Министерство высшего образования Российской Федерации

Тюменская государственная архитектурно-строительная академия

#### **Кафедра строительных конструкций**

 **ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

 **К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ**

По дисциплине “Деревянные конструкции” на тему:

“Расчет и конструирование основных несущих и ограждающих конструкций деревянного каркаса здания”

 Выполнил:

 Проверил:

г.Тюмень, 2001.

**Содержание.**

1. Расчет трехслойной клеефанерной конструкции

Покрытия 3

1. Расчет фермы. 7
2. Расчет стоек рамы. 13
3. Расчет узловых соединений 18

Список литературы. 22

**Расчет трехслойной клеефанерной конструкции покрытия**.

 **Конструктивное решение панели.** Поперечное сечение панели принимаем коробчатой формы. Каркас панели выполняется из сосны II категории; обшивки из плоских листов фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ. При стандартной ширине листов Фанеры 1525 мм с учетом обрезки кромок, ширину панели по верхней и нижней поверхностям принимаем равной 1490 мм, что обеспечивает зазор между панелями 10 мм.

 Зазор перед укладкой рулонного ковра заполняется теплоизоляционными материалами, а бруски, образующие четверть в стыке, соединяются гвоздями диаметром 5 мм через 300 мм. В продольном направлении длина панели принимается 4980 мм при зазоре между панелями 20 мм.

 В качестве утеплителя принимаем твердые минераловатные плиты на битумной связке.

 Конструктивно принимаем верхнюю и нижнюю обшивки толщиной 8 мм.

**Расчет панели на общий изгиб.**

 При L/C = 498/23,5 = 21,2 > 6, учитывая неравномерность распределения напряжений по ширине панели, уменьшаем расчетную ширину фанерной обшивки путем введения в расстояни между ребрами коэффициента 0,9. Получаем:

 bпр = 23,5⋅0,9⋅5 + 4,6⋅6 + 4,4 = 138 см

 Приведенная к семислойной площадь сечения панели:

 Fф.пр. = kф⋅ (δф⋅bпр + δф’⋅bпр(Еф’/Еф)) + d⋅cо⋅n⋅(Едр/Еф) = 0,6⋅ (0,8⋅138 + 0,8⋅138(85000/85000)) + 4,6⋅14,6⋅6⋅(100000/85000) = 607 см2

Где kф – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки и принимаемый равным для фанера марок ФСФ и

ФК – 0,6

δф’ и δф – толщины соответственно нижней и верхней обшивок семислойной фанеры, принимается 0,8 см.

Еф = Еф’ = 85000 кг/см2 – модули упругости семислойной фанеры

 Едр = 100000 кг/см2 – модули упругости древесины ребер

d = 4,6 см – толщина ребра панели

cо = 14,6 см – ширина доски ребра с учетом острожки

n – количество ребер

 Определяем положение нейтральной оси и приведенный к фанере момент инерции сечения относительно нижней плоскости:

 Sф.пр. = δф⋅bпр (со + δф’ + δф⋅0,5) + d⋅cо⋅n⋅(со⋅0,5 + δф’(Едр/Еф)) + δф’⋅bпр(δф’/2) ⋅ ⋅(Еф’/Еф) = 0,8⋅138 (14,6 + 0,8 + 0,8⋅0,5) + 4,6⋅14,6⋅6⋅(14,6⋅0,5 + 0,8(100000/85000)) + 0,8⋅138(0,8/2)⋅(85000/85000) = 5110 см3

zо = (Sф.пр.)/(Fф.пр.) = 8,42 см.

