются через 1 м коротыши из таких же уголков длиною по 260 мм.

Проверяем прочность фасонки с соединительной планкой на разрыв в центре узла.

Площадь поперечного сечения фасонки с планкой см2.

Расстояние от центра тяжести сечения до оси планки

см.

Момент инерции см4.

Момент сопротивления нижней фибры

см3.

эксцентриситет растягивающего усилия по отношению к центру тяжести сечения

см.

Изгибающий момент в фасонке кгсм.

Напряжение в нижней фибре фасонки

кг/см2.

1. **Краткие указания по изготовлению и монтажу**

При изготовлении клееных элементов фермы руководствоваться указаниями.

Клееные элементы ферм изготовляются из пиломатериала II и III качественных категорий с влажностью не более 15%. Пиломатериал III категории используется для средней части сечения пояса. Для верхней и нижней зон в пределах 0.1 высоты пояса (но не менее 2-х досок в каждой зоне) используется материал II категории, для связей – III категории.

Стыки досок в крайних зонах сечения пояса (по 0.1 высоты сечения) осуществляются на «ус» или зубчатым шипом. В остальной части сечения склеивание по длине может выполняться зубчатым шипом или впритык с плотной приторцовкой сжатых досок и с посадкой на клей.

В одном сечении элемента допускается стыкование не более 25% всех досок, а в наиболее напряженной зоне – не более одной доски. Вдоль элемента расстояние между стыками смежных досок должно быть не менее 20 толщин доски. Стыки досок не должны образовывать ступенек, направленных в одну сторону.

Ферма перевозится на стройплощадку в виде отдельных изготовленных на заводе элементов. Сборка фермы производится на строительной площадке.

1. **Проверка прочности фермы при монтажных положениях**



(рис. 13)

1. Подъем фермы из горизонтального в вертикальное положение.

Считая вес верхнего пояса равным весу всего пиломатериала, использовнного для изготовления фермы, получим нагрузку на верхний пояс

 кг/м,

где кг – вес древесины пиломатериала (табл. 4.);

 м – длина верхнего пояса.

При строповке за коньковый узел (без траверсы), рассматривая пояс как неразрезную балку на 3-х опорах, изгибающий момент на коньковом узле (рис.13 в)

кгм.

Усилие в стыковой накладке коньковом узле

кг.

где см – расстояние между центрами накладок.

Усилие на один срез болта в накладке

кг.

Напряжение в поясе за пределами накладки

кг/см2,

где см3 – момент сопротивления сечения пояса.

При подъеме с помощью 5-метровой траверсы изгибающий момент в коньковом узле во время кантовки фермы (рис. 13, б)

кгм.

Усилие, проходящее на один срез болта в коньковой накладке,

кг,

т.е. не превышает несущей способности одного среза болта мм.

2. При подъеме фермы в вертикальном положении с помощью 5-метровой траверсы, принимая все фермы равномерно распределенным по длине, получим изгибающий момент под узлом траверсы

кгм,

где кг/м – расчетная нагрузка;

м – длина консольной части фермы;

 - вес древесины и металла, использованного для фермы (табл. 4).

Сжимающее усилие в средней панели нижнего пояса

кгкг,

где кг – критическая сила для одного уголка пояса в плоскости фермы.

Усилие растяжения в коньковом узле также равно кг. На один срез болта см в коньковой накладке

кг.

1. **Показатели расхода материалов**

Коэффициент собственного веса

,

почти равен , принятому предварительно при определении собственного веса фермы.

Здесь кг/м2 – собственный вес фермы связями (см табл.4);кг/м2 – средняя нормативная нагрузка от кровли;

Таблица 11.4. **показатели расхода древесины и стали на секцию покрытия (6Х24 м)**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Показатель | Единца измерения | Ферма | Связи, отнесенные к 1 ферме | Прогоны | Настил | Всего |
| Древесина  То же приведенный слой  Сталь  То же, на 1м2 плана  Вес элементов  То же, на 1 м2 плана | м3  см  кг  -  -  - | 2.70  1.88  621  4.32  1966  13.6 | 0.47  0.33  43.0  0.30  325  2.26 | 3.84  2.67  -  -  1920  13.3 | 7.58  5.26  -  -  3790  26.3 | 14.59  10.14  664.0  4.62  8001  55.5 |

кг/м2 – средняя нормативная нагрузка от снега;

кг/м2 – средняя нагрузка от фонаря.

# Список литературы

1. Гринь И. М. «Конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет».
2. СНиП 2-25-80 «Конструкции из дерева. Нормы проектирования».
3. СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования».