Федеральное агентство по образованию Российской Федерации

Уральский Государственный Технический Университет - УПИ

Кафедра строительных конструкций

П.С.270102.55011.КП.2008

**Пояснительная записка**

**к курсовому проекту**

**по курсу: «Деревянные конструкции»**

**тема: ”Проектирование неутепленного здания с несущими деревянными гнутоклееными рамами ступенчатого очертания”**

Студент: Барсукова И.С.

Группа: СЗ-55011ну

Преподаватель: Шур И.П.

Екатеринбург 2008

**Задание на проектирование**

Запроектировать неотапливаемое (холодное) складское здание с применением несущих деревянных конструкций.

- Район строительства г.Курган

- Длина здания 33м.

- Пролет здания 15 м.

- Высота здания в карнизном узле 3,2 м.

- Шаг несущих конструкций 3 м.

- Кровля из асбоцементных листов волнистого профиля.

- Уровень ответственности здания – второй (СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия).

**Содержание**

Введение

1. Выбор конструктивной схемы и общая компоновка здания

2. Компоновка рамы

3. Сбор нагрузок на покрытие от собственного веса и снега

4. Расчет прогона

4.1. Расчет по предельному состоянию первой группы на прочность

4.2. Расчет по предельному состоянию второй группы на прогиб

4.3. Расчет узла опирания прогона на раму

5. Статический расчет рамы

5.1. Усилия в раме от постоянной и снеговой нагрузок

5.2. Усилия в раме от ветровой нагрузок

6. Определение расчетных сочетаний усилий в сечениях рамы

7. Конструктивный расчет рамы

7.1. Расчет рамы на прочность

7.2.Расчет рамы на устойчивость плоской формы деформирования

8.Конструирование и расчет узлов рамы

Заключение

Список литературы

**Введение**

Данная курсовая работа представляет собой изучение проектирования неутепленного здания с несущими деревянными гнутоклееными рамами ступенчатого очертания.

Передо мной как автором стоят следующие задачи:

1. Выбрать конструктивную схему и общая компоновка здания

2. Также определить компоновка рамы

3. Рассчитать нагрузки на покрытие от собственного веса и снега

4.1. Расчет по предельному состоянию первой группы на прочность и по предельному состоянию второй группы на прогиб

5. Статический расчисть рамы

6. Определить расчетные сочетания усилий в сечениях рамы

7. Выполнить конструктивный расчет рамы, а также расчет рамы на прочность

8.Сконструировать и рассчитать узлы рамы

При этом необходимо выявить следующие знания и навыки:

- уметь на научной основе организовать свой труд, владеть компьютерными методами сбора, хранения и обработки (редактирования) информации, применяемые в сфере его профессиональной деятельности;

- быть способным в условиях развития науки и изменяющейся социальной практики к переоценке накопленного опыта, анализу своих возможностей, уметь приобретать новые знания, используя современные информационные образовательные технологии;

- понимать сущность и социальную значимость своей будущей профессии, основные проблемы дисциплин, определяющих конкретную область деятельности, видит их взаимосвязь в целостной системе знаний;

- быть способным к проектной деятельности в профессиональной сфере на основе системного подхода, уметь строить и использовать модели для описания и прогнозирования различных явлений, осуществлять их качественный и количественный анализ;

- быть способным поставить цель и сформулировать задачи, связанные с реализацией профессиональных функций, уметь использовать для их решения методы изученной теории;

- быть готовым к кооперации с коллегами и работе в коллективе, знаком с методами управления, умеет организовать работу исполнителей, находить и принимать управленческие решения в условиях различных мнений.

**1. Выбор конструктивной схемы и общая компоновка здания**

В качестве основной несущей конструкции проектируемого здания принимаем трехшарнирные гнуто-клееные рамы ступенчатого очертания.

Покрытие здания двускатное с наружным водоотводом. Кровлю назначаем из волнистых асбестоцементных листов профиля 54/200-7,5 ГОСТ 30340-95. Листы асбестоцементные волнистые.

Назначаем уклон ската покрытия i = 25 %, при нормативном требовании к уклону кровли из волнистых асбестоцементных листов не менее 20 % СНиП 11-26-76. Кровли.

Деревянные прогоны принимаем из брусьев цельного сечения. Исходя из длины листов 54/200-7,5 и требований СНиП II-26-76, табл. 4 - расстояние между осями прогонов по скату назначаем равным 1,5 м.

Прогоны проектируем однопролетными, свободно опертыми на поперечные рамы. Длина опирания прогона на раму не должна быть менее 60 мм.

Пространственную неизменяемость и жесткость несущих конструкций здания, устойчивость рам из их плоскости, а также восприятие и передачу на фундамент нагрузки от ветрового напора на торцевые стены здания, обеспечиваем постановкой системы связей. Система связей включает: поперечные скатные связи в плоскости верхних граней несущих конструкций покрытия; прогоны покрытия; продольные вертикальные связи по карнизным узлам рам; вертикальные связи по стойкам фахверка продольных стен здания. Скатные связи располагаем по торцевым секциям здания и в промежуточной секции. В тех же секциях располагаем вертикальные связи по стойкам. Вертикальными связями по карнизным узлам рамы соединяем попарно.

В качестве продольных вертикальных связей по карнизным узлам рам применяем балки с волнистой стенкой. Другие связевые элементы выполняем из деревянных брусьев.

Для изготовления несущих конструкций здания, связей и деталей узлов применим древесину сосны 2 и 3 сорта по ГОСТ 24454-80Е.

**2. Компоновка рамы**

Конструируемые деревянные трехшарнирные гнутоклееные рамы имеют ступенчатое изменение высоты и постоянную ширину поперечного сечения по длине рамы. Уменьшенную высоту сечения назначаем на расстоянии в плане приблизительно равном четверти пролета от опоры рамы. Уклон наружной кромки прямолинейной части ригеля проектируем равным уклону кровли tgα = 0,25 (α = 14°).

Рама состоит из двух полурам заводского изготовления, соединяемых в коньке монтажным стыком с помощью деревянных накладок и стальных болтов.

Полурамы изготавливают путем гнутья и склеивания заготовок в виде многослойного пакета досок.

По СНиП II-3-79\* “Нормы проектирования. Строительная теплотехника” устанавливаем, что г.Курган находится в сухой зоне влажности. Тогда температурно-влажностные условия эксплуатации деревянных конструкций внутри неотапливаемого помещения – А1.

Древесина перед склеиванием конструкции, предназначенной для условий эксплуатации А1, должна иметь влажность 8...12%. В соответствии с п.2.6. СНиП II-25-80 для склеивания древесины назначаем синтетический фенольно-резорциновый клей марки ФРФ-50 ( ТУ 6-05-281-17-77).

Склеивание досок по длине производим зубчатым клеевым соединением с вертикальными зубчатыми шипами ГОСТ 19414-79.

Доски в пакете склеиваем по пласти. Перед склеиванием доски каждого слоя фрезеруем с двух пластей по 1-й группе припусков. По условию гнутья в многослойных криволинейных конструкциях отношение радиуса кривизны к толщине доски (r/δ) > 150. Для обеспечения возможно меньшего радиуса кривизны криволинейного карнизного узла рамы толщину доски (слоя), получаемую после фрезеровки пластей, принимаем δ = 16 мм.

Учитывая минимальный припуск на фрезерование и исходя из сортамента пиломатериалов (ГОСТ 24454-80Е), для получения досок толщиной после фрезеровки 16 мм используем доски-заготовки толщиной 22 мм.

Ширину сечения полурамы проектируем равной ширине одной доски (исключается технологически сложное склеивание досок по ширине). При назначении проектной ширины сечения исходим из сортамента пиломатериалов (ГОСТ 24454-80Е) и учитываем припуск на фрезерование боковых поверхностей конструкции после склеивания. Величина припуска составляет при длине конструкции до 12 м –15 мм, свыше 12 м – 20 мм.

Длина полурамы не превышает 12 м. Припуск на фрезерование ее боковых поверхностей - 15 мм. Проектную ширину сечения полурамы принимаем b = 135 мм. Ширина исходной доски-заготовки равна 150 мм.

Высота сечения полурамы изменяется ступенчато.

Большую высоту сечения полурамы h1 можно принять: при шаге рам 3м

h1 = 1/20 • l; где l – пролет рамы; h1 = 1/20 • 15000 = 750мм

Меньшую высоту сечения полурамы h2 следует принимать в пределах (0,5…0,6) • h1: h2 = 0,5 • 750 = 375мм;

Высота сечений h1, h2 должна быть кратна номинальной (после фрезерования) толщине доски δ.

Назначаем: h1 = 752; n = 752/16 = 47 – из 47 досок толщиной δ = 16 мм.

h2 = 384; n = 384/16 = 24 – из 24 досок толщиной δ = 16 мм.

Принимаем радиус кривизны карнизного узла по внутренней кромке поперечного сечения полурамы rв = 2500 мм.

Отношение rв/δ = 2500/16 = 156 > 150.

Радиус кривизны по наружной кромке сечения

rн = rв + h1 = 2500 + 752 = 3252 мм, то же по центральной оси сечения

r = rв + 0,5h1 = 2500 + 0,5 • 752 = 2876 мм.

При компоновке поперечного сечения гнутоклееных элементов будем использовать пиломатериалы двух сортов. В крайних зонах на участках длиной равной 0,15 высоты сечения применим более высокопрочные пиломатериалы (2-го сорта), а в средней зоне на 0,7 высоты сечения - менее прочные (3-го сорта).

Для выполнения статического расчета рамы необходимо задаться ее расчетной осью. Все размеры рамы следует привязать к расчетной оси.

e = (h2/2) – (h2 -50)/2 = (384/2) – (384-50)/2 = 25 мм

За расчетную ось рамы принимаем параллельную наружной кромке линию, проходящую через центр тяжести конькового сечения рамы. Расстояние от наружной кромки до расчетной оси: hр = 384/2 + 25 = 217 мм. Из-за несовпадения расчетной оси рамы с ее центральной осью определяемая статическим расчетом в отдельных сечениях продольная сила N действует с эксцентриситетом относительно оси поперечного сечения, что учитывается в дальнейшем при выполнении конструктивного расчета.

Длину по расчетной оси участка полурамы с высотой сечения h2 = 384 мм принимаем равной 3000 мм.

