Пермский государственный технический университет

Строительный факультет

Кафедра строительных конструкций

Курсовой проект

Выполнил: ст. гр. ПГС – 07

Кузнецов А.Л.

Проверил: Осетрин А.В.

Пермь, 2009 г.

1. Расчет плиты покрытия

1.1 Исходные данные

Уклон кровли 1 : 3

Материал обшивок панелей - кровельные щиты ель 2 сорта

Шаг несущих конструкций - 3,0м

Шаг прогонов - 2м

Район строительства - г. Пермь

Условия эксплуатации - В2

а =33°41'24"

1.2 Расчёт конструкции не утепленного покрытия

Расчёт деревянного щита покрытия.

А. постоянные нагрузки

q us = г . д = 6000 · 0,05 = 300 Н/м2

где г = 6000 - плотность древесины ели

д= 0,05 - толщина щита

Б. временные нагрузки Снеговая нагрузка

S = So · м = 3200 · 0,75 = 2400 Н/ м2

So = 3200 Н/м 2 - нормативное значение веса снегового

покрова (для V снегового района ) -где м – коэф. перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытии

=0,75



Ветровая нагрузка действует перпендикулярно плоскости щита и находится по формуле:

wm = w0 · kc

w0 = 300 Н/м2

k = 0,65 + · 8 = 0,81 (при h = 18м)



Сe = 0,2 + · 13,69 = 0,3369



wm = 300 · 0,81· 0,3369 = 81, 87 Н/см2

1.3 Сбор нагрузок

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | Нормативная Н/м2 | Коэф. Надежн. | Расчетная Н/м2 |
| Постоянные |  |  |  |
| Масса щита покрытия | 300 | 1,1 | 330 |
| Временные |  |  |  |
| Снеговая,  ветровая | 1500  81,87 | 1,6  1,4 | 2400  114,62 |
| Итого: | 1881,87 |  | 2814,62 |

Расчетные погонные нагрузки

Собственный вес щита

q 1us = q us ∙ cosб ∙ B = 330 ∙ 0,832 ∙ 1 = 274,58 Н/м

Снеговая нагрузка

Sp S ∙ cos 2б ∙ B = 2400∙0,692∙1= 1660,08 Н/м

Ветровая нагрузка

Wp = Wm ∙ b = 186,2∙ 1 = 114,62 Н/м

1.4 Статический расчет щита

Щит рассчитывается по схеме 2-х пролетной балки

Расчетные сочетания нагрузок

Собственный вес+ снеговая нагрузка

q p1 = (q us +Sp) = 274,58 + 1660,08 = 1934,66 Н/м

2. Собственный вес + снеговая нагрузка + ветровая нагрузка

q p1 = q us + (W p + Sp) ∙ = 274,58 + (1660,08+114,62) ∙ 0,9 = 1871,81 Н/м

c∙k = 0,9

Максимальный изгибающий момент

M1 = = = 967,33 Н∙м



M11 = = = 935,91 Н∙м



1.5 Конструктивный расчет щита

Расчетные характеристики материала.

Расчет характеристик материала

Ru1 = 1300 ∙ 0,977 = 1275 H/см2

- Ru Расчетное сопротивление древесины на изгиб 1300 Н/см2

2. Ru11 = 1300 ∙ 0,977 ∙ 1,2 = 1530 Н/см2

1,2 – коэффициент кратковременной ветровой нагрузки

Требуемый момент ≥

W1 ≥ = 75,87 см3



W11 ≥ = 61,17 см3



W = = ( b = min 32мм)



Требуемая ширина досок (при ширине 1м)

W = = = 104,17 см3



Нормативное напряжение.

у = = 893,38 Н/см2 < Ru = 1530 Н/см2



Относительный прогиб при первом сочетании нагрузок.

qн = (300∙ 0,832 + 2400 ∙ 0,692) ∙ 1 = 1910,4 Н/м

I = = 130,21 см4



= ∙ = 2,13 / 384 ∙ = < =



2. Расчет разрезного прогона

2.1 Сбор нагрузок на прогон

q пр = 108,247 Н/м2



|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | Нормативная Н/м2 | Коэф. Надежн. | Расчетная Н/м2 |
| Постоянные |  |  |  |
| Масса щита покрытия | 300 | 1,1 | 330 |
| Масса прогона | 108,247 | 1,1 | 119,075 |
| Временные |  |  |  |
| Снеговая | 1248,08 | 1,6 | 1990,92 |
| Итого: | 1656,32 |  | 2445,99 |

Погонные нагрузки при шаге прогонов 2м

qн = 1656,32 ∙ 2 = 3312,64 Н/м

qр = 2445,99 ∙ 2 = 4891,98 Н/м

2.2 Статический расчет прогона

Прогон работает как балка на 2-х опорах, в условиях косого изгиба. Расчетный пролет прогона

lр = = 300 –= 285 см



Максимальный изгибающий момент.

