МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ

ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ

"Пермский государственный технический университет"

Кафедра "Строительные конструкции"

**Курсовой проект**

по дисциплине "Деревянные конструкции"

на тему: ОДНОЭТАЖНОЕ ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ЗДАНИЕ С ДЕРЕВЯННЫМ КАРКАСОМ

Выполнил: студент группы ПГС-53

Арсенов Н.В.

Руководитель: д. т. н. профессор каф. СК

Ибрагимов А. М

Пермь 2010

Содержание

Исходные данные для проектирования

1. Компоновка конструктивной схемы здания

1.1 Выбор несущих и ограждающих строительных конструкций

1.1.1 Поперечная рама

1.1.2 Фахверк

1.1.3 Покрытие

1.1.4 Стеновое ограждение

1.2 Обеспечение пространственной жесткости здания

2. Проектирование покрытия

2.1 Исходные данные

2.2 Материалы

2.3 Определение количества продольных рёбер

2.4 Расчёт плиты

2.4.1 Геометрические характеристики сечения

2.4.2 Сбор нагрузок и определение расчетных усилий

2.4.3 Расчёт плиты по первой группе предельных состояний

2.4.4 Расчёт плиты по второй группе предельных состояний

2.4.5 Расчёт компенсатора

3. Проектирование рамы

3.1 Расчетная схема рамы. Сбор нагрузок на раму

3.1.1 Расчетная схема рамы

3.1.2 Постоянная нагрузка

3.1.3 Снеговая нагрузка

3.1.4 Ветровая нагрузка

3.2 Статический расчет рамы

3.2.1 Усилия от постоянной нагрузки

3.2.2 Усилия от снеговой нагрузки

3.2.3 Усилия от ветровой нагрузки

3.2.4 Усилия от сочетания нагрузок

3.3 Подбор и проверка прочности и устойчивости сечений элементов рамы

3.3.1 Подбор сечений элементов рамы

3.3.2 Проверка прочности сечений элементов рамы

3.3.3 Проверка устойчивости фанерной стенки

3.4 Проектирование узлов рамы

3.4.1 Опорный узел (пятовой шарнир)

3.4.2 Карнизный узел

3.4.3 Коньковый узел

4. Мероприятия по защите конструкций от возгорания, гниения и поражения биологическими вредителями

5. ТЭП проекта

Список использованных источников

## Исходные данные для проектирования

Исходные данные для проектирования находим по трехзначному шифру, который определяем по номеру зачетной книжки.

Номер зачетной книжки - 06076.

Сумма второй и пятой цифр номера зачетной книжки: 6 + 6 = 12, принимаем первую цифру шифра - 2. Вторая и третья цифры равны соответственно двум последним в номере зачетной книжки. Итак, шифр - 276.

Исходные данные для проектирования по шифру 276:

схема несущих конструкций - трехшарнирная клеефанерная рама из прямолинейных элементов для сельскохозяйственного здания;

пролет здания - *l* = 24 м;

высота стойки рамы до карнизного узла - *Hк* = 3 м;

шаг рам - *B* = 4.5 м;

район строительства - г. Астрахань (I снеговой район, расчетная снеговая нагрузка - *Sg* = 0.8 кПа, III ветровой район, нормативная ветровая нагрузка - *W0* = 0.38 кПа);

тепловой режим здания - отапливаемый*.*

## 1. Компоновка конструктивной схемы здания

## 1.1 Выбор несущих и ограждающих строительных конструкций

## 1.1.1 Поперечная рама

Согласно исходным данным поперечная рама трехшарнирная клеефанерная из прямолинейных элементов пролетом 24 м с высотой стойки до карнизного узла 3 м, поэтому принимаем марку рамы РДП24-3. Рама имеет коробчатое сечение своих элементов - ригеля и стоек, которые в свою очередь состоят из клеедосчатых поясов и фанерных стоек.

В коньковом и опорных узлах сечение рамы сплошное, состоящее из досок длиной 0.7 м. Это необходимо для крепления двух полурам накладками в коньковом узле и крепления рамы к фундаменту в опорных узлах. Кроме того, в карнизном узле и в середине пролета полурамы сечение тоже должно быть сплошным для крепления связей по ригелю и стойкам.

Наличие ребер жесткости обусловлено сортаментом фанерных листов 1500 *\** 1500 мм. К ребрам жесткости крепят "внахлест" фанерные листы. Сами ребра жесткости служат для опирания ограждающих конструкций.

Конструкционным материалом для рамы служат сосновые доски и березовая фанера марки ФСФ, сорта В/ВВ. Склеивание элементов ведут водостойким фенолформальдегидным клеем КБ-3.

Согласно исходным данным высота стойки рамы до карнизного узла: *Hк* = 3 м. Длина здания:

L = N \* B,

где *N -* количество шагов.

*L* = 11 \* 4.5 = 49.5 м.

Высота сечения рамы в карнизном узле:

h = (l / 30 ÷ l / 12),

*h* = (24/30 ÷ 24/12) *=* 0.8 ÷ 2 м.

Принимаем высоту сечения в карнизном узле:

h = δ \* n,

где *δ -* толщина доски после острожки,

*n -* количество досок в сечении по высоте.