Расчетную ось разобьем точками на участки и определим ее геометрические параметры:

- расчетный пролет рамы считаем равным пролету здания, определенному заданием, l = 15000 мм;

- высота рамы по расчетной оси в коньке:

f = Нк + i(l/2) = 3200 + 0,25(15000/2) = 5075 мм,

Нк = 3,2м (высота в карнизном узле)

- радиус кривизны расчетной оси в гнутой части полурамы:

rр = rн – hр = 3252 – 217 = 3035 мм;

- величина углов: α = 14°; ψ = 90°+ α = 90°+ 14° = 104°;

ϕ = 180° – ψ = 180° – 104° = 76°;

- длина прямолинейной стойки полурамы:

lст = l01 = Hк – rр /tg(ψ/2) = 3200 – 3035/tg(104°/2) = 810 мм;

- длина дуги гнутой части полурамы:

lгн = l13 = π • rр • ϕ /180° = π • 3035 • 76°/180° = 4024 мм;

- длина прямолинейного ригеля полурамы:

lриг = l38 = (l/2 – rр • (1 – cosϕ))/cosα =

= (15000/2 – 3035 • (1 – cos76°))/cos14° = 5354 мм;

- полная длина расчетной оси полурамы:

lпр = l08 = lст + lгн + lриг = 810 + 4024 + 5354 = 10188 мм

Координаты xn, yn точек расчетной оси (n – номер точки):

x0 = 0; y0 = 0;

x1 = 0; y1 = l01 = 810 мм;

x2 = rр • (1 – Cos(ϕ /2)) = 3035 • (1 – Cos(76°/2)) = 637 мм;

y2 = l01 + rp • Sin(ϕ /2) = 810 + 3035 • Sin (76°/2) = 3181 мм;

x3 = rp • (1 – Cosϕ) = 3035 • (1 – Cos76°) = 2306 мм;

y3 = l01 + rp • Sinϕ = 810 + 3035 • Sin76° = 3754 мм;

для точек 4…8 найдем шаг: Δx =(0,5•l – x3)/5 = (0,5•15000 – 2306)/5 =1039 мм,

тогда координаты точек 4…10 вычислим по формулам:

xn = xn-1 + Δx; yn = Hк + i • xn;

x4 = 2306 + 1039 = 3345 мм; y4 = 3200 + 0,25 • 3345 = 4036 мм;

x5 = 3345 + 1039 = 4384 мм; y5 = 3200 + 0,25 • 4384 = 4296 мм;

x6 = 4384 + 1039 = 5423 мм; y6 = 3200 + 0,25 • 5423 = 4556 мм;

x7 = 5423 + 1039 = 6462 мм; y7 = 3200 + 0,25 • 6462 = 4816 мм;

x8 = 6462 + 1039 = 7500 мм; y8 = 3200 + 0,25 • 7500 = 5075 мм;

## Результаты вычислений сведены в табл. 1

## Координаты точек расчетной оси

# Таблица 1

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № сечения | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| xn, мм | 0 | 0 | 637 | 2306 | 3345 | 4384 | 5423 | 6462 | 7500 |
| yn, мм | 0 | 810 | 3181 | 3754 | 4036 | 4296 | 4556 | 4816 | 5075 |

**3. Сбор нагрузок на покрытие от собственного веса и снега**

Нагрузку от собственного веса волнистых асбестоцементных листов 54/200 – 7,5 на 1м2 плана здания с учетом нахлестки принимаем gа.л. = 220 Па.

Для определения нагрузки от собственного веса деревянных прогонов на 1м2 плана здания gпр предварительно принимаем сечение прогонов b x h = 150 x 250 мм, шаг прогонов апр = 1,5 м, плотность древесины ρд = 500 кг/м3.

Тогда

gпр = ρд • b • h • 10/(апр⋅Cos α) = 500 • 0,15 • 0,25• 10/(1,5 • Cos 14°) = 129Па.

Нормативное значение снеговой нагрузки S для находящегося в IV снеговом районе г.Курган, п. 5.1 [4]:

S = S0 • μ = 1,5 • 1 = 1,5 кПа

Нормативная нагрузка от собственного веса рамы:

gрам = = (220 + 129 + 1,5)/ [1000/(7 • 15) - 1] = 219 Па,



где kс.в. = 7 коэффициент собственного веса.

Расчетные значения нагрузок получены умножением нормативных значений на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке γf , в соответствии с [4] и приведены в таблице 2.

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м2 плана здания

# Таблица 2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная  нагрузка, Па | Коэффициент  надежности  по нагрузке γf | Расчетная  нагрузка  при γf > 1, Па |
| Постоянная:  Волнистые асбестоцементные листы  54/200 - 7,5 с учетом нахлестки | 220 | 1,2 | 264 |
| Деревянные кровельные прогоны  b x h =150 x 250 | 129 | 1,1 | 142 |
| Собственный вес рамы | 219 | 1,1 | 241 |
| Итого: | 588 |  | 647 |
| Кратковременная:  Снег | 1500 | 1,6 | 2400 |

**4. Расчет прогона**

Прогон работает как однопролетная балка в условиях косого изгиба. Поперечное сечение прогона предварительно принято b x h = 150 x 250 мм. Геометрические характеристики сечения относительно главных осей

x, y (рис.3): Wx = 1562 см3; Wy = 938 см3;

Jx = 19531 см4 ; Jy = 7031 см4;



Рис.3 Поперечное сечение прогона, работающего в условиях косого изгиба

**4.1. Расчет по предельному состоянию первой группы на прочность**

Вертикальная расчетная нагрузка на 1 погонный метр прогона (см. табл. 2):

q = (142 + 264 + 2400) • 1,5 • Cos 14° = 4083 Н/м

Составляющие вертикальной нагрузки, действующие перпендикулярно q1 и параллельно q2 скату кровли (см.рис. 3)

q1 = q • Cos α = 4083 • Cos 14° = 3962 Н/м

q2 = q • Sin α = 4083 • Sin 14° = 988 Н/м

Расчетный пролет прогона l = 3,0 – 0,135 = 2,865 м (3,0 м – шаг рам; 0,135 м – ширина сечения рам). Сорт древесины прогона – второй.

Расчетные значения нагрузок следует умножать на коэффициент надежности по уровню ответственности γn. Заданный уровень ответственности здания – второй. В соответствии со СНиП 2.01.07.-85\*. Нагрузки и воздействия γn = 0,95

Составляющие расчетного изгибающего момента для главных осей сечения с учетом γn:

Mx = γn • q1 • l2/8 = 0,95 • 3962 • 2,8652/8 = 3861 Нм

My = γn • q2 • l2/8 = 0,95 • 988 • 2,8652/8 = 963 Нм

Проверку на прочность в соответствии с п. 4.12 [СНиП II-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции.] выполняем по формуле:

Mx / Wx + My / Wy ≤ Ru

Имеем:

[3861/(1562 • 10-6)] • 10-6 + [963/(938 • 10-6) • 10-6 = 3,5 МПа < Ru = 15 МПа

где Ru = 15 МПа – по табл. 3 [СНиП II-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции.] для древесины прогона 2 сорта.

Прочность прогона обеспечена.

**4.2. Расчет по предельному состоянию второй группы на прогиб**

Вертикальный предельный прогиб fu прогонов покрытия ограничивается, исходя из конструктивных требований, т.к. значительный прогиб прогонов может привести к повреждению (растрескиванию) асбестоцементных волнистых листов кровли [СНиП 2.01.07.-85\*. Нагрузки и воздействия.]. В соответствии с табл. 19 [СНиП 2.01.07.-85\*. Нагрузки и воздействия.] величина вертикального предельного прогиба прогона fu = l / 150

(l – пролет прогона).

Прогиб прогона f определяем от сочетания нагрузок: постоянной и снеговой с полным нормативным значением ([СНиП 2.01.07.-85\*. Нагрузки и воздействия.] разд 10, прил.6.)

Вертикальная расчетная нагрузка на 1 погонный метр прогона равна нормативной, умноженной на γf = 1;

Имеем (см. табл.2):

q = (129 • 1 + 220 • 1 + 1500 • 1) • 1,5 • Cos 14° = 2690 Н/м

Находим составляющие q1 и q2 вертикальной нагрузки (см. рис.з)

q1 = q • Cos α = 2690 • Cos 14° = 2609 Н/м

q2 = q • Sin α = 2690 • Sin 14° = 651 Н/м

Наибольший прогиб определяем в соответствии с п. 4.33 [СНиП II-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции.]

Значение вертикального прогиба равно геометрической сумме погибов f1 и f2 от нагрузок q1 и q2: f =



Найдем составляющие прогиба без учета деформаций сдвига:

f01=(5/384)•γn•q1•l4/(E•Jx)=(5/384)•0,95•2609•2,8654•103/(1•1010•19531•10-8)=1,1мм;

f02 = (5/384)•γn•q2•l4 /(E••Jy)=(5/384)•0,95•633•2,8654103/(1•1010•4219•10-8)= 1,24мм;

где Е = 1⋅1010 Па – модуль упругости древесины вдоль волокон.

В формуле 50 СНиП II-25-80 имеем: k = 1 – для прогона постоянного сечения.

с = 15,4 + 3,8 • β = 15,4 + 3,8 • 1 = 19,2 (β = 1 – для постоянного сечения). Составляющие прогиба с учетом деформаций сдвига:

f1 = (f01 /k) • [1 + c • (h / l)2] = (1,1/1) • [1 + 19,2 • (0,25/2,865)2] = 1,7 мм;

f2 = (f02 /k) • [1 + c • (b / l)2] = (1,24/1) • [1 + 19,2 • 0,15/2,865)2] = 1,6 мм,

Полный вертикальный прогиб:

f === 2,3 мм = l / 1245 < fu = l / 150



Фактический прогиб прогона не превышает предельный. По результатам проверки окончательно принимаем прогон с размерами поперечного сечения b x h = 150 x 250 мм.

**4.3. Расчет узла опирания прогона на раму**

Скатная составляющая (q2) нагрузки в месте опирания прогона на раму воспринимается бобышкой, прибитой к раме гвоздями (рис.4).



Рис.4. Узел опирания прогонов на раму (вид сверху)

1-рама; 2-прогоны; 3-бобышка bб х hб = 125 х 75, l = 320;

4-брусок 50 х 50, l = 525; 5-гвозди 5 х 150.

Расчетное усилие, передаваемое на бобышку от двух прогонов:

N = 2 • (γn • q2 • lпр)/2 =2 • (0,95 • 988 • 3)/2 = 2816 Н

где lпр = 3,0 м – длина прогона, равная шагу рам.

Число гвоздей крепления бобышки к раме определим в соответствии с указаниями п. 5.13[СНиП II-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции.]. Предварительно принимаем: бобышку высотой hб = 75 мм, гвозди диаметром dгв = 5 мм, длиной lгв = 150 мм. Соединение бобышки с рамой является несимметричным односрезным.

Расчетная длина защемления конца гвоздя в раме:

агв = lгв – hб – 2 – 1,5•dгв = 150 – 75 – 2 – 1,5•5 = 65,5мм > 4•dгв = 4•5=20 мм

Расчетная несущая способность гвоздя на один шов сплачивания принимается наименьшей из значений, найденных по формулам

([СНиП II-25-80.Нормы проектирования.Деревянные конструкции.],табл. 17):

Тu = 2,5 • dгв2 + 0,01 • а2 (кН), но не более 4 • dгв2 (кН)

Тс = 0,35 • c • dгв (кН)

Та = 0,8 • а • dгв (кН)

где а и с – соответственно меньшая и большая длина защемления гвоздя в соединяемых элементах.

Имеем: а = агв = 65,5 мм и с = hб = 75 мм, т.к. hб = 75 мм > агв = 65,5 мм;

Тогда:

Тu = 2,5 • 0,52 + 0,01 • 6,552 = 1,054 кН > 4 • 0,52 = 1 кН, Tu = 1 кН

Тс = 0,35 • 7,5 • 0,5 = 1,312 кН

Та = 0,8 • 6,55 • 0,5 = 2,62 кН

Наименьшая расчетная несущая способность Т = 1 кН.

Необходимое число гвоздей крепления бобышки:

nгв = N/Т = 2816/1000 = 2,82;

Принимаем 4 гвоздя, при расстановке гвоздей принимаем расстояния:

S1 между осями гвоздей вдоль волокон древесины и от гвоздя до торца элемента: не менее 15 • dгв = 15 • 5 = 75 мм;

S2 между осями гвоздей поперек волокон древесины и S3 от крайнего ряда гвоздей до продольной кромки элемента: не менее 4 • dгв = 4 • 5 = 20 мм;

Крепление прогонов к раме выполняем гвоздями через брусок

b x h = 50 x 50 мм (см. рис. 4).

Схема расстановки гвоздей показана на рис.4.