М = = = 4966,89 Н∙м



Составляющие моменты относительно главных осей сечения

Мх = М ∙ cos б = 4966,89 ∙ 0,832 = 4132, 45 Н∙м

Му = М ∙ sin б = 4966,89 ∙ 0,555 = 2756, 62 Н∙м

2.3 Конструктивный расчет прогона

Проектируем прогон прямоугольного сечения. Минимальные размеры поперечного сечения прогона при косом изгибе получаются при отношении сторон:

з = = = = 1,225



Требуемый момент сопротивления сечения

Wтр = = = 577,64 см3



Требуемая высота сечения.

hтр = = 16,19 см



b= см



Принимаем сечение прогона 15,0 х 15,0 х 300 см

Геометрическая характеристика сечения

Wx = = 562,5 см3



Ix = = 4218,75 см4



Проверка нормальных напряжений

у = + = + = 1224,71<Ru = 1300 Н/см2



Проверка прогиба прогона при косом изгибе от нормативных нагрузок

fx= =



fy= =



f= = 0,363 < = 1,5 см



3. Расчет арки

3.1 Сбор нагрузок

Постоянные нагрузки

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | Нормативная Н/м2 | Коэф. Надежн. | Расчетная Н/м2 |
| Постоянные |  |  |  |
| Масса покрытия | 300 | 1,1 | 330 |
| Масса прогона | 108,247 | 1,1 | 119,075 |
| Масса арки | 545,51 | 1,1 | 600,06 |
| Итого: | 953,76 |  | 1049,135 |

qпр = Н/м2



Постоянная прогонная нагрузка

qнпост = 953,76 ∙ 3 = 2861,28 Н/м

qпост = 1049,135 ∙ 3 = 3147,41 Н/м

Временные нагрузки

Снеговая нагрузка

Погонная нормативная снеговая нагрузка

qnсн= 3200∙3∙0,7∙0,75 = 5040 Н/м

Погонная расчетная снеговая нагрузка

Sp = Sg ∙м = 3200∙ 0,75∙3 = 7200 Н/м

Ветровая нагрузка

w0= 0,3 кН/м2 (2-й ветровой район)

w=w0∙ гf ∙ Ce ∙ k

гf = 1,4; Ceнав = 0,34; Ceподв = -0,4

i - участок с однозначной эпюрой давления

hi – высота участка с однозначной эпюрой давления

kсрi – усредненный коэффициент изменения ветрового давления по высоте

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| участок | высота | tg i | Ki |
| i=1  i=2  i=3 | 5  10  20 | 0  0,03  0,02 | 0,5  0,65  0,85 |

kicpj = khj + ∙ tg i ;