Приведенный к фанере верхней обшивки момент инерции:

 Iф.пр. = n⋅(d⋅cо3/12)(Едр/Еф) + δф⋅bпр⋅(со – zо)2 + δф’⋅bпр⋅zо2⋅(Еф’/Еф) =

= 6⋅(4,6⋅14,63/12)(100000/85000) + 0,8⋅138⋅(14,6 – 8,42)2 + 0,8⋅138⋅8,422⋅(1) =

= 20464,5 см4

**Нагрузки на покрытие, кгс/м2 Таблица № 1.**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  Вид нагрузки  | Норматив.нагрузка | Коэф. перегрузки | Расчетная нагрузка |
| Постоянная нагрузкаКровля рулонная трёхслойнаяФанера – (0,008 + 0,008)⋅640Каркас из древесины– 0,04⋅0,146⋅(500/1,5)⋅6Утеплитель (минераловатные плите на битумном связующем) | 1210,313,520 | 1,21,11,11,2 | 1511,41524 |
| **ИТОГО***Снеговая нагрузка* | **55,8**70 | 1,55 | **65,4**109 |
| **ПОЛНАЯ НАГРУЗКА** | **125,8** |  | **175** |

В итоге получим следующие значения момента и поперечной силы:

М = 0,125⋅1,5⋅q⋅l2 = 82031,3 кгс⋅см

Q = q⋅l/2 = 784,9 кгс

 Далее проверяем прочность панели на изгиб:

в растянутой обшивке

 Мzо/ Iф.пр. = 82031,3\*8,42/20464,5 = 33,8 < 130\*0,6 = 78 кгс/см2

в сжатой обшивке

 М(со + δф’ + δф – zo)/Iф.пр. = 82031,3\*(14,6 + 0,8 + 0,8 – 8,42)/20464,5 = 31,2 < <100\*0,8 = 80 кгс/см2

 Относительный прогиб панели от нормативной нагрузки без учёта ослабления обшивок стыками определим по формуле:

 f /l = (qн ⋅l3 )/(Eф\*Iф.пр.) =  = 0,002 < [f /l] = 1/250

Проверку скалывающих напряжений производим по клеевому шву между шпонами фанеры:

 =  = 1,5 < Rск = 7 кгс/см2

Sоб = 138⋅0,8⋅7,4 = 818 см3 – статический момент верхней полки относительно нейтральной оси.

**РАСЧЕТ ФЕРМЫ.**

**Определение общих размеров фермы**



#  Высота фермы H = (1/5+1/6)L. Принимаем H = 3,2м,

#  тогда tgα = 3,2\*2/17 = 0,376 и α = 20040’; sinα=0,375; cosα=0,927.

Длина ската верхнего пояса АБ = = 9,08 м.

Ферма четырёхпанельная по верхнему поясу, трехпанельная по нижнему поясу; скат состоит из двух элементов одинаковой длины; стойка примыкает к верхнему поясу в месте стыка элементов и расположена перпендикулярно к нему.

Длина панелей верхнего пояса АВ = ВБ = 9,08/2 = 4,54 м.

 Строительный подъем фермы создается за счет уменьшения длины стоек решетки на величину 0,17/ cosα = 0,17/0,936 = 0,182 м, здесь 17 см = L/100 -строительный подъем.

Тогда длина стоек ВД = В’Д’ = 4,54\*tgα – 0,182=4,54\*0,376 – 0,182=1,525 м.

Длины элементов АД = ДБ === 4,789 м

Длина элемента ДД’= 2\*= 7,398м

### **Определение нагрузок**

Постоянная нагрузка на 1м2 горизонтальной проекции крыши:

– нормативная gкрн = 55,8/cosα = 55,8/0,936 = 59,62 кгс/м2

– расчетная gкрр = 65,4/cosα = 65,4/0,936 = 69,87 кгс/м2

**Статический расчет фермы.**

Определение нагрузок.

Собственный вес фермы со связями

 Gфн=(gркр+pнсн)/((1000/kс.в.⋅L) – 1) = (59,62 + 70)/((1000/4\*17) – 1) =

= 9,46 кгс/м2.

 где kс.в.= 4 – коэффициент собственного веса фермы.

Расчетная нагрузка на 1 м горизонтальной проекции верхнего пояса фермы:

-от собственного веса покрытия

gp = (gнкр + gнф) ⋅n⋅B = (59,62 + 9,46)\*1,1\*5 = 379,94 кгс/м;

 -от снега

 Ppсн = рнсн ⋅nсн ⋅B = 70\*1,506\*5 = 527,1 кгс/м.