*h* = 27 \* 40 = 1080 мм.

Высота сечения в пяте стойки:

hп ≥ 0.4 \* h,

*hп* ≥ 0.4 \* 1080 = 432 мм.

Принимаем *hп* = 650 мм.

Высота сечения в коньке:

hк ≥ 0.3 \* h,

*hк* ≥ 0.3 \* 1080 = 324 мм.

Принимаем *hк* = 350 мм.

Определение необходимых геометрических размеров (обозначения см. рисунок 1). Принимаем уклон кровли: *i* = 1/4, тогда угол наклона кровли к горизонтали:

α1 = arctgi,

*α1* = arctg0.25 = 14.04°.

α6 = (90° + α1) / 2,*α6* = (90° + 14.04°) / 2 = 52.02°.

α7 = 90° - α6,*α7* = 90° - 52.02° = 37.98°.

ab = bc / cosα7 = h / cosα7,*ab* = 1080/cos37.98° = 1370 мм.

3e = 3f = ag = gс = ab \* sinα7/2,*3e = 3f* = *ag = gс* = 1370 \* sin37.98°/ 2 = 422 мм.

*aс = ad = ag + gс* = 422 + 422 = 843 мм.

*3e = 3f = 34* = 422 мм (из-за малости угла *α5*).

Высота рамы от обреза фундамента:

H = Hк + i \* l / 2,*H* = 3000 + 0.25 \* 24000/2 = 6000 мм.

α2 = arctg ( (H - Hк + ag - hк / 2) / ( (l - h) / 2)),

*α2* = arctg ( (6000 - 3000 + 422 - 350/2) / ( (24000 - 1080) / 2)) = 15.82°.

3k = 34 \* cosα2,*3k* = 422/cos15.82° = 438 мм.

4k = 34 \* sinα2,*4k* = 420/sin15.82° =115 мм.

α3 = arctg ( (H - Hк + ac - hк) / ( (l - 2 \* h) / 2)),

*α3* = arctg ( (6000 - 3000 + 840 - 350) / ( (24000 - 2 \* 1080) / 2)) = 17.74°.

α4 = arctg ( (h / 2 - hп / 2) / (Hк - ag)),

*α4* = arctg ( (1080/2 - 650/2) / (3000 - 422)) = 4.77°.

2f = 3f \* tgα4,*2f* = 422 \* tg4.77° = 35 мм.

11’ = 01’ \* tgα4,*11’* = 900 \* tg4.77° = 75 мм.

Окончательно имеем:

*α1* = 14.04°, *α2* = 15.82°, *α3* = 17.74°, *α4* = 4.77°, *α5* = 1.78° ≈ 0, *α6* = 52.02°, *α7* = 37.98°. *ag = gc = 3e = 3f = 34* = 422 мм, *h = cb = db* = 1080 мм, *2f* = 35 мм, *3k* = 438 мм, *4k* = 115 мм.

Схема полурамы изображена на рисунке 1.

Рисунок 1. Схема полурамы

## 1.1.2 Фахверк

Торец здания выполняется при помощи самостоятельных стоек (брус 200 \* 200 мм - СФ) и ригелей (доски 200 \* 50 мм), которые воспринимают временную ветровую нагрузку и постоянную нагрузку от собственного веса, конструктивных элементов и стенового ограждения. Торцевые стойки передают нагрузку от ветра на горизонтальные связи (ГС2). Конструкция торцевого фахверка представляет собой жесткую неизменяемую систему в своей плоскости. Для этого установлены подкосы в пролетах между торцевыми стойками. Расположение фахверковых стоек в плане изображено на рисунке 4.

## 1.1.3 Покрытие

Рисунок 2. Состав покрытия

Согласно исходным данным здание отапливаемое, поэтому применяем утепленное беспрогонное покрытие из клеефанерных плит. В качестве утеплителя плит принимаем минераловатные плиты плотностью *ρо =* 75 кг/м3. Толщину утеплителя покрытия определим из теплотехнического расчета, выполним его в программе ТеРеМОК.

Принимаем утеплитель из 1 слоя минераловатных плит толщиной 120 мм. Состав покрытия приведен на рисунке 2.

## 1.1.4 Стеновое ограждение

В продольных стенах в качестве стеновых панелей применяются плиты аналогичные рядовым кровельным с размерами 900 \* 4500 мм (марка ПС1). В торцевой части здания располагаются следующие стеновые панели: ПС2 (1200 \* 6000), ПС3 (900 \* 6000) а также доборные панели ПС4, ПС5, ПС6, ПС7. Схема раскладки стеновых панелей в торце здания изображена на рисунке 3.

Рисунок 3. Схема раскладки стеновых панелей в торце здания

## 1.2 Обеспечение пространственной жесткости здания

В поперечном направлении жесткость здания обеспечивается поперечными трехшарнирными рамами.