**5. Статический расчет рамы**

**5.1. Усилия в раме от постоянной и снеговой нагрузок**

Расчетная схема рамы показана на рис. 5

Постоянная расчетная нагрузка от собственного веса несущих и ограждающих конструкций здания на 1 погонный метр рамы при шаге рам 3 м (см. таблицу 2):

q = (264 + 142 + 241) • 3 = 1941 Н/м

Снеговая расчетная нагрузка на 1 погонный метр рамы (см. таблицу 2):

p = 2400 • 3 = 7200 Н/м

В расчете используем нагрузки, умноженные на коэффициент надежности по уровню ответственности здания γn = 0,95:

γn • q = 0,95 • 1941 = 1843 Н/м

γn • p = 0,95 • 7200 = 6840 Н/м

Нагрузки, действующие на раму, имеют одинаковый характер. Для определения внутренних усилий в раме достаточно произвести расчет рамы только на единичную нагрузку =1 кН/м, расположенную на половине пролета, а затем пропорционально вычислить значения усилий для постоянной и снеговой нагрузок в табличной форме.



Определение изгибающих моментов в сечениях 1…8 рамы при загружении левой половины пролета единичной нагрузкой =1 кН/м (см.рис.5). Вертикальные опорные реакции:



RA=(3/8) l = (3/8) • 1 • 15 = 5,625 кН



RB=(1/8) l = (1/8) • 1 • 15 = 1,875 кН



Распор HA=HB= l 2 / (16f) = 1• 152 / (16 • 5,075) = 2,771 кН



Изгибающие моменты подсчитаем по формуле:

Mωn = RA xn – xn2/2 – HA yn



где n – номер сечения; xn и yn – координаты сечений (точек) расчетной оси рамы (см. табл. 1).

Mω1 = 5,625 • 0 – 1 • 02 / 2 – 2,771 • 0,810 = - 2,245

M ω2 = 5,625 • 0,637 – 1 • 0,6372 / 2 – 2,771 • 3,181 = - 5,434

M ω3 = 5,625 • 2,306 – 1 • 2,3062 / 2 – 2,771 • 3,754 = - 0,089

M ω4 = 5,625 • 3,345 – 1 • 3,3452 / 2 – 2,771 • 4,036 = 2,037

M ω5 = 5,625 • 4,384 – 1 • 4,3842 / 2 – 2,771 • 4,296 = 3,146

M ω6 = 5,625 • 5,423 – 1 • 5,4232 / 2 – 2,771 • 4,556 = 3,175

M ω7 = 5,625 • 6,462 – 1 • 6,4622 / 2 – 2,771 • 4,816 = 2,124

M ω8 = 5,625 • 7,5 – 1 • 7,52 / 2 – 2,771 • 5,075 = 0

Определение изгибающих моментов в сечениях 1…8 левой полурамы при загружении правой половины пролета единичной равномерно распределенной нагрузкой =1 кН/м. Вертикальная опорная реакция



RA =(1/8) l = (1/8) • 1 • 15 = 1,875 кН



Распор HA = l 2 / (16f) = 2,771 кН (см. выше).



Изгибающие моменты подсчитаем по формуле

Mωn = RA xn – HA yn

Mω1 = 1,875 • 0 – 2,771 • 0,810 = - 2,245

M ω2 = 1,875 • 0,637 – 2,771 • 3,181 = - 7,620

M ω3 = 1,875 • 2,306 – 2,771 • 3,754 = - 6,079

M ω4 = 1,875 • 3,345 – 2,771 • 4,036 = - 4,911

M ω5 = 1,875 • 4,384 – 2,771 • 4,296 = - 3,684

M ω6 = 1,875 • 5,423 – 2,771 • 4,556 = - 2,456

M ω7 = 1,875 • 6,462 – 2,771 • 4,816 = - 1,228

M ω8 = 1,875 • 7,5 – 2,771 • 5,075 = 0

Вычисленные в раме изгибающие моменты при одностороннем ее загружении единичной равномерно распределенной нагрузкой слева и справа сведены в табл. 3. Изгибающие моменты в раме при единичной нагрузке на всем пролете получены алгебраическим суммированием изгибающих моментов, определенных в соответствующих сечениях при одностороннем загружении.

Подсчет изгибающих моментов в сечениях рамы от постоянной и снеговой нагрузок выполнен в табл. 3.

## Расчетные изгибающие моменты в сечениях рамы

### Таблица 3

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № сечения | Изгибающие моменты в сечениях рамы Мω, кН⋅м | | | | | | | | | Расчетные усилия при сочетании нагрузок | | |
| От q\_=1кН/м | | | От постояннойнагрузки q=1,843кН/м на l | от снега р⋅γn=6,84кН/м | | | от ветра ω⋅γn | | Постоянная  и снег слева  на 0.5l | Постоянная и снег справа на 0.5l | Постоянная и снег на l |
| слева  на 0.5l | cправа на 0.5l | на l | слева на 0.5l | справа  на 0.5l | на l | слева | справа |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | -2,245 | -2,245 | -4,49 | -8,27 | -15,35 | -15,35 | -30,7 | 1,6 | -0,05 | -23,62 | -23,62 | -38,97 |
| 2 | -5,434 | -7,620 | -13,05 | -24,05 | -37,16 | -52,12 | -89,28 | 3,95 | -0,09 | -61,21 | -76,17 | -113,33 |
| 3 | -0,089 | -6,079 | -5,99 | -11,039 | -0,60 | -41,58 | -42,18 | 2,82 | -0,97 | -11,63 | -52,61 | -53,20 |
| 4 | 2,037 | -4,911 | -2,874 | -5,298 | 13,93 | -33,59 | -19,66 | 2,06 | -1,26 | -19,22 | -38,88 | -52,8 |
| 5 | 3,146 | -3,684 | -0,538 | -0,99 | 21,51 | -25,19 | -3,68 | 1,39 | -1,3 | 20,52 | -26,18 | -4,67 |
| 6 | 3,175 | -2,456 | 0,719 | 1,325 | 21,71 | -16,79 | 4,92 | 0,80 | -1,1 | 23,03 | -15,46 | 6,24 |
| 7 | 2,124 | -1,228 | 0,896 | 1,651 | 14,52 | -8,39 | 6,13 | 0,27 | -0,63 | 16,17 | -6,73 | 7,78 |
| 8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Примечания:

1. Момент Мω действует относительно оси поперечного сечения ω – ω, пересекающей расчетную ось рамы u – u.

2. Знак минус показывает, что изгибающий момент растягивает наружную кромку сечения рамы, знак плюс – наоборот.

**5.2. Усилия в раме от ветровой нагрузок**

Ветровую нагрузку, действующую на раму, устанавливаем в соответствии с разделом 6 “Ветровые нагрузки” СНиП 2.01.07-85\*.Нагрузки и воздействия.

Город Курган находится во II ветровом районе. Для здания, находящегося на городской территории, тип местности – В.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки ωm на высоте z над поверхностью земли, п.6.3. СНиП 2.01.07-85\* (Нагрузки и воздействия), ωm = ω0 • k • c. Нормативное значение ветрового давления для II района ω0 = 0,3 кПа. Коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, для типа местности В, при высоте здания в коньке

z = 5,075 5,0 м принимаем k = 0,5, п.6.5 СНиП 2.01.07.-85\*Нагрузки и воздействия.



Аэродинамические коэффициенты с принимаем по п.6.6 СНиП

2.01.07.-85\* Нагрузки и воздействия.

При α = 14°; h1 /l = Hк /l = 3,2/15= 0,21; b/l = 33/15 = 2,2 (b = 33м – длина здания), согласно схеме 2 приложения 4 СНиП 2.01.07.-85\* Нагрузки и воздействия, имеем:

ce = + 0,8; ce1 = - 0,1 (найден по интерполяции), ce2 = - 0,4; ce3 = - 0,5

Коэффициент надежности по ветровой нагрузке γf = 1,4 (п.6.11). Расчетное значение ветровой нагрузки:

ω = ωm • γf = ω0 • k • c • γf ;

Для упрощения вычислений усилий в раме ветровую нагрузку, действующую нормально к скатам кровли, согласно схемы 2 прил. 4 СНиП 2.01.07.-85\* Нагрузки и воздействия заменяем ее вертикальной и горизонтальной составляющими. Расчетные величины ветровой нагрузки на 1 погонный метр рамы при ветре слева (рис 6.):

ω1 = ω0 • k • ce • γf • B = 0,3 • 0,5 • 0,8 • 1,4 • 3 = 0,5 кН/м

ω2 = ω0 • k • ce3 • γf • B = 0,3 • 0,5 • (-0,5) • 1,4 • 3 = - 0,315 кН/м

ω3х = ω0 • k • ce1 • γf • B • Sin α = 0,3 • 0,5 • (-0,1) • 1,4 • 3 • Sin 14°=-0,015 кН/м

ω3y = ω0 • k • ce1 • γf • B • Cos α = 0,3 • 0,5 • (-0,1) • 1,4 • 3 • Cos 14°= -0,06 кН/м

ω4х = ω0 • k • ce2 • γf • B • Sin α = 0,3 • 0,5 • (-0,4) • 1,4 • 3 • Sin 14° = -0,06 кН/м

ω4y = ω0 • k • ce2 • γf • B • Cos α = 0,3 • 0,5 • (-0,4) • 1,4 • 3 • Cos 14° =-0,24 кН/м

где В = 3 м – шаг рам.

Знак аэродинамических коэффициентов се отражен на расчетной схеме см. рис.6

Расчетные нагрузки при выполнении статического расчета умножаем на коэффициент γn = 0,95 (см.выше).

Опорные реакции RA, RB, HA, HB находим из равенства нулю суммы моментов всех сил относительно шарниров рамы

(размеры h1 = 3,2 м, h2 = 1,875 м, l = 15 м (см.рис 6):

ΣMA = γn•(ω1 + ω2) • h12/2 + γn• (ω4х – ω3х) • h2 • (h1 + 0,5h2) – γn • ω3y • l 2/8 –

- γn • ω4y • 3 • l 2/8 + RB • l = 0,95•(0,5 + 0,315)•3,22/2 + 0,95•(0,06 – 0,015) •1,875• (3,2 + 0,5•1,875) – 0,95•0,06•152 /8 – 0,95•0,24•3,2•152 /8 + RB•15 = 0

откуда RB = 17,82/15 = 1,1 кН

ΣMB = γn• (ω1 + ω2) • h12/2 + γn• (ω4х – ω3х)•h2•(h1 + 0,5h2) + γn • ω3y •3 •l 2/8 +

γn • ω4y• l 2/8 – RA•l = 0,95•(0,5 + 0,315)•3,22/2 + 0,95•(0,06 – 0,015) •1,875•

(3,2 + 0,5•1,875) + 0,95•0,06•3•152 /8 + 0,95•0,24•3,2•152 /8 + RА•15 = 0

откуда RA = 15,516035/15 = 1,03 кН

ΣMC (слева) = HA • (h1 + h2) – γn • ω1 •h1 (0,5•h1 + h2) + γn • ω3x • h2/2 + γn • ω3y• l 2/8 – RA• l /2 = HA • (3,2+1,875) – 0,95 • 0,5 • 3,2•(0,5•3,2 + 1,875) + 0,95 • 0,015 • 1,8752/2 + 0,95 • 0,06 • 152/8 – 1,03 • 15 /2 = 0

откуда HA = 11,379/5,075 = 2,2 кН

ΣMC (справа) = HВ • (h1 + h2) – γn • ω2 • h1 • (0,5• h1 + h2) – γn • ω4x• h22/2 – γn • ω4y• l 2/8 + RB• l /2 = HВ • (3,2 + 1,875) – 0,95 • 0,315 • 3,2 • (0,5• 3,2 + 1,875) – 0,95 • 0,06 • 1,8752/2 – 0,95 • 0,24 • 152/8 + 1,1• 15 /2 = 0

откуда HB = 1,56016/5,075 = 0,3 кН

Поверка:

ΣX = γn • (ω1 + ω2) • h1 + γn• (ω4х - ω3х) • h2 – HA – HB =

= 0,95 • (0,5 + 0,315) • 3,2 + 0,95 • (0,06 – 0,015) • 1,875 – 2,2 – 0,3 = 0

ΣY = γn• (ω4y + ω3y) • l /2 – RA – RB = 0,95 • (0,24 + 0,06) • 15/2 – 1,03 – 1,1 = 0

Изгибающие моменты в сечениях 1…8 левой полурамы при ветре слева:

Mω1 = HA• y1 – γn•ω1•y12/2 = 2,2 • 0,81 – 0,95•0,5•0,812/2 = 1,6 кНм

M ω2 = HA•y2 – RA•x2 – γn•ω1•y22/2 + γn•ω3y•x22/2 =

= 2,2•3,181 – 1,03•0,637 – 0,95•0,5•3,1812/2 + 0,95•0,06•0,6372/2 = 3,95 кНм

В сечениях 3…8 момент определим по формуле:

M ωn=HA• yn–RA•xn–γn•ω1•h1•(h1/2 + 0,25•xn) + γn•ω3x• (0,25•xn)2/2 + γn• ω3y•xn2/2

Mω3 = 2,2•3,754–1,03•2,306 – 0,95•0,5•3,2•(3,2/2 + 0,25•2,306) + 0,95•0,015• (0,25•2,306)2/2 + 0,95• 0,06•2,3062/2 = 2,82 кНм

Mω4=2,2•4,036–1,03•3,345 – 0,95•0,5•3,2•(3,2/2 + 0,25•3,345) + 0,95•0,015• (0,25•3,345)2/2 + 0,95• 0,06•3,3452/2 = 2,06 кНм

Mω5 = 2,2•4,296–1,03•4,384 – 0,95•0,5•3,2•(3,2/2 + 0,25•4,384) + 0,95•0,015• (0,25•4,384)2/2 + 0,95• 0,06•4,3842/2 = 1,39 кНм

Mω6 = 2,2•4,556–1,03•5,423 – 0,95•0,5•3,2•(3,2/2 + 0,25•5,423) + 0,95•0,015• (0,25•5,423)2/2 + 0,95• 0,06•5,4232/2 = 0,80 кНм

Mω7 = 2,2•4,816–1,03•6,462 – 0,95•0,5•3,2•(3,2/2 + 0,25•6,462) + 0,95•0,015• (0,25•6,462)2/2 + 0,95• 0,06•6,4622/2 = 0,27 кНм

Mω8 = 2,2•5,075–1,03•7,5 – 0,95•0,5•3,2•(3,2/2 + 0,25•7,5) + 0,95•0,015• (0,25•7,5)2/2 + 0,95• 0,06•7,52/2 = 0 кНм

При ветре справа изгибающие моменты в сечениях 1…7 левой полурамы равны изгибающим моментам в сечениях 1I…7I правой полурамы, определенным при ветре слева. Находим при ветре справа:

Mω1 = Mω1I = γn•ω2•y12/2 - HB•y1 = 0,95•0,315•0,812/2 – 0,3•0,81 = 0,05 кНм

Mω2 = M ω2I = γn•ω2•y22/2 + γn•ω4y•x22/2 - HB•y2 – RB•x2 =

= 0,95•0,315•3,1812/2 + 0,95•0,24•0,6372/2 – 0,3•3,181 – 1,1•0,637= -0,09 кНм

В сечениях 3…8 момент определим по формуле:

M ωn =γn•ω2•h1•(h1/2 + 0,25•xn)+γn•ω4x•(0,25•xn)2/2 +γn•ω4y•xn2/2 - HB•yn – RB•xn

Mω3=Mω3I=0,95•0,315•3,2•(3,2/2+0,25•2,306)+0,95•0,06•(0,25•2,306)2/2+

+0,95•0,24•2,3062/2 – 0,3•3,754 – 1,1•2,306 = -0,97 кНм

Mω4 = Mω4I =0,95•0,315•3,2•(3,2/2+0,25•3,345)+0,95•0,06•(0,25•3,345)2/2+

+0,95•0,24•3,3452/2 – 0,3•4,036 – 1,1•3,345 = -1,26 кНм

Mω5= Mω5I =0,95•0,315•3,2•(3,2/2+0,25•4,384)+0,95•0,06•(0,25•4,384)2/2+

+0,95•0,24•4,3842/2 – 0,3•4,296 – 1,1•4,384 = -1,3 кНм

Mω6= Mω6I =0,95•0,315•3,2•(3,2/2+0,25•5,423)+0,95•0,06•(0,25•5,423)2/2+

+0,95•0,24•5,4232/2 – 0,3•4,556 – 1,1•5,423 = -1,1 кНм

Mω7= Mω7I =0,95•0,315•3,2•(3,2/2+0,25•6,462)+0,95•0,06•(0,25•6,462)2/2+

+0,95•0,24•6,4622/2 – 0,3•4,816 – 1,1•6,462 = -0,63 кНм

Mω8= Mω8I =0,95•0,315•3,2•(3,2/2+0,25•7,5)+0,95•0,06•(0,25•7,5)2/2+

+0,95•0,24•7,52/2 – 0,3•5,075 – 1,1•7,5 = 0 кНм

Значения изгибающих моментов в сечениях рамы от ветровой нагрузки слева и справа сведены в табл.3.

**6. Определение расчетных сочетаний усилий в сечениях рамы**

Нагрузки от собственного веса конструкций, снега и ветра действуют на раму в сочетании друг с другом. Расчет рамы следует выполнить с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий, установленных в соответствии с требованиями пп. 1.10 – 1.13 СНиП Нагрузки и воздействия.

Для проектируемой рамы составляем основные сочетания усилий (п.1.11 СНиП Нагрузки и воздействия). Первое сочетание состоит из усилий от постоянной и одной кратковременной (снеговой) нагрузок, второе - из усилий от постоянной и двух кратковременных (снег + ветер) нагрузок, умноженных на коэффициент сочетаний ψ2 = 0,9 (п. 1.12 СНиП Нагрузки и воздействия). Ввиду малости изгибающих моментов в раме от ветровой нагрузки можно ограничиться составлением только первого основного сочетания усилий.

Расчетные изгибающие моменты в сечениях рамы, вычисленные при одновременном действии на раму постоянной нагрузки и снеговой в трех вариантах, приведены в таблице 3.

Значения расчетных продольных усилий N, соответствующих расчетным значениям изгибающих моментов Мω, определяются в разделе “Конструктивный расчет”.

**7. Конструктивный расчет рамы**

**7.1. Расчет рамы на прочность**

Рама работает на сжатие и поперечный изгиб. Расчет на прочность трехшарнирных рам в их плоскости допускается выполнять по правилам расчета сжато-изгибаемых элементов с расчетной длиной, равной длине полурамы по осевой линии СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”, п. 6.28.

На участке рамы с размерами поперечного сечения b x h1= 135 х 752мм наибольший расчетный изгибающий момент относительно оси ω − ω действует в сечении № 2 (карнизный узел), Мω2 = 113,33 кНм (см. табл. 3). Момент растягивает наружную кромку сечения. Значение расчетной продольной силы, действующей по расчетной оси рамы в сечении № 2 при таком же сочетании нагрузок, как и для момента Mω2, найдем по формуле:

N2 = [RA - (q • γn + p • γn) x2] • Sin φ2 + HA•Cos φ2 ,здесь

RA = (q • γn + p •γn) • l /2 = (1,941•0,95 + 7,2•0,95) • 15/2 = 65 кН

HA = (q • γn + p • γn) • l 2/(8 • f) =(1,941•0,95 + 7,2•0,95)•15 2/(8 • 5,075)=48 кН

φ2 = arcSin [(rp – x2) / rp] = arcSin [(3035 – 637) / 3035] = 52°

Тогда

N2 = [65 - (1,941 • 0,95 + 7,2 • 0,95) • 0,637] • Sin 52 + 48•Cos 52 = 76,4 кН

На участке рамы с размерами поперечного сечения b x h2 = 135 x 384мм наибольший расчетный изгибающий момент относительно оси ω – ω действует в сечении № 5, Мω5 = 26,18 кНм (см. табл. 3). Момент растягивает наружную кромку сечения. Значение расчетной продольной силы, действующей по расчетной оси рамы в сечении № 5 при таком же сочетании нагрузок, как и для момента Мω5, найдем по результатам расчета по формуле:

N5 = (RA – q • γn • x5) • Sin α + HA • Cos α, здесь

RA = q • γn • l /2 + p • γn • l /8 = 1,941 • 0,95 • 15/2 + 7,2 • 0,95 • 15/8=26,64кН

HA = q • γn • l 2/(8•f) + p • γn • l 2/(16•f) =

= 1,941 • 0,95 • 15 2/(8•5,075) + 7,2 • 0,95 • 152/(16•5,075) = 29,16кН

Тогда

N5 = (26,64 – 1,941 • 0,95 • 4,384) • Sin 14 + 29,16 • Cos 14 = 32,78кН

Расчетная ось рамы u – u не совпадает с ее центральной осью z – z. Продольную силу N и изгибающий момент Мω, определенные относительно расчетной оси, следует перенести на центральную ось и учесть дополнительный изгибающий момент, относительно главной центральной оси Х сечения от переноса продольной силы.

Расстояние от расчетной оси рамы u – u до ее центральной оси z – z составляет:

е1 = 0,5 • h1 – h0 = 0,5 • 752 – 217 = 159мм -для сечения высотой h1=752 мм

e2 = 0,5 • h2 – h0 = 0,5 • 384 – 217 = 25мм -для сечения высотой h2 = 384 мм

Расчетный изгибающий момент относительно главной центральной оси сечения Х с учетом дополнительного момента от переноса продольной силы:

в сечении №2: Мх2 = Мω2 – N2•е1 = 113,33 – 76,4•0,159 = 101,18 кНм

в сечении № 5: Мх5 = Мω5 + N5•e2 = 26,18 + 32,78•0,025 = 27 кНм

Расчетную длину в плоскости рамы принимаем равной длине полурамы по расчетной оси СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции” п. 6.28: l0x = l пр = 1018, 8 см.

Гибкость рамы, соответствующая сечению с максимальными размерами СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”, п.4.8:

λх = l0x /rx = l0x /(0,289•h1) = 1018,8/(0,289•75,2) = 46,8

Коэффициент продольного изгиба СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 4.17, прим. 1 ϕx = А/λx2 = 3000/46,82 = 1,36

Для элементов переменного по высоте сечения коэффициент ϕx следует умножать на коэффициент kжN (СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”, п. 4.17, прим. 4). СНиП П-25-80 не позволяет определить значение kжN для элементов со ступенчатым изменением высоты сечения. Поэтому коэффициент kжNx проектируемой рамы вычисляем с помощью приложения 3, таблицы 1 методического пособия, составленной в развитие норм СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.” При этом имеющую криволинейный участок полураму условно рассматриваем как прямолинейный элемент ступенчато-переменного сечения шарнирно опертый по концам.