Расчетные узловые нагрузки:

 узел А:

 постоянная GA = gp ⋅(AB/2)⋅cosα = 379,94⋅2,27⋅0,936 = 807,26 кгс;

 от снега РА= Ppcн(AB/2)⋅cosα = 527,1⋅2,27⋅0,936 = 1119,94 кгс.

 Узел В и Б:

 Постоянная GВ,Б = gp⋅AB⋅cosα = 379,94\*4,54\*0,936 = 1614,53 кгс;

 От снега РВ,Б = Ррсн⋅AB⋅cosα = 527,1\*4,54\*0,936 = 2239,88 кгс.

Ветровая нагрузка на ферму не учитывается.

Определение расчетных усилий.

Продольные усилия в элементах фермы определяем при двух комбинациях нагрузок:

1-я комбинация-постоянная нагрузка и снеговая на всем пролете;

2-я комбинация-постоянная нагрузка и снеговая на половине пролета.

Расчетные продольные усилия в элементах фермы находятся как наиболее невыгодное сочетание усилий от постоянной нагрузки плюс усилия от снега на всем пролете.

**Таблица № 2. Расчетные усилия в элементах фермы, кгс.**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| элементы и опорныереакции | усилия от собственноговеса G=1614,53кгс | усилия отснеговойнагрузкиP =2239,88 кгс | расчетные усилияпри снеге на всем пролете | обозначенияусилий |
| АВ | -6776,21 | -9400,81 | -16177,02 | О1 |
| ВБ | -6209,53 | -8614,64 | -14824,17 | O2 |
| АД | +6332,3 | +8784,94 | +15117,24 | V1 |
| ДД’ | +4263 | +5914,27 | +10177,27 | V2 |
| ВД | -1414,35 | -1962,16 | -3376,51 | D1 |
| ДБ | +2055,92 | +2852,24 | +4908,16 | D2 |

Rа = 7708,82 кгс;

**Подбор сечений элементов фермы.**

**Верхний пояс.**

Узлы верхнего пояса выполняются с лобовым упором элементов. Расчет элементов ведем по схеме сжато-изгибаемого стержня.

Расчетный пролёт L = 454 см. Подбор сечения проводим по расчетным усилиям от 1-ой комбинации нагрузок:

Продольному усилию в стержне О1 = - 16177,02 кг и изгибающему моменту от внешней местной нагрузки

Mg = (g + p)\*cosα2\*L2/8 = (3,8 + 5,27)\*0,9362\*4542/8 = 204729,63кг\*см.

Для уменьшения момента от внешней нагрузки Mg узлы верхнего пояса фермы конструируются внецентренно с передачей продольных усилий в стержнях с отрицательным эксцентриситетом,благодаря чему в элементах создаётся разгружающий момент Me=N\*e.Оптимальную величину эксцентриситета е находим из условия равенства напряжений в сечении элемента по середине и по краям панели

е = Mg/{O1\*(ξ + 1)} = 204729,63/(16177,02\*(0,5 + 1)) = 8,44 см.

где коэффициентом ξ задаемся ориентировочно, ξ = 0,5.

Эксцентриситет создаётся в элементах смещением центра площадок смятия в узлах вниз от геометрической оси верхнего пояса на величину е,что конструктивно достигается устройством врезок в торцах элементов на глубину 2е от верхней грани. Принимаем эксцентриситеты в узлах верхнего пояса одинаковыми и равными е = 8,4 см.

Принимаем верхний пояс из бруса шириной b = 20 см. Определяем требуемые минимальные размеры торцовых площадок смятия в узлах фермы:

в опорном и коньковом узлах hсм = V1/(b\*Rсмα) = 15117,22/(20\*113,5) = 6,66 см;

Rсмα = 130/(1+(130/30 – 1)\*0,3523) = 113,5 кгс/см;

в промежуточном узле hсм = O1/(b\*Rсм) = 16177,02/20\*130 = 6,22 см.