kcp1= k5 + ∙ tg1 = 0,5



kcp2= k10 + ∙ tg2 = 0,65 + 0,03 = 0,8



kcp3= k20 + ∙ tg3 = 0,85 + 0,02 = 1,05



Расчетные значения ветровой нагрузки

w1нав = w0 ∙ гf ∙ Cенав ∙ kср1 = 0,3∙1,4∙0,34∙0,5=0,0714 кН/м2

w2нав = w0 ∙ гf ∙ Cенав ∙ kср2 = 0,3∙1,4∙0,34∙0,8=0,1142 кН/м2

w3нав = w0 ∙ гf ∙ Cенав ∙ kср3 = 0,3∙1,4∙0,34∙1,05=0,1499 кН/м2

w1подв = w0 ∙ гf ∙ Cеподв ∙ kср1 = 0,3∙1,4∙0,4∙0,5=0,084 кН/м2

w2подв = w0 ∙ гf ∙ Cеподв ∙ kср2 = 0,3∙1,4∙0,4∙0,8=0,134 кН/м2

w3подв = w0 ∙ гf ∙ Cеподв ∙ kср3 = 0,3∙1,4∙0,4∙1,05=0,176 кН/м2

Погонная расчетная ветровая нагрузка

w1нав = w1нав ∙ b = 0,105 ∙ 3=0,315 кН/м

w2нав = w2нав ∙ b = 0,168 ∙ 3=0,504 кН/м

w3нав = w3нав ∙ b = 0,22 ∙ 3=0,66 кН/м

w1подв = w1подв ∙ b = 0,84 ∙ 3=0,252 кН/м

w2подв = w2подв ∙ b = 0,134 ∙ 3=0,402 кН/м

w3подв = w3подв ∙ b = 0,176 ∙ 3=0,528 кН/м

3.2 Конструктивный расчет арки

Расчетное сочетание нагрузок

1-е сочетание: постоянная нагрузка + снеговая + Р↓

414,619 + 788,534 + 37,504 = 1240,66 кН/м

2-е сочетание: постоянная + снеговая + ветровая + Р↓

414,619 + (788,534 + 37,504 + 71,149) ∙ 0,9 = 1222,09 кН/м

Расчетные усилия: М= 1240,657 кНм

N= 328,866 кНм

Определяем предварительные размеры поперечного сечения арки:

Принимаем: h= 171,5см (49 слоев из досок у = 219мм, до острожки 225мм, фрезер пластей с 2-х сторон 5мм)

b= 33,85см (2 слоя из досок у = 219мм, до острожки 225мм, фрезер пластей с 2-х сторон 6 мм, из досок у = 119,5мм, до острожки 125мм, фрезер пластей с 2-х сторон 5,5мм)

Сечение 171,5 х 33,85 см

171,5 х 32,85 см (фрезер с 2-х сторон 10мм)

Расчет арки на прочность

Данный расчет выполняем в соответствии с указаниями СНиП II-25-80\* п.4.17

Мд



– изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформационной схеме.

Определение гибкости

л =



l0 = 0,5 ∙ 64,9 = 32,45 м

S = 64,9м = длинна арки

r = радиус инерции сечения элемента с максимальными размерами брутто

r =



л = = 65,56 при л = 65,56 < 70→



ц = 1- a



Коэффициент a = 0,8 для древесины

Ru = 15∙1∙1∙1,01∙0,8 = 12,12 МПа

Nk = 250,198 кН

о = 1-



Мд = 1312,86 кНм



0,874 < Rc = 1,212



При данном значении прочность конструкции обеспечена

3.3 Расчет на устойчивость плоской формы деформирования

Для сжато - изгибаемых элементов при отрицательном изгибающем моменте:



где:

Fбр - площадь брутто с максимальными размерами сечения на участке lр

Wбр – Максимальный момент сопротивления брутто на участке l1

n2 – для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования и n=1 для элементов, имеющих такие закрепления

ц – Коэффициент продольного изгиба, определяется по формуле (8)

для гибкости участка элемента расчетной длинной lp из плоскости деформирования

цм – коэффициент определяемый по формуле (23)

цм = 140



где:

lр – расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба расстояние между этими точками.

b – ширина поперечного сечения.

h – максимальная высота поперечного сечения на участке lp

kф – коэффициент зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке lp

kф = 1,13

Принимаем lp = 2м

цм = 140 ∙



r = 0,289∙b = 0,289∙32,85 = 9,49 см

л = == 21,08 < лпред = 120



ц = = 6,75



о = коэффициент изменяющейся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы, вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле:

о = 1- =1- = 0,993



Мд = = = 1249,403 кНм



0,443 ≤1



Данное условие выполнено

3.4 Расчет узлов арки

3.4.1 Опорный узел

Расчетные усилия N = -393,06 кН

Q= 150,44 кН

Пролет арки 54м > 18м → конструктивно узел решается в виде плиточного шарнира.

Принимаем hш = 10 см

Из условия размещения болтов назначаем размеры:

S1 =6 ∙ d = 6 ∙ 30 = 180 мм

S2 =3 ∙ d = 3 ∙ 30 = 90 мм

S3 =2,5 ∙ d = 2,5 ∙ 30 = 75 мм (80мм)

d = 30мм – диаметр болта

Толщину башмака принимаем конструктивно 20мм. Проверяем условие, чтобы равнодействующая усилий в наиболее нагруженном болте от действия расчетной поперечной силы Q и момента в башмаке Мб не превышала его минимальной несущей способности.