Определим геометрические параметры полурамы αж и β (прил.3,табл. 1):

αж = l1 / l = 6820/10188 = 0,66

где: l1= 810 + 4024 + (5354 – 3000 – 736/2) = 6820 мм - длина по расчетной оси участка полурамы с большей высотой сечения (h1), принимаемая равной от опорного сечения № 0 до средней части участка изменения высоты сечения;

1 = 1пр = 10188 мм; β = h2 /h1 = 384/752 = 0,51

При α = 0,66 и β = 0,51 по табл. 1, прил. 3 методом интерполяции вычисляем kжNx = 0,715

Проверка прочности по сечению № 2. Геометрические характеристики сечения №2: площадь брутто: F1 = b•h1 = 13,5•75,2 = 1015 см2; момент сопротивления брутто относительно главной оси сечения X, Wх1 = b•h12/6 = 13,5•75,22/6 = 12723 см3

Сечение № 2 находится на криволинейном участке рамы. В соответствии с п. 6.30 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, при отношении: h1/r = 752/2876 = 0,26 > 1/7, расчетный момент сопротивления сечения Wхследует умножать на коэффициент:

при проверке напряжений по внутренней кромке:

krв =(1–0,5•h1/r)/(1–0,17•h1/r) =(1–0,5•752/2876)/(1–0,17•752/2876) = 0,9

при проверке напряжений по наружной кромке:

krн =(1+0,5•h1/r)/(1+0,17•h1/r) = (1+0,5•752/2876)/(1+0,17•752/2876)=1,12

Расчетное сопротивление древесины сосны 2 сорта с учетом коэффициентов условий работы по СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”, п. п. 3.1, 3.2.:

а) сжатие вдоль волокон Rс = 15•mв•mт•mб•mсл•mгн (МПа),

здесь mв = 1 - для условий эксплуатации Б2

mт = 1 – для температуры эксплуатации до +35°С

mб = 0,9225 – при h1 = 75,2 см

mсл = 1,15 – при толщине слоя δ = 16 мм

mгн = 0,812 – при rк/а = rв/δ = 156

тогда Rс = 15•1•1•0,9225•1,15•0,812 = 12,92 МПа

б) растяжение вдоль волокон Rр = 9•mв•mт•mгн (МПа)

здесь mв = 1; mт = 1; mгн = 0,710 - при rк /а = rн /δ = 3252/16= 203

тогда Rр = 9•1•1•0,710 = 6,39 МПа

В соответствии со СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”, п.4.17, прим.1, находим:

ξ = 1–N2/(ϕx•kжNx•Rc•Fбр) = 1 – 76,4/(1,36•0,715•12,6•103•1015•10-4) = 0,94

(Fбр = F1 = 1015 см2);

Мд2 = Мх2 /ξ = 101,18/0,94 = 107,6 кНм

Расчет прочности сечения № 2 рамы производим по формуле (28) п. 4.17, с учетом требований п. 6.30 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”:

проверка напряжений до сжатой внутренней кромке:

σв = N2/Fрасч + Мд2 /(Wрасч•krв) = 76,4/1015•10-4 + 107,6/(12723•10-6•0,9) = 10150 кПа = 10,15 МПа < Rс = 12,92 МПа

проверка напряжений по растянутой наружной кромке:

σн=N2/Fрасч–Мд2 /(Wрасч•krн)=76,4/1015•10-4–107,6/(12723•10-6•1,12)=6 МПа < Rp = 6,39 МПа

где Fрасч = F1 = 1015 см2; Wрасч = Wх1 = 12723 см3

Прочность рамы по сечению №2 обеспечена.

Проверка прочности по сечению № 5. Ггеометрические характеристики сечения №5: площадь брутто: F2 = b⋅h2 = 13,5⋅38,4 = 518см2; момент сопротивления брутто относительно главной оси сечения X: Wx2 = b⋅h22/6 = 13,5⋅38,42/6 = 3318 см3.

Расчетное сопротивление древесины сосны 2 сорта при сжатии вдоль волокон СНиП II-25-80 “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”, п.п. 3.1, 3.2:

Rc = 15⋅mв⋅mт⋅mб⋅mсл (МПа).

Имеем mв = 1 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 3.2.а;

mт = 1 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 3.2.6;

mб = 1 – при h2 = 38,4 см;

mсл = 1,15 – при толщине слоя δ = 16мм.

тогда Rс = 15⋅1⋅1⋅1⋅1,15 = 17,25 МПа;

В соответствии с СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 4.17, прим.1 находим:

ξ = 1 – N5 /(ϕx ⋅kжNx ⋅Rc⋅Fмакс) = 1 – 32,78/(1,36⋅0,715⋅17,25⋅103⋅1015⋅10-4) = 0,980;

здесь значения ϕх, kжNx, Rc, Fмакс приняты для максимального по высоте сечения № 2, СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. п. 4.8, 4.17 прим. 4;

Мд5 = Мх5 /ξ = 25/0,980 = 25,51 кН⋅м.

Расчет прочности сечения № 5 рамы производим по формуле (28) п. 4.17 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”

σ = N5 /Fрасч + Мд 5 /Wрасч = 32,78/518⋅10-4 + 25,51/3318⋅10-6 = 7,75 МПа < Rс = 17,25 МПа;

где Fрасч = F2 = 518см2; Wрасч = Wх2 = 3318см3.

Прочность рамы по сечению № 5 обеспечена.

**7.2.Расчет рамы на устойчивость плоской формы деформирования**

Устойчивость плоской формы деформирования рамы проверяем в соответствии с указаниями п. 6.29 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”

Закрепление рам из их плоскости обеспечивают прогоны и продольные вертикальные связи. Каждая полурама между опорным сечением № 0 и коньковым - №8 раскреплена из плоскости деформирования прогонами на участке ригеля и продольными вертикальными связями (балка с волнистой стенкой) - на криволинейном участке в сечении № 2. Прогоны раскрепляют наружную кромку полурамы, а продольные связи - наружную и внутреннюю.

Участки полурамы между сечениями, раскрепленными по наружной и внутренней кромкам, обозначим:

участок 0 – 2, длиной l02 = 2822 мм - между сечениями № 0 и № 2;

участок 2 – 8, длиной l28 = 7366 мм - между сечениями № 2 и № 8.(см.рис.7,а).

Потеря устойчивости плоской формы деформирования рамы может наступить как в случае действия максимального отрицательного, так и положительного изгибающего момента. Анализ ординат эпюр расчетных изгибающих моментов в раме (табл. 3) и условий ее раскрепления из плоскости изгиба позволяет установить необходимость выполнения двух проверок устойчивости. Первая проверка - на участке 0 – 2 при действии максимального изгибающего момента в сечении № 2 Мω2 = 113,33 кН⋅м.(табл.3) (см. рис.7,в). Вторая проверка - на участке 0 – 8 при действии максимального изгибающего момента в сечении № 2 Мω2 = 76,17 кН⋅м (табл.3), (см. рис.7,в).

Проверка устойчивости на участке 0 - 2

Расчетные усилия в сечении № 2 относительно главной оси сечения х – х (см. выше)

N2 = 76,4 кН, Мх2 = 101,18 кН⋅м. (при Мω2 = 113,33кН⋅м);

Расстояние между точками закрепления рамы от смещения из плоскости изгиба:

lр = l02 = 282,2см СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 4.14.

Гибкость участка 0 – 2 рамы из плоскости деформирования:

λу = lр /rу = lр /(0,289⋅b) = 282,2/(0,289⋅13,5) = 72,3

Коэффициент продольного изгиба для гибкости из плоскости деформирования:

ϕу = 3000/λу2 = 3000/72,32 = 0,57

Коэффициент ϕм определяем по формуле (23) СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.” с введением в знаменатель правой части коэффициента mб.

Значение mб = 0,915 получено для сечения высотой h1 = 752 мм.

ϕм = 140⋅[b2/(lp ⋅h1 ⋅mб)]⋅kф = 140⋅[13,52/(282,2⋅75,2⋅0,915)]⋅1,75 = 2,29, где коэффициент kф, определен по табл. 2 прил. 4 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.” при треугольной форме эпюры изгибающих моментов на участке 0 – 2, отношение концевых моментов α = 0, которой заменена действительная эпюра (см.рис.7,г).

Имеем kф = 1,75 – 0,75⋅α = 1,75 – 0,75⋅0 = 1,75.

Согласно СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 4.18 к коэффициенту ϕу вводим коэффициенты kпN и kжNy, а к коэффициенту ϕм - коэффициенты kпм и kжм .

Рама на участке 0 – 2 не имеет промежуточных закреплений из плоскости деформирования по растянутой от момента кромке (см.рис.7,а). (m = 0 – число закреплений). Тогда kпN =1 и kпм = 1 (см. формулы (34) и (24) СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”).

Высота сечения рамы по длине участка 0 – 2 постоянна (срез на опоре не учитываем), тогда kжNy = 1 и kжм = 1 “Пособие по проектированию деревянных конструкций”, п. 4.24.

Расчетное сопротивление древесины сосны 2 сорта при сжатии и изгибе вдоль волокон для сечения № 2 рамы “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.” п.п. 3.1, 3.2: Rс = Rи = 15⋅mв⋅mт⋅mб⋅mсл⋅mгн = 15⋅1⋅1⋅0,915⋅1,15⋅0,870 = 13,73 МПа,

здесь mв = 1; mт = 1; mб = 0,915; mсл = 1,15 - определены для сечения № 2 выше; mгн = 0,870 определен по табл. 9 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”

при rк /а = rp /δ = 3035/16 = 190, для радиуса кривизны rp расчетной оси рамы.

Находим по СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции., п. 4.17, прим. 1:

ξ = 1 – N2 /(ϕx ⋅kжNx ⋅Rc ⋅Fбр) = 1 – 76,4/(1,36⋅0,715⋅13,73⋅103⋅1015⋅10-4) = 0,943;

где ϕx ⋅kжNx = 1,36⋅0,715 получены для сечения № 2 см.выше; Fбр = F1 = 1015 см2,

Мд2 = Мх2 /ξ = 101,18/0,943 = 107,29 кН⋅м.

Подставив найденные значения в формулу (33) СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”, получим:

N2 /(ϕy ⋅kпN ⋅kжNy ⋅Rc ⋅Fбр) + [Мд2 /(ϕм ⋅kпм ⋅kжм ⋅Rи ⋅Wбр)]n = 76,4/(0,57⋅1⋅1⋅13,73⋅103⋅1015⋅10-4) + [107,29/(2,29⋅1⋅1⋅13,73⋅103⋅12723⋅10-6)]2 = 0,096+0,072 = 0,168 < 1,

где n = 2 – т. к. нет закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования;

Fбр = F1 = 1015см2; Wбр = Wх1 = 12723см3.

Устойчивость плоской формы деформирования рамы на участке 0 – 2 обеспечена.

Проверка устойчивости на участке 2 – 8

Расчетный изгибающий момент в сечении № 2 относительно оси ω – ω при действии на раму постоянной и снеговой односторонней справа нагрузках Мω2 = 76,17 кН⋅м. Значение расчетной продольной силы, действующей по расчетной оси рамы в сечении № 2 при таком же сочетании нагрузок, как и для момента Мω2 = 76,17 кН⋅м, найдем по формуле:

N2 = (RA - q γn x2) Sin (ψ/2) + HA Cos (ψ/2) =

= (26,64 – 1,843·0,637) Sin (104°/2) + 29,16Cos (104°/2) = 38,02 кН

Где значения RA = 26,64кН и НA = 29,16кН найдены выше

Продольную силу N2 перенесем с расчетной оси рамы на ее центральную ось. Тогда расчетный изгибающий момент в сечении № 2 относительно главной центральной оси

х – х с учетом дополнительного момента от переноса продольной силы:

Мх2 = Мω2 – N2⋅e1 = 76,17 – 76,4⋅0,159 = 64,02 кН⋅м.

На участке 2 – 8 изгибающий момент растягивает наружную кромку рамы. Расстояние между точками закрепления сжатой внутренней кромки рамы от смещения из плоскости изгиба lр = l28 = 736,6 см (см.рис.7,а).

Гибкость участка 0 – 8 рамы из плоскости деформирования:

λу = lр /rу = lр /(0,289⋅b) = 736,6/(0,289⋅13,5) = 189

Коэффициент продольного изгиба для гибкости из плоскости деформирования:

ϕу = 3000/λу2 = 3000/1892 = 0,084 по СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 4.18).