Тогда требуемая высота бруса верхнего пояса фермы:

 hтр = hсм + 2\*e = 6,66 + 2\*8.4 = 23,46 см;

Принимаем h = 24 см, откуда r = 0,289\*h = 0,289\*24 = 6,94 см.

Проверяем принятое сечение.

Геометрические характеристики:

 Fнт = Fбр = b\*h = 20\*24 = 480 см2;

Wр = b\*h2/6 = 20\*24/6 = 1920 см3;

гибкость элемента в плоскости фермы λ = l/r = 454/6,94 = 65,42

Расчетный изгибающий момент

M = Mg – Me = 204729,63 – 16177,02\*8,4 = 68842,66 кг\*см .

Коэффициент ξ = 1 – λ2\*O1/(3100\*Rc\*Fбр) = 65,422\*16177,02/3100\*130\*480 =0,36

Максимальные нормальные напряжения:

в середине пролёта

σ = O1/Fнт + M\*Rc/(ξ\*W\*Rи) = 16177,02/480 + 68842,66\*130/(0,36\*1920\*150) = 120 кгс/см2 < Rc = 130 кгс/см2;

по краям панели

σ = O1/Fнт + Me/W = 16177,02/480 + 16177,02\*8,4/1920 = 104,48< Rc = 110кгс/см2;

Устойчивость верхнего пояса из плоскости фермы обеспечена прогонами покрытия.

**Растянутые элементы.**

Расчетные усилия в элементах:

АД – V1 = 15117,22 кгс; ДД’ – V2 = 10177,34 кгс; ДБ – D2 = 4908,16 кгс;

Проектируем растянутые элементы из двух круглых тяжей. Требуемая площадь сечения элемента АД

Fтр = V1/R = 1511,22/2100 = 7,2 см2.

Требуемый диаметр одного тяжа определяем из формулы

0,8\*π\*d2/4 = Fтр/(2\*0,85);

d = =  = 2,6 см;

где 0,8 – коэффициент, учитывающий ослабление сечения резьбой,

0,85 – коэффициент несовместности работы двух стержней.

Все элементы принимаем из двух стержней следующих диаметров:

АД – d = 28 мм; ДД’ – d = 24 мм; ДБ – d = 18 мм. Для уменьшения провисания элемента ДД΄ предусматриваем подвеску из тяжа d = 10 мм. Диаметры петель для присоединения тяжей к промежуточным узлам нижнего пояса по условию равнопрочности принимаем: для АД – d = 26 мм; ДД΄ - d = 22 мм; ДБ – d = 18 мм;

Тяжи элемента ДД расположены вплотную друг к другу и сварены между по длине через 1м. В других элементах тяжи сводятся вплотную на расстоянии 1 м от промежуточных узлов нижнего пояса.

**Стойка ВД.**

Расчетное усилие D1 = -3376,51 кгс, расчетная длина l = 1,525 м.

Принимаем по сортаменту сечение стойки 200x75мм. Проверяем принятое сечение:

из условия смятия подбалки поперёк волокон под торцом стойки:

D1/(b\*hст) = 3376,51/20\*7,5 = 22,51 < Rсм90 = 37,41кг/см;

Rсм90 = 18\*(1 + 8/(hсм + 1,2)) = 18\*(1 + 8/(6,22 + 1,2)) = 37,41 кгс/см2;

на устойчивость в плоскости фермы λ = 152,5/(0,289\*8,4) = 62,82;

 ϕ = 1 – 0,8\*(λ/100)2 = 1 – 0,8\*(62,82/100)2 = 0,684;

D1/(ϕ\*F) = 3376,51/(0,684\*150) = 32,91 < 130 кгс/см2.

**РАСЧЕТ СТОЕК РАМЫ.**

**Выбор конструктивной схемы поперечной рамы здания.**

Применяем клеёные стойки прямоугольного поперечного сечения, закрепляемые к фундаментам анкерными болтами. Ригель рамы принимаем в виде треугольной металлодеревянной фермы.