Rб =



Rб – равнодействующие усилие в максимально нагруженном болте

[Т6] - минимальная несущая способность одного среза болта

Мб - расчетный момент в башмаке M6=Q∙ e

е - расстояние от оси шарнира до центра болтового соединения

nб - число болтов в крайнем ряду, ║ оси элемента

mб - общее число болтов в башмаке

Zi - расстояние между осями болтов в направлении ┴ оси элемента

Zmax - максимальное расстояние между осями болтов в том же направлении

У Zi - сумма квадратов расстояний между рядами болтов

e = 180 ∙ 0,5 +180 + 20 + 50 = 340 мм

Мб = 150,44 ∙ 0,34 = 51,15кНм = 5115 кН см

У Zi = 92 +272+452 = 2835 см2

Rб = = 42,49 кН < ∙ nш = 45 кН



= 2,5∙ d2 = 2,5 ∙ 32 = 22,5 кН



Проверка опорного узла на смятие под углом к волокнам

усм = < Rсмб ∙ kN



Rсмб - расчетное сопротивление смятию древесины под углом к волокнам

kN - коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений под кромками башмаков

Fсм = 54 ∙ 61 = 3294 см2

Rсмб = 7,19 МПа



0,12 кН/см2 < 0,719 ∙ 0,35 = 0,25 кН/см2



Проверка на скалывание по клеевому шву в опорном узле

ф =



Sx = = 25116,75 см3



Ix = = 1021414,5 см4



ф = 0,069 кН/см2 < Rск = 0,14 кН/см2



Прочность на скалывании обеспечена.

3.4.2 Коньковый узел

Расчетные усилия: N= -250,198 кН

Q= 166,799 кН

Н = N cos б + Q ∙ sin б = -250.198 0,832 + 166.799 ∙ 0,555 = - 115,59 кН

Н - горизонтальная составляющая усилий

R = Q cos б - N ∙ sin б = 166,799 ∙ 0,832 + 250,198 ∙ 0,555 = 277,63 кН

R - вертикальная составляющая усилий

Коньковый узел конструктивно решается как опорный. Диаметр болтов назначаю такой же, т.е. d =30 мм. Толщина пластины башмака 20 мм.

е = 340мм

Mб = R ∙ е = 277,63 ∙ 0,34 = 94,39 кН м = 9439 кН см

У Zi2 = 92 + 272 + 452 = 2835 см2

Rб = 37,96 кН < [Тб] ∙ nш = 38,82 кН



[Тб] = 2,5 ∙ d 2 ∙ = 2,5 ∙ 32 ∙ = 19,48 кН



Kб – коэффициент используемый при передаче усилий от панелей под углом к волокнам.

Проверка конькового узла на смятие под углом к волокнам

усм =



Rсмб – расчетное сопротивление смятию древесины под углом к волокнам

kN – коэффициент учитывающий концентрацию напряжений под кромками башмаков.

Fсм = 54 ∙ 81= 4374 см2

Rсмб = 7,19 МПа



0,026 кН/см2 < 0,719 ∙ 0,35 = 0,25 кН/см2



Проверка конькового узла на скалывание по клеевому шву:

ф = 0,044 кН /см2 < Rскб = 0,14 кН/см2



Rскб = 0,14 кН/см2 – расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом к волокнам:

Rскб = 1,4 МПа = 0,14 кН/см2



4. Обеспечение пространственной устойчивости сооружения

В сооружении плоскостные несущие конструкции при помощи связей в продольном направлении объединяются в общую систему, которая доводиться до неподвижных частей, эта система обеспечивает пространственную неизменяемость, устойчивость, прочность и жесткость конструкции от воздействий внешних сил любого направления при расчетном сочетании нагрузок.

По конструктивному признаку связь - скатная с крестовой решеткой.

Блоки связей спаренные, так как пролет более 18 метров (54м), расположены в торцовых секциях и через 24 метра. Всего 4 блока связей с каждой стороны, что обеспечивает пространственную неизменяемость, устойчивость, прочность и жесткость конструкции.