Коэффициент ϕм определяем по формуле (23) СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.” с учетом указаний п.4.25 “Пособие по проектированию деревянных конструкций”.

ϕм= 140⋅[b2/(lp ⋅h1 ⋅mб)]⋅kф = 140⋅[13,52/(736,6⋅75,2⋅0,915)]⋅1,5 = 0,755,

где h1 = 752 мм – максимальная высота поперечного сечения на участке lp,

mб = 0,915 - получен для сечения высотой 752 мм выше;

коэффициент kф, определен по табл. 2 прил. 4 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.” при треугольной форме эпюры изгибающих моментов, которой заменена действительная эпюра с учетом закрепления на участке 2 – 8 по концам и растянутой от момента М кромке, отношение концевых моментов α = 0, тогда

kф = 3/(2 + α) = 3/(2 + 0) = 1,5.

К коэффициентам ϕу и ϕм следует ввести коэффициенты kпN х kжNy, и kпм х kжм соответственно согласно СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 4.18. По формулам (34) и (24) СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.” имеем:

kпN = 1 + [0,75 + 0,06⋅(lp /h1)2 + 0,6⋅αp⋅(lp /h1) – 1]⋅m2 /(m2 + 1);

kпм = 1 + [0,142⋅(lp /h1) + 1,76⋅(h1 /lp) + 1,4⋅αp – 1]⋅m2 /(m2 + 1);

Центральный угол, определяющий участок расчетной длины кругового очертания (между сечениями № 2 и № 3) по радиусу кривизны расчетной оси,

αp = ϕ/2 = 76°/2 = 0,663 рад

Фактическое число промежуточных подкрепленных точек растянутой кромки на участке 2 – 8 равно четырем. Расчетная модель элементов, использованная при выводе формул СНиП П-25-80 для расчета на устойчивость плоской формы деформирования, предусматривает, что дискретные промежуточные подкрепления растянутой или менее напряженной кромки элемента идут на участке lр с одинаковым шагом “Пособие по проектированию деревянных конструкций”. Для приближения фактического раскрепления наружной кромки на участке 2 – 8 к идеализированной расчетной модели подкрепляющее действие второго от конькового узла прогона не учитываем.

Число промежуточных подкрепленных точек принимаем m = 2. Находим:

kпN = 1 + [0,75 + 0,06⋅(736,6/75,2)2 + 0,6⋅0,663⋅(736,6/75,2) – 1]⋅22 /(22 + 1) = 8,52

kпм = 1 + [0,142⋅(736,6/75,2) + 1,76⋅(75,2/736,6) + 1,4⋅0,663 – 1]⋅22 /(22 + 1) = 2,19;

Коэффициенты kжNy и kжМ проектируемой рамы вычисляем с помощью табл. 1 и 2 прил. 3 методического пособия, составленных в развитие норм СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”.

При определении kжNy участок 2 – 8 условно рассматриваем как прямолинейный элемент ступенчато-переменного сечения. Геометрические параметры по табл.1, прил.3 методического пособия:

αж = l1/l28 = 4366/7366 = 0,538; β = h2 /h1 = 384/752 = 0,510

По табл. 1 прил. 3 методического пособия методом интерполяции вычисляем kжNy = 0,884.

При определении kжм участок 2 – 8 условно рассматриваем как прямолинейный элемент с линейно изменяющейся высотой сечения от h1 = 752 мм до h2 = 384 мм. Тогда для условно принятой треугольной формы эпюры моментов, α = 0 и β = h2 /h1 = 0,510 по табл.2, прил. 3 методического пособия получим:

kжм = β1/ (3,5 – 1,4⋅ α) = 0,5101/ (3,5 – 1,4⋅0) = 0,825

По СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 4.17, прим. 1 находим:

ξ = 1 – N2/(ϕx ⋅kжNx ⋅Rc ⋅Fбр) = 1 – 76,4/(1,36⋅0,715⋅13,73⋅103⋅1015⋅10-4) = 0,943;

где ϕx, kжNx, Rc, Fбр то же что для сечения № 2 выше;

Мд2 = Мх2 /ξ = 101,18/0,943 = 107,29 кН⋅м.

Подставив найденные значения в формулу (33) СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, получим:

N2 /(ϕy ⋅kпN ⋅kжNy ⋅Rc ⋅Fбр) + (Мд2 /(ϕм ⋅kпм ⋅kжм ⋅Rи ⋅Wбр))n = 76,4/(0,084⋅8,52⋅0,884⋅13,73⋅103⋅1015⋅10-4) + (107,29/(0,755⋅2,19⋅0,825⋅13,73⋅103⋅12723⋅10-6))1 = 0,539 < 1,

где n = 1 - т. к. растянутая зона раскреплена из плоскости деформирования.

Устойчивость плоской формы деформирования рамы на участке 2 – 8 обеспечена.

**8.Конструирование и расчет узлов рамы**

Коньковый узел. Соединение полурам в коньковом узле предусматриваем упором торцов, срезанных по наружной кромке под углом на 50 мм для большей шарнирности узла и предотвращения откола крайних волокон при повороте элементов узла. Концы полурам перекрывают парные клееные деревянные накладки на болтах, обеспечивающие восприятие поперечной силы при односторонней нагрузке на рамы и поперечную жесткость узла из плоскости.

Торцы полурам в коньковом узле подвержены сминающему действию горизонтальной силы. Максимальная величина горизонтальной силы в сечении № 8 соответствует воздействию на раму постоянной и снеговой нагрузок на всем пролете.

N8 = HA = (q γn + p γn) l 2/(8 f) = 48 кН (см.выше)

Площадь смятия торцов полурамы в узле(см.рис.2):

Fсм = 13,5⋅34,6 = 467,10 см2

Смятие происходит под углом α = 14° к волокнам. Расчетное сопротивление древесины смятию СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. 3.1, табл.3,прим. 2:

Rcм. 14 = Rcм ⋅mв ⋅mт /[1 + (Rсм / Rcм.90 –1) Sin3 14°] =

= 11⋅1⋅1/[1 + (11/3 – 1)⋅Sin3 14°] = 10,6 МПа

где Rсм = 11 МПа - принято для древесины 3 сорта.

Расчетная несущая способность соединения из условия смятия древесины:

Т = Rсм. 14 ⋅Fсм = 10,6⋅103 ⋅467,10⋅10-4 = 495,13 кН > N8 = 48 кН

Прочность торца полурамы на смятие обеспечена.

Расчетная поперечная сила в коньковом узле (сечение № 8) при загружении рамы односторонней снеговой нагрузкой р⋅γn = 6,84 кН/м на половине пролета(см.рис.5) будет:

Q8 = р⋅γn⋅l / 8 = 6,84⋅15/8 = 12,8 кН

Поперечную силу Q8 воспринимают клееные деревянные накладки и стальные болты. Накладки принимаем шириной сечения bн = 90 мм, склеенными из пакета досок сечением после фрезеровки 35 х 90 мм (сечение заготовок 40 х 100 мм - по сортаменту пиломатериалов ГОСТ 24454-80Е; припуски на фрезеровку заготовок по пласти и пакета по боковым поверхностям приняты в соответствии с руководством по изготовлению и контролю качества деревянных клееных конструкций). Высоту сечения накладок hн и их длину lн определим далее, исходя из требований по расстановке болтов. Болты принимаем диаметром d = 20 мм.



Рис.8 Коньковый узел рамы

а – конструкция узла; б –эпюра изгибающих моментов в накладках.

Накладки работают как многопролетные неразрезные балки на поперечный изгиб. Опоры накладок – болты. Расстояния между болтами вдоль волокон древесины накладки, с учетом требований п. 5.18 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, назначаем е1 = 300 мм, е2 = 1000 мм (см. рис.8,а).

Усилия R1, R2, действующие на болты, определим, учитывая кососимметричную схему работы накладок и прикладывая к ним поперечную силу Q8 в точке перегиба их оси:

R1 = Q8 /(1 – e1 /e2) = 12,8/(1 – 0,3/1) = 18,2 кН

R2 = Q8 /(e2 /e1 – 1) = 12,8/(1/0,3 – 1) = 5,5 кН

Максимальный изгибающий момент в накладках: Мн = Q8⋅е1 /2 = 12,8⋅0,3/2 = 1,92 кН⋅м (см. рис.8,в).

Расчетная несущая способность болта на один шов сплачивания при направлении передаваемого усилия под углом 90° для накладок в соответствии с п.п.5.13, 5.14 СНиП “Нормы проектирования Деревянные конструкции.”:

из условия изгиба болта:

Tu = (1,8⋅d2 + 0,02⋅a2)⋅= (1,8⋅22 + 0,02⋅13,52)⋅= 8,04 кН



TuI = 2,5⋅d2 = 2,5⋅22 = 7,42 кН



из условия смятия среднего элемента – рамы:

Тc = 0,5⋅с⋅d⋅kα = 0,5⋅13,5⋅2⋅0,55 = 7,42 кН

из условия смятия крайнего элемента – накладки:

Тa = 0,8⋅a⋅d⋅kα = 0,8⋅9⋅2⋅0,55 = 7,92 кН

где с = b = 13,5 см; а = bн = 9 см; kα = 0,55 – по таблице 19 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.” при α = 90°.

Наименьшая расчетная несущая способность Т = TuI = Тu = 7,42 кН

Необходимое число болтов в ближайшем к узлу ряду СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, табл. 17, прим. 7 :

nб1 = R1 /(Т⋅nш) = 18,2/(7,42⋅2) = 1,22

где nш = 2 - число расчетных швов одного болта. Принимаем два болта.

Необходимое число болтов в дальнем от узла ряду:

nб2 = R2 /(Т⋅nш) = 5,5/(7,42⋅2) = 0,37

Достаточно поставить один болт. Конструктивно для обжатия накладок ставим два болта.

Окончательная вертикальная и горизонтальная расстановка болтов относительно накладки и конькового торца полурам выполнена исходя из требований п. 5.18 СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”(см.рис. 8,а)

Высоту накладок с учетом вертикальной расстановки болтов принимаем hн = 210 мм, из шести слоев досок толщиной 35 мм, длину накладок с учетом горизонтальной расстановки болтов принимаем lн = 1300 мм.

Момент сопротивления накладки, ослабленной в расчетном сечении двумя отверстиями диаметром 20 мм:

Wнт.н = Wбр.н - Wосл = 9⋅212 /6-(9⋅2⋅4/6+9⋅22/6)= 680 см3

Напряжения в накладках от изгиба:

σн = Mн /(nн ⋅Wнт.н) = 1,92/(2⋅680⋅10-6) = 1412 кПa = 1,4 MПa < Rи = 12,86 MПa,

где nн = 2 - число накладок

Rи = 13⋅mв⋅mт⋅mсл = 13⋅1⋅1⋅0,989 = 12,86 МПа (по СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”, п. п. 3.1, 3.2)

mсл = 0,989 – при толщине слоя 35 мм.

Прочность накладок обеспечена.

Опорный узел (пятовой шарнир)

Опирание рамы решаем продольным лобовым упором торца и поперечным лобовым упором наружной кромки опорного конца полурам в стальной башмак. Башмак воспринимает опорные реакции рамы и передает их на бетонный фундамент. Для обеспечения большей шарнирности узла и уменьшения площади контакта рамы с башмаком опорный торец полурамы срезан под углом со стороны внутренней кромки.

Древесину рамы для предотвращения ее конденсационного увлажнения отделяем от стальных поверхностей башмака оклеечной гидроизоляцией из изола марки И-БД (ГОСТ 10296-79).