**Статический расчет.**

 Определяем нагрузки на стойку рамы. Нагрузка от собственного веса фермы покрытия:

gс.в = (0,654 + 1,09)/[{(1000/4\*17) – 1}] = 0,127 кН/м2 = 0,127 кПа

Постоянное расчетное давление на стойку от покрытия:

Рф.п = (0,654 + 0,127)\*5\*17/(2\*0,95) = 34,94 кН;

от снеговой нагрузки

Рф.с = 1,09\*5\*17/(2\*0,95) = 48,76 кН;

 от стенового ограждения с учетом элементов крепления

Рст = (0,654 + 0,1)\*5\*8,4\*0,95 = 30,1 кН.

Расчетную нагрузку от собственного веса стойки принимаем, задаваясь предварительно её сечением 180×500 мм:

Рс.в = 0,18\*0,5\*8,4\*1,1\*500/100 = 4,16 кН.

*Ветровая нагрузка*

Скоростной напор ветра w0 = 0,38 кН/м2; с = 0,8; с3 = - 0,6.

 Расчетная ветровая нагрузка на раму от стены:

рдв = 0,38\*0,8\*5\*1,4\*0,95 = 2,02 кН/м;

ров = - 0,38\*0,6\*5\*1,4\*0,95 = - 1,52 кН/м.

Усилия в стойках рамы как системы один раз статически неопределимой определяем для каждого вида загружения отдельно, принимая жёсткость ригеля EIp = ∞.

 От ветровой нагрузки на стены:

Xp= - 3\*H\*(pДВ – pОВ)/16 = - 3\*8,4\*(2,02 – 1,52)/16 = - 0,79 кН;

 От стенового ограждения при расстоянии между центрами стенового ограждения и стойки е = 0,25 + 0,08 + 0,10 = 0,43 м:

Мст = - Рст\*е = - 30,1\*0,43 = - 12,94 кН\*м;

Хст= - 9\*Мст/(8\*Н)= - 9\*(-12,94)/(8\*8,4) = 1,73 кН.

 Изгибающие моменты в нижнем сечении стоек:

Млев = [-0,79\*8,4 + 2,02\*8,42/2]\*0,9 – 12,94 + 1,73\*8,4 = 59,76 кН\*м;

Мправ=[0,79\*8,4 + 1,52\*8,42/2]\*0,9 +12,94 – 1,73\*8,4 = 52,64 кН\*м;

#### Поперечные силы в заделке стоек:

#### Qлев = (-0,79 + 2,02\*8,4)\*0,9 + 1,73 = 16,29 кН;

####  Qправ = (0,79 + 1,52\*8,4)\*0,9 – 1,73 = 10,47 кН;

####  Мрасч = 59,76 кН\*м; Qрасч = 16,29 кН;

#### Nрасч = 34,94 + 48,76\*0,9 + 30,1+ 4,16 = 113,08 кН,

#### где к = 0,9 – коэффициент сочетания, учитывающий действие двух временных нагрузок.

**Конструктивный расчет***.*

Принимаем клеёную стойку прямоугольного поперечного сечения шириной b=18 см и высотой h = 3,3\*16 = 52,8 см, что составляет h/H = 52,8/840 = 0,06.

Геометрические характеристики поперечного сечения:

F = 18\*52,8 = 950,4 м2; W = 18\*52,82/6 = 8363,5 см3; I = 18\*52,83/12 =

= 220796,9 см4.

 Прочность поперечного сечения по нормальным напряжениям:

σ = N/Fрасч + Mд/W = 113,08/950,4+ 8623/8363,5 = 1,150 кН/см2 =11,5 Мпа < Rс = 15\*1,2 = 18 МПа;

Mд = M/ξ = 59,76/0,693\*1 = 86,23 кН\*м;

где λ = l/r = 820\*2,2/(0,289\*52,8) = 118,22; φ = 3000/λ2 =3000/118,222 = 0,215

ξ = 1 – N/φ\*k\*Rc\*F= 1 – 113,08/(0,215\*1\*1,50\*1,2\*950,4 = 0,693;

 Вдоль здания стойки раскрепляем вертикальными связями и верхним обвязочным брусом – распоркой. Связи раскрепляют обе наружные кромки стойки.

 Проверяем устойчивость плоской формы деформирования с учетом подкрепления сжатой и растянутой кромок:

λy = 820/(0,289\*18) = 157,63; φy = 3000/157,632 = 0,121;

kпN = 1 + [0,75 + 0,06\*(l/hн)2 + 0,6\*\*l/h1]\*m/(m+1)=

= 1 + [0,75 + 0,06\*(820/72,6)2 – 1]/2 = 4,7

= 0; m = 1; k= 2,32; hн = 52,8 + 3,3\*6 = 72,6 см;

φм = 140\*b2\*k\*k/(l\*h\*m) = 140\*182\*2,32\*1/(820\*72,6\*1) = 1,768;

kпM = 1 + (0,142\*(l/hн) + 1,76\*(hн/l0)+1,4\*α-1)\*m/(m+1) =

= 1 + [0,142\*(820/72,6) + 1,76\*(72,6/820) – 1]/2 = 1,380;

N/φ\*k\*Rc\*Fбр+Mg/φ\*k\*Ru\*Wбр<1;



 Проверяем клеевые швы: τ = Q\*Sбр/(ξ\*Iбр\*b) < Rск;

τ = 16,29\*11859,21/(573985,76\*18\*0,693) =

 = 0,027 кН/см2 = 0,27 Мпа < Rск = 1,5\*1,2 = 1,8 МПа,

где Sбр = 18\*72,62/8 = 11859,21 см3; Iбр = 18\*72,63/12 = 573985,76 см;

Стойки крепим к фундаменту с помощью анкерных болтов, закрепляемых к стальным траверсам.

 Болты рассчитываем по максимальному растягивающему усилию при действии постоянной нагрузки с коэффициентом надежности γf = 0,9 вместо γf=1,1 и ветровой нагрузки: N = (34,94 + 30,1 + 4,16)\*0,9/1,1 = 56,62 кН;

М = - 0,79\*8,4 + 2,02\*8,42/2 + 1,73\*8,4\*(0,9/1,1) – 12,94\*(0,9/1,1) = 65,93 кН\*м.

 Напряжение на поверхности фундамента:

σ = - N/b\*hн ± 6\*Mд/b\*h

σ = ;

где Мд = 6593/0,909 = 7253,03 кН\*см; ξ = 1 – 56,62/(0,264\*1,8\*1306,8) = 0,909;

σmax= - 0,502 кН/см2; σmin= 0,416 кН/см2.

 Вычисляем размеры участков эпюры напряжений:

 Х = σ\*hн/(σ+σ) = 0,502\*72,6/(0,502 + 0,416) = 39,7 см;

 а = (hн/2) – (x/3) = 72,6/2 – 39,70/3 = 23,07 см;

е0 = hн – Х/3 – S = 72,6 – 39,70/3 – 6 = 53,37 см.

 Усилие в анкерных болтах:

Z = (Mд – N\*a)/e0 = (7253,03 – 56,62\*23,07)/53,37 = 111,43 кН;

площадь сечения болта F = Z/(Rbt\*n) = 111,43/(25\*0,8\*0,85\*2) = 3,28 см2.

Принимаем болт d = 27 мм. Здесь Rbt = 25 кН/см2 для стали марки С255.

 Траверсу для крепления болтов рассчитываем как балку:

М = = \*(22 – 18/2) = 387,24 кН\*см.

 Из условия размещения анкерных болтов d = 27 мм принимаем ∟110×8 мм с Ix = 198 см4 и Z0 = 3 см (ГОСТ 8509-86):

σ = 387,24\*(11 – 3)/198 = 15,65 кН/см= 156,5 МПа < Ry = 230 МПа;

Прочность клеевого шва от действия усилия Z:

τ = Z/(l\*b) = 119,15/80\*18 = 0,083 кН/см= 0,83 МПа < Rск = 1,785 МПа,

где lш = 80 см; Rсрск = Rск/(1 + β\*l/e) = 2,1/(1+0,125\*80/56,72) = 1,785 МПа;

e = 69,3 – Х/3 = 56,72 см; β = 0,125.