Опорный конец полурамы скрепляем с башмаком конструктивным болтом класса точности В (нормальная точность) диаметром , db = 20 мм. Башмак к фундаменту крепим двумя расчетными анкерными болтами класса точности В класса прочности 4,6. Диаметр анкерных болтов предварительно назначаем dba = 24 мм. Для города Кургана расчетная температура t = –38°С по СНиП 2.01.01 - 82. “Строительная климатология и геофизика”. Марку стали анкерных и конструктивных болтов при t = –37°С, в соответствии с указаниями «Пособия по проектированию стальных конструкций», назначаем ВстЗкп2 по ГОСТ 535-88.

Башмак проектируем сварным, состоящим из горизонтальной опорной плиты с проушинами для анкерных болтов, двух вертикальных щек с отверстиями для крепежного болта и вертикальной упорной диафрагмы. Материал для изготовления элементов башмака – листовая прокатная широкополосная универсальная сталь (ГОСТ 82-70\*). Сталь проката - С245, по ГОСТ 27772-88. Выбор стали произведен по табл. 50\* СНиП “Нормы проектирования. Стальные конструкции” для конструкции группы 3 и расчетной температуре t = –37°С по СНиП 2.01.01- 82, “Строительная климатология и геофизика”.

Фундамент выполняем из бетона класса В12,5 согласно “Руководству по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений”.

Расчет опорного узла производим на восприятие наибольших опорных реакций рамы, соответствующих воздействию на раму постоянной и снеговой нагрузки на всем пролете. Расчетные усилия на опоре (определены выше):

вертикальная реакция: RA = 65 кН

распор: НA = 48 кН

Опорный конец полурамы в пяте (сечение № 1) проверяем на прочность:

- по скалыванию клеевого шва силой Q = НA = 48 кН в соответствии с формулой (18) СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, преобразованной путем замены Sбр и Iбр их выражениями для прямоугольного сечения к виду:

τск = 1,5 Q/(h0⋅bрасч) = 1,5⋅48⋅10-3 /(0,6 ⋅0,135) = 0,88 МПа < Rск = 1,72МПа;

где h0 = 600 мм высота сечения рамы в пяте (см.рис.2); bрасч = b =135 мм;

Rск = 1,5 mв⋅ mт ⋅mсл = 1,5⋅1⋅1⋅1,15 = 1,72 МПа – для древесины 3 сорта(СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.”, п. п. 3.1, 3.2);; mсл = 1,15

- по смятию вдоль волокон древесины торцовой поверхности силой RA = 65 кН в соответствии с формулой (52) СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”:

σсм = RA /Fсм = RA/(h0⋅bрасч) = 65⋅10-3 /(0,6⋅0,135) = 0,82 МПа < Rсм = 11 МПа,

Rсм = 11⋅mв⋅mт = 11⋅1⋅1 = 11 МПа - для древесины 3 сорта (СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции.” п. п. 3.1, 3.2).

Вертикальная упорная диафрагма башмака воспринимает нагрузку от давления распора рамы НА, передаваемого поперечным лобовым упором наружной кромки опорного конца полурамы (см.рис.10). Высоту упорной диафрагмы hуд определим из условия смятия древесины поперек волокон. Минимально необходимая высота:

hуд.min = HA /(b⋅Rсм.90) = 48/(0,135⋅3⋅103) = 0,118 м =118 мм,

где Rсм.90 = 3⋅mв⋅mт = 3⋅1⋅1 = 3 МПа (СНиП “Нормы проектирования. Деревянные конструкции”, табл. 3, п. 4.а).

Принимаем hуд = 120 мм (ширина проката по ГОСТ 82-70\*).

Толщину упорной диафрагмы δуд находим из условия работы ее на изгиб как балки пролетом lуд = 140 мм, опертой на щеки башмака, под действием равномерной нагрузки gуд = НА/lуд от давления распора НА. Размер lуд = 140 мм принят, исходя из ширины сечения рамы b = 135 мм, плюс 5 мм на зазор между опорным концом полурамы и щеками башмака. Зазор обеспечивает прокладку гидроизоляции и свободную установку рамы в башмак.

Изгибающий момент в упорной диафрагме, без учета частичного защемления сварным швом диафрагмы на опорах (щеках), найдем по формуле:

Муд = δуд⋅lуд2 /8 = HA⋅lуд /8 = 48⋅0,14/8 = 0,84 кН⋅м.

Требуемый момент сопротивления диафрагмы:

Wуд.тр = Муд /(Ry.γc) = [0,84/(240⋅103⋅1)]⋅106 = 3,5 см3

где Rу = 240 МПа - расчетное сопротивление стали С245; γс = 1 - коэффициент условий работы по СНиП “Нормы проектирования. Стальные конструкции”, табл. 6\*, прим. 4.

Минимально необходимая толщина диафрагмы:

δуд.min = 1,32 см



Принимаем δуд.min = 14 мм (толщина проката по ГОСТ 82-70\*).

Упорная диафрагма через сварные угловые швы передает распор рамы НA = 48 кН на щеки башмака.

Щеки башмака назначаем толщиной δщ = 10 мм, высотой hщ. = 120 мм (размеры проката по ГОСТ 82-70\*).

Под действием распора щеки работают на внецентренное растяжение. В соответствии с требованиями СНиП “Нормы проектирования. Стальные конструкции.”,п.5.25\* проверяем прочность щек:

σ = HA/2⋅Aщ + МН/2⋅Wщ = 48/(2⋅12⋅10-4) + 2,88/(2⋅24⋅10-6) = 8000 кПа =

=80 МПа < Ry⋅γс = 240 МПа

где МН = НА⋅hуд /2 = 48⋅0,12/2 = 2,88 кН⋅м - момент, возникающий от опрокидывающего действия распора НА на башмак;

Ащ = hщ⋅δщ = 12⋅1 = 12 см2 – расчетная площадь сечения;

Wщ = δщ⋅hщ2/6 = 1⋅122/6 = 24 см3 – расчетный момент сопротивления;

Rу⋅γc = 240⋅1 = 240 МПа - расчетное сопротивление стали С245 с учетом γс = 1.

Прочность щек обеспечена.

Опорная плита башмака воспринимает вертикальные нагрузки RA =65кН (вертикальная опорная реакция рамы) и МН = 2,88 кН⋅м (момент от опрокидывающего действия распора на башмак, см. выше), а также горизонтальную – распор НА = 48 кН. Под действием вертикальных нагрузок опорная плита, лежащая на железобетонном фундаменте, работает на изгиб как плита на упругом основании. Распор НА плита передает через шайбу (см.рис.9) на анкерные болты.

Длину опорной плиты конструктивно назначаем lоп = 730 мм, ширину bоп = 340 мм. Толщину опорной плиты δоп найдем из условия работы плиты на изгиб. Изгибающие моменты в плите вычислим раздельно для нагрузок RA и МH и далее по наиболее неблагоприятной комбинации моментов определим δоп.

Наряду с эпюрами изгибающих моментов в опорной плите, построим для нагрузок RA и МH эпюры реактивных давлений фундамента на плиту.

Построение эпюр реактивных давлений фундамента и изгибающих моментов в опорной плите башмака от нагрузки RA. Принимаем, что нагрузка RA передается полурамой на опорную плиту в виде вертикального сплошного давления по площади контакта:

q = RA/(b⋅h0) = 65/(0,135⋅0,6) = 802 кПа,(смюрис.10) где b и h0 - размеры полурамы в пяте.

Опорную плиту можно рассчитать (в запас прочности) только в поперечном направлении (вдоль стороны bоп) в условиях плоской задачи теории упругости. Для этого из опорной плиты в поперечном направлении выделяем полосу шириной b1 = 1 см(см.рис.10,а, сеч. а-а) Полосу рассматриваем как балку на упругом основании, симметрично нагруженную в средней части равномерно распределенной нагрузкой q. Упругое основание (фундамент) работает в условиях плоской деформации, поэтому расчет балки можно выполнить методом, разработанным И.А. Симвулиди “Расчет инженерных конструкций на упругом основании”. Для расчета по этому методу нагрузку на балку необходимо задавать распределенной по площади, т.е. в нашем расчете q = 802 кПа.

Эпюры реактивных давлений фундамента р1 и изгибающих моментов в балке М1 построим с помощью приложения 5 методического пособия. Предварительно вычислим относительные абсциссы привязки распределенной нагрузки:

βн = lн /L = 102,5/340 = 0,3;

βк = lк /L = 237,5/340 = 0,7;

где lн = 102,5 мм - расстояние от левого конца балки (полосы) до начала распределенной нагрузки q; lк = 237,5 мм - расстояние от левого конца балки до конца распределенной нагрузки q; L = bоп = 340 мм.

В соответствии с указанием прил. 5 методического пособия сначала рассмотрим балку, нагруженную нагрузкой q на правом конце на участке от х = lн до х = lк (х - абсцисса сечений балки), затем рассмотрим ту же балку, нагруженную нагрузкой q с обратным знаком на правом конце на участке от х = lк до х = L.

Значения безразмерных ординат и вычислим в табличной форме (табл.4 и 5). Для этого из прил. 5, табл. 1 и 2 принимаем значения и от ξ = 0 до ξ = 1 (ξ = х/L - относительная абсцисса сечений балки) для нагрузки, расположенной на участке от х = lн до х = L, т.е. при β = βн = 0,3; и далее все значения и от ξ = 0 до ξ = 1 для нагрузки, расположенной на участке от х = lк до х = L, т.е. при β = βк = 0,7.



Используя принцип независимости действия сил, определим безразмерные ординаты и для фактической нагрузки q, вычитая из ординат и соответствующие ординаты и .



Ординаты реактивных давлений р1 и изгибающих моментов М1 по длине балки, соответствующие фактическому значению нагрузки q = 802 кПа получаем по формулам

p1 = ⋅q; M1 = ⋅q⋅b1⋅L2



Результаты расчета p1 и М1 приведены в последней строке табл. 4 и 5.

Вычисление ординат эпюры реактивных давлении фундамента p1 = ⋅q = 820⋅ (кПа)



Таблица 4

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ξ | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
|  | -0,056 | 0,196 | 0,377 | 0,508 | 0,605 | 0,688 | 0,773 | 0,880 | 1,025 | 1,228 | 1,514 |
|  | -0,134 | -0,057 | -0,010 | 0,024 | 0,064 | 0,127 | 0,232 | 0,396 | 0,638 | 0,975 | 1,426 |
|  | 0,078 | 0,253 | 0,387 | 0,484 | 0,541 | 0,561 | 0,541 | 0,484 | 0,387 | 0,253 | 0,088 |
| p1 = ⋅q | 64 | 207 | 317 | 397 | 444 | 460 | 444 | 397 | 317 | 207 | 72 |

Вычисление ординат эпюры изгибающих моментов в полосе шириной b1 = 1 см

M1 = ⋅q⋅b1 ⋅L2 =⋅820 ⋅0,01⋅0,342 = 0,945⋅ = 945⋅ (Н⋅м)



Таблица 5

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ξ | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
|  | 0 | -0,001 | 0,002 | 0,008 | 0,013 | 0,016 | 0,014 | 0,011 | 0,006 | 0,002 | 0 |
|  | 0 | -0,001 | -0,002 | -0,003 | -0,003 | -0,004 | -0,003 | -0,002 | -0,001 | 0,001 | 0 |
|  | 0 | 0 | 0,004 | 0,011 | 0,016 | 0,02 | 0,017 | 0,013 | 0,007 | 0,001 | 0 |
| M1 = ⋅q⋅b1⋅L2 | 0 | 0 | 3,78 | 10,40 | 15,12 | 18,9 | 16,07 | 12,29 | 6,62 | 0,95 | 0 |

Построение эпюр реактивных давлений фундамента и изгибающих моментов в опорной плите башмака от нагрузки МН = 2,88 кН⋅м. Щеки башмака через сварные угловые швы передают изгибающий момент МН = НА⋅hуд /2 (см. выше) на опорную плиту (см.рис.9). Эпюра вертикального давления на опорную плиту от момента МН, в предположении упругих деформаций стали - треугольная на половине длины плиты (см.рис. 10,б). Максимальная величина линейного давления у края плиты от одной щеки:

qщ = 0,5⋅МН /(lоп2 /6) = 0,5⋅2,88/(0,632 /6) = 12,77 кН/м

Расчет опорной плиты выполним в условиях плоской задачи, выделив из плиты в поперечном направлении полосу шириной b1 = 1 см от края (см.рис.10,б, вид б-б). Полосу рассматриваем как балку на упругом основании, симметрично нагруженную сосредоточенными силами

Р = qщ ⋅b1 = 12,77⋅0,01 = 0,128 кН, на расстоянии а = 95 мм от продольного края плиты. Точки приложения сил Р приняты по центру толщины щек. Длина балки L = bоп = 340мм.