**РАСЧЕТ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ**

**Опорный узел.**

Расчетные усилия: О1 = - 16177,02 кгс; V1 = 15117,22 кгс; RА = 7708,82 кгс.

Требуемая длина горизонтальной площадки опирания из условия смятия обвязочного бруса поперек волокон при

Rсм90 = 18(1 + 8/(20 + 1,2)) = 24,8 кгс/см2 определяется

lтргор = RА/b\*Rсм90 = 7708,82/20\*24,8 = 15,54 см; принимается lгор = 18 см.

Для создания горизонтальной опорной площадки используем подушку сечением 200×240 мм длиной 550 мм со стеской горизонтальной площадки

180 мм. Подушка врезается в брус верхнего пояса на глубину 80 мм , что обеспечивает требуемый эксцентриситет e = (24/2 – 8) + 8/2 = 8 см и достаточную площадь смятия торца 8 см > 6,22 см.

Проверяем длину подушки по скалыванию вдоль ее длины

lпод = О1/b\*Rск = 16177,02/20\*24 = 33,7 см < 55 см.

Подушка крепится к брусу двумя парами болтов d = 18 мм.

 Нижний пояс присоединяется к опорному узлу траверсой, сваренной из швеллера N10 со стенкой, усиленной листом толщиной 10 мм, и листа размером 20×160 мм. Ширина листа обеспечивает требуемый размер высоты площадки смятия торца верхнего пояса (подушки), равный hсм = 6,66 см. Траверса рассчитывается на изгиб с расчетным пролетом, равным расстоянию между ветвями нижнего пояса

lтр = 20 + 2(3,2 + 1,4) = 29,2 см.

Расчетный момент

Мтр = V1/2\*(lтр/2 – b/4) = (14,6 – 5) = 72562,7 кгс\*см.

Геометрические характеристики сечения

-площадь сечения F=1\*10 + 10,9 + 2\*16 = 52,9 см2;

-положение центра тяжести z = S/F = 20,9\*5,1/52,9 = 2,02 см;

-момент инерции сечения I = 22,4 + 20,9\*2,982 + 32\*2,022 = 338,57 см4

(22,4 см4-момент инерции швеллера с листом);

-минимальный момент сопротивления W = I/(h – z) =  = 73,92см3

Нормальные напряжения

σ = Мтр/W = 72562,7/73,92 = 981,7 кгс/см2 < 2100 кгс/см2.

Проверяем на изгиб лист траверсы при давлении от усилия в нижнем поясе

g = V1/(16\*b)=15117,22/(16\*20)=47,24 кг/см2 , где 16 см-длина листа траверсы.

Изгибающий момент для полосы среднего участка шириной 1 см при пролете 10 см и защемленных концах

М = g\*l2/12 = 47,24\*102/12 = 393,7 кгс\*см;

То же, для консольного участка вылетом lк = 3 см

М = g\*l2/2 = 47,24\*32/2 = 212,6 кгс\*см.

Требуемая толщина плиты

δтр== = 1,1 см; принимаем 2 см.

Рассчитываем сварные швы для крепления швеллера к листу.

Длина траверсы 40 см. Требуемая высота шва

hшв = V1/(2\*lшв\*0,7\*Rсвуг) = 15117,22/(2\*40\*0,7\*1500) = 0,18 см; принимаем швы максимально возможной высоты hшв = 5 мм.

Крепление фермы к обвязочному брусу производится болтами d = 18 мм с помощью уголков 80×8 мм.

###### **Промежуточный узел верхнего пояса**

Усилия от одного элемента верхнего пояса на другой передаются лобовым упором торцов через площадки смятия, высота которых

hтр = h – 2е = 24 – 2\*8,4 = 7,2см. Стык в узле перекрывается двумя деревянными накладками сечением 150×75 мм длиной 72 см на болтах d = 12 мм, которые обеспечивают жесткость узла из плоскости.