Эпюру реактивных давлений фундамента p2 на балку (полосу) с достаточной для инженерного расчета точностью можно принять равномерной по длине балки L. Тогда величину реактивного давления фундамента р2 вычислим по формуле:

p2 = 2⋅Р/(b1⋅L) = 2⋅0,128/(0,01⋅0,34) = 75 кПа (см.рис.10,б)

Балка работает на изгиб как двухконсольная, опертая на щеки башмака (опорные реакции Р=0,128 кН), нагруженная снизу реактивным давлением фундамента. Изгибающие моменты в балке M2 определим, используя симметрию, только для левой половины в сечениях ξ = 0; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5 (ξ = х/L) и в сечении ξ = а/L = 0,095/0,34 = 0,279, под силой Р.

Для сечений ξ от 0 до 0,279:

момент M2 = p2 ⋅b1⋅(ξ⋅L)2 /2 = 75⋅103⋅0,01⋅(ξ⋅0,34)2 /2 = 43 ξ2:

при ξ = 0, M2 = 0;

при ξ = 0,1, М2 = 43⋅0,12 = 0,43 Н⋅м;

при ξ = 0,2, M2 = 43⋅0,22 = 1,72 Н⋅м;

при ξ = 0,279, M2 = 43⋅0,2792 = 3,35 Н⋅м.

Для сечений ξ от 0,3 до 0,5:

момент M2 = p2 ⋅b1⋅(ξ⋅L)2 /2 – P⋅(ξ⋅L – a) = 75⋅103⋅0,01⋅(ξ⋅0,34)2 /2 – 0,128⋅103⋅(ξ⋅0,34 – 0,095) = 43⋅ξ2 – 128⋅(0,34⋅ξ – 0,095):

при ξ = 0,3, M2 = 43⋅0,32 – 128⋅(0,34⋅0,3 – 0,095) = 2,97 Н⋅м;

при ξ = 0,4, M2 = 43⋅0,42 – 128⋅(0,34⋅0,4 – 0,095) = 1,63 Н⋅м;

при ξ = 0,5, M2 = 43⋅0,52 – 128⋅(0,34⋅0,5 – 0,095) = 1,15 Н⋅м;

В целях упрощения расчета условно считаем эпюры моментов М1 и М2 совмещенными в одном сечении опорной плиты (точнее полосе шириной b1 = 1 см). В действительности моменты М1 действуют, на расстоянии 30 мм от края плиты, а моменты M2, по краю плиты. Ординаты эпюры изгибающих моментов М = М1 + М2, (расчетная комбинация), вычислены в табл. 6.

Расчетная комбинация изгибающих моментов в плите М = M1 + M2 (Н⋅м)

Таблица 6

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ξ | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,279 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,721 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| M1 | 0 | 0 | 3,78 | 8,75 | 10,40 | 15,12 | 18,9 | 16,07 | 12,29 | 10,8 | 6,62 | 0,95 | 0 |
| M2 | 0 | 0,43 | 1,72 | 3,35 | 2,92 | 1,63 | 1,15 | 2,04 | 2,92 | 3,35 | 1,72 | 0,43 | 0 |
| M | 0 | 0,43 | 5,50 | 12,10 | 13,32 | 16,75 | 20,05 | 18,11 | 15,21 | 14,15 | 8,34 | 1,38 | 0 |

Минимально необходимую толщину опорной плиты δоп.min определим расчетом плиты по прочности на изгиб. Максимальный расчетный момент М = 20,05 Н⋅м (см. табл. 6). На основании формулы (28) СНиП “Нормы проектирования. Стальные конструкции”, заменив момент сопротивления его выражением для полосы шириной b1 = 1 см, толщиной δоп.min (Wmin = b1⋅δ2оп.min /6), найдем:

δоп.min = = 0,0071 м = 7,1 мм,



где Ry = 240 МПа, γc = 1 - см. выше.

Учитывая возможность отклонения в передаче давления нагрузкой RA от принятого равномерного распределения по площади b⋅h0 контакта торца полурамы с опорной плитой, что возможно из-за поворота опорного конца полурамы, толщину плиты следует назначить с запасом.

Принимаем δоп = 10 мм (толщина проката по ГОСТ 82-70\*).

Проверка бетона фундамента по прочности на сжатие

Напряжения сжатия в фундаменте σb равны реактивным давлениям фундамента. В соответствии с эпюрами реактивных давлений (эпюры, как и ранее, условно считаем совмещенными в одном сечении) максимальное расчетное напряжение сжатия:

σb = р1 + p2 = 460 +75 = 535 кПа – действует в середине ширины опорной плиты.

Имеем σb = 0,535 МПа < Rb = 7,5 МПа, где Rb = 7,5 МПа - расчетное сопротивление бетона класса В12.5 осевому сжатию. Прочность бетона фундамента на сжатие обеспечена.

Проверка прочности анкерных болтов

Опорная плита башмака через приваренную к ней прямоугольную шайбу передает распор рамы НA = 48 кН на анкерные болты. Под действием распора анкерные болты работают на срез, шайба - на смятие.

Растягивающее усилие от момента МH = 2,88 кН⋅м стремится оторвать опорную плиту башмака от фундамента. Отрыву препятствует вертикальная реакция рамы RA = 65 кН, приложенная с эксцентриситетом е = 15 мм относительно центра продольной стороны опорной плиты. Если эпюра напряжений под опорной плитой от RA и МH имеет растянутую зону, то анкерные болты следует установить в центре тяжести растянутой зоны эпюры напряжений и необходимо проверить по прочности на растяжение. Выясним характер эпюры напряжений под опорной плитой, предполагая работу бетона фундамента по упругой стадии.

В соответствии с расчетной схемой рис.11,а, построим эпюры напряжений под опорной плитой от совместного действия нагрузок RA и Мн (см.рис.11).



Рис.11. Определение характера суммарного напряженного состояния под опорной плитой

а - расчетная схема; б – эпюра напряжений под опорной плитой от совместного действия нагрузок Rа и Мн

Суммарные краевые напряжения под плитой (для напряжений сжатия принимаем знак «+»):

σк1 = Rа /Аоп – RA ⋅е /Wоп + МН /Wоп = 65/0,214 – 65⋅0,015/0,03 + 2,88/0,03=367 кПа –сжатие

σк2 = Rа /Аоп + RA ⋅е /Wоп – МН /Wоп=65/0,214 + 65⋅0,015/0,03 – 2,88/0,03=240 кПа – сжатие;

Суммарная эпюра напряжений под опорной плитой не имеет растянутой зоны, следовательно, отрыва плиты от фундамента не происходит, и анкерные болты на растяжение не работают.

Анкерные болты работают только на восприятие распора НA = 48 кН. Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним анкерным болтом dba = 24 мм по СНиП “Нормы проектирования.Стальные конструкции.” п. 11.7\*:

* нa cpeз Nbs = Rbs ⋅γb ⋅Ab ⋅ns = 150⋅103⋅0,9⋅4,52⋅10-4⋅1 = 61,0 кН;
* на смятие Nbp = Rbp⋅γb⋅dba⋅tшб = 450⋅103⋅0,9⋅0,024⋅0,008 = 77,8 кН,

где Rbs = 150 МПа - расчетное сопротивление срезу болта класса прочности 4.6 по СНиП “Нормы проектирования. Стальные конструкции.”, табл. 58\*; Rbp = 450 МПа - расчетное сопротивление смятию элементов из стали с Run = 370 МПа (Run принято для стали шайб С245 по СНиП “Нормы проектирования. Стальные конструкции.”, табл. 51\*), соединяемых болтами класса точности В; γb = 0,9 - коэффициент условий работы болтового соединения, принят по табл. 35\* СНиП “Нормы проектирования. Стальные конструкции.” для много-болтового соединения при болтах класса точности В; Аb = 4,52 см2 – площадь сечения болта dbа = 24 мм брутто по СНиП “Нормы проектирования. Стальные конструкции.” табл. 62\*; ns = 1 - число расчетных срезов одного болта; tшб = 8 мм – наименьшая толщина элементов, сминаемых в одном направлении, равная толщине шайбы.

Проверяем прочность анкерных болтов:

* на срез НА = 48 кН < nb⋅Nbs⋅γc = 2⋅61,0⋅1 = 122 кН
* на смятие НA = 48 кН < nb⋅Nbs⋅γc = 2⋅77,8⋅1 = 156 кН

где nb = 2 - количество болтов; γc = 1 - в соответствии с СНиП “Нормы проектирования. Стальные конструкции.”, табл. 6\*, прим. 4.

Прочность анкерных болтов обеспечена.

Проушины в опорной плите под анкерные болты выполним в центре стороны lоп (см.рис.9).

Выбор типа анкерного болта и назначение глубины его заделки в фундамент производим в соответствии с рекомендациями “Руководства проектирования фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений”, п. 5.26. Принимаем болт с отгибом на конце.

Глубина заделки в фундамент lа болта с отгибом должна быть 25 диаметров болта.

Тогда la = 25⋅dba = 25⋅24 = 600 мм (см.рис.9).

**Заключение**

В данной работе мы детально рассмотрели и рассчитали проект. Добавим, что деревянная архитектура имеет очень давнюю историю. Ей присуща с одной стороны, простота исходных геометрических форм, а с другой - богатство комбинаций, создаваемых использованием выразительной фактуры и текстуры дерева, декоративной резьбы и росписей. Применение новых материалов и технологий (антисептиков, антипиренов, прессование и склеивание древесины, использование плиты и объемных элементов из дерева и т.д.) сделало деревянную архитектуру актуальной и в современном строительстве. В настоящее время для постройки деревянных домов наиболее широко используют три конструктивные системы. - срубная (постройки выполнены из бревен-кругляка), - брусчатая (здания сооружают из брусьев прямоугольного сечения); - каркасная. Первые две системы получили распространение в странах Восточной и Северной Европы при строительстве домов, храмов, хозяйственных сооружений Каркасную систему - вертикальные столбы, горизонтальные ригели, раскосы - применяли в Европе (европейский фахверк), в странах Восточной и Юго-Восточной Азии, Африки, Америки, Океании. Дерево - материал, созданный для человеческого жилья самой природой Жить в таком доме не только комфортно, но и престижно, он указывает на соответствующий социальный статус семьи. В экономически развитых странах из дерева возводят семейные дома, что и определило выбор данной темы и ее актуальность.

**Список литературы**

1. СНиП II-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983. – 32 с.
2. СНиП II-23-81\*. Нормы проектирования. Стальные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
3. СНиП 2.03.01-84\*. Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции. / Минстрой России – М.: ГП ЦПП, 1996. – 76 с.
4. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. / Минстрой России – М.: ГП ЦПП, 1996. – 44 с.
5. СНиП II-3-79\*. Строительная теплотехника. – М.: ГП ЦПП, 1995. – 29 с.