 Усилие от стойки передаётся на верхний пояс через торец упором. Накладки из брусков сечением 75×75 мм, длиной 380 мм и болты d = 10мм принимаются конструктивно.

###### **Коньковый узел**

Расчетные усилия: О2 = 14824,17 кгс, D2 = 4908,16 кгс. Усилия от одного элемента на другой передаются лобовым упором через дубовый вкладыш сечением 100×100мм длиной 200 мм. Размеры дубового вкладыша принимаются таким образом, чтобы конструкция узла обеспечивала требуемый размер площадок смятия торца вкладыша – 100мм > 66,6мм, пересечение линий действия усилий во всех элементах в одной точке с расчетным эксцентриситетом е = 84 мм и размещение траверс для крепления раскосов.

Траверсы устраиваются из швеллера №8 со стенкой, усиленной листом толщиной 8 мм, и листа размером 10×100 мм. Расчет их с определением геометрических характеристик сечения производится так же, как траверсы в опорном узле. Расчетный изгибающий момент в траверсе

 Мтр = D2/2\*(lтр/2 – b/4) = (25/2 – 20/4) = 18405,6 кгс\*см.

Геометрические характеристики сечения:

-площадь сечения

 F = 0,8\*5 + 8,98 + 10 = 23 см2;

-положение центра тяжести

 z = S/F = 13\*2,69/23 = 1,52см;

-момент инерции сечения

 I = 12,8 + 13\*1,172 + 10\*1,522 = 53,7 см4.

 12,8см4-момент инерции швеллера с листом;

-минимальный момент сопротивления

 Wтр = I/(h – z) = 53,7/(4,5 – 1,52) = 18см3.

 Нормальные напряжения

 σ = Mтр/Wтр = 18405,6/18 = 1022,3 < 2550кгс/см2.

Проверяем на изгиб лист траверсы при давлении

g = D2/(10\*b) = 4908,16/(10\*20) = 24,54 кгс/см2 , где 10см-длина листа траверсы.

Принимая концы защемленными, определяем изгибающий момент в полосе шириной 1 см среднего участка при пролете 8 cм по формуле

 M = gl2/12 = 24,54\*8/12 = 130,9 кгс\*cм.

Требуемая толщина листа

 δ= = 0,61 см; принимаем 1cм.

Швеллер и лист свариваются между собой (шов h = 5мм).

Лист имеет корытообразную форму и является общим для обеих траверс. К нему болтами d = 10 мм крепится дубовый вкладыш и вертикальная подвеска из круглого стержня d = 10мм.

В коньковом узле используем подушки сечением 200×240мм длиной 550 мм с врезкой их в брусья верхнего пояса на глубину 80 мм. Лист траверсы шириной 100 мм обеспечивает необходимый размер площадки смятия торца подушки 100мм > hсм = 66,6 см.

Для укладки щитов покрытия по коньку с обеих сторон верхнего пояса выпускаются парные накладки сечением 75×100мм длиной 650мм с врезкой друг в друга в коньке в полтолщины с прокладкой между ними. Накладки крепятся к брусьям верхнего пояса болтами d = 16мм и вместе с корытообразным листом траверсы обеспечивают жесткость узла из плоскости фермы.

**Список использованной литературы:**

1. И.М.Гринь “Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов”. Киев ,1990 г.
2. В.А.Иванов ”Конструкции из дерева и пластмасс”.
3. В.Е. Шишкин ”Примеры расчета из древесины”.
4. СНиП 2.25.-80 “Деревянные конструкции”. Москва 1982 г.
5. СНиП 2.23.-81\*\*”Металлические конструкции ”. Нормы проектирования

Москва “Стройиздат”1981 г.

1. СНиП 2.01.07.-85 “Нагрузки и воздействия”.
2. Руководство по проектированию клееных ДК .
3. Пособие к СНиП 2.25.-80