В продольном направлении жесткость здания обеспечивается:

1) горизонтальными связями (ГС) в крайних пролетах здания и по его длине на расстоянии 16 м (воспринимают ветровую нагрузку, действующую на торец здания),

2) деревянными распорками (Р1 и Р2) в каждом шаге по обе стороны от конькового шарнира,

3) вертикальными связями (ВС) между стойками в крайних пролетах здания и по его длине на расстоянии 16 м (воспринимают ветровую нагрузку, действующую на торец здания, а так же необходимы для раскрепления стоек от потери устойчивости из плоскости рамы),

4) продольными рёбрами клеефанерных плит покрытия.

Расположение связей изображено на рисунках 4 и 5.

Рисунок 4. Схема расположения элементов каркаса и покрытия

.

Рисунок 5. Расположение элементов каркаса и покрытия в разрезе

## 2. Проектирование покрытия

## 2.1 Исходные данные

Пролет здания - *l* = 24 м.

Район строительства - г. Астрахань (I снеговой район, расчетная снеговая нагрузка - *Sg* = 0.8 кПа).

Тепловой режим здания - отапливаемый.

Номинальные размеры рядовой плиты покрытия: *bп \* lп* = 1500 \* 4500 мм.

При ширине листов фанеры 1525 мм с учётом обрезки кромок ширину плит по верхней и нижней поверхностям принимаем *b0* = 1490 мм, что обеспечивает зазор между плитами 10 мм. В продольном направлении зазор между плитами составляет 20 мм, что соответствует конструктивной длине *l0* = 4480 мм. Бруски, образующие четверть в стыке, соединяются гвоздями диаметром 4 мм через 300 мм.

## 2.2 Материалы

Каркас плиты проектируем из досок древесины сосны 2 сорта. Верхняя обшивка из водостойкой семислойной фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ толщиной *δ1* = 8 мм, нижняя - из пятислойной толщиной *δ2* = 6 мм.

Характеристики фанеры клееной березовой марки ФСФ сорта В/ВВ:

модуль упругости фанеры *Еф* = 9000 МПа;

расчетное сопротивление фанеры изгибу *Rф. и.* = 6.5 МПа;

расчетное сопротивление фанеры сжатию *Rф. с. =* 12 МПа;

расчетное сопротивление фанеры растяжению *Rф. р.* = 14 МПа;

расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов *Rф. ск.* = 0.8 МПа.

Характеристики древесины сосны II сорта:

модуль упругости древесины *Ед* = 10000 МПа;

расчётное сопротивление древесины сосны изгибу *Rи* = 13 МПа;

расчётное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон *Rск* = 1.6 МПа.

## 2.3 Определение количества продольных рёбер

Предварительно высота ребра плиты определяется по формуле:

hp = lп / 35,*hp* = 4500/35 = 129 мм.

По сортаменту принимаем доску *h \* b* = 150 \* 50 мм. С учётом острожки рёбер с двух сторон под склеивание получим окончательную высоту и ширину ребра:

hp = h - 2 \* δост,

bp = b - 2 \* δост,

*hp* = 150 - 2 \* 2.5 = 145 мм.

*bp* = 50 - 2 \* 2.5 = 45 мм.

Максимальное расстояние между осями рёбер определяем из работы верхней обшивки толщиной *δ* на местный изгиб от монтажной нагрузки 1.2 кН по формуле:

а = 1.1 \* δ12 \* Rф. и.,

*а* = 1.1 \* 82 \* 6.5 = 457.6 мм.

Назначим количество продольных ребер *n* = 4 с общей шириной:

Σbр = n \* bp, *Σbр* = 4 \* 45 = 180 мм.

Расстояние в свету между рёбрами:

a0 = (b0 - (n + 1) \* bp) / (n - 1),

*a0* = (1490 - (4 + 1) \* 45) / (4 - 1) = 422 мм.

Расстояние между осями рёбер:

а = а0 + bp,

*а* = 421 + 45 = 467 мм > 457 мм,

увеличим количество продольных ребер - *n* = 5 с общей шириной:

*Σbр* = 5 \* 45 = 225 мм.

Расстояние в свету между рёбрами:

*a0* = (1490 - (5 + 1) \* 45) / (5 - 1) = 305 мм.

Расстояние между осями рёбер:

*а* = 305 + 45 = 350 мм < 457 мм.

Рисунок 6. Поперечное сечение клеефанерной плиты

## 2.4 Расчёт плиты

## 2.4.1 Геометрические характеристики сечения

Верхняя обшивка рассчитывается на сосредоточенную нагрузку от веса монтажника с инструментом *Рн* = 1 кН с коэффициентом надёжности по нагрузке *γf* = 1.2

Расчетная нагрузка:

Р = Рн \* γf,

*Р =* 1 \* 1.2 = 1.2 кН.

Изгибные напряжения в верхней обшивке поперек волокон должны быть меньше сопротивления фанеры изгибу:

σи =Mmax / Wф = 6 \* P \* a / (8 \* δ12) < Rф. и.,

*σи* = 6 \* 1.2 \* 0.35/ (8 \* 103 \* 0.0082) = 4.92 МПа < *Rф. и*. =6.5 МПа.

Конструктивная ширина плиты:

b = b0 - bp,

*b* = 1490 - 45 = 1445 мм.

*lп* = 450 см > 6 \* *а* = 6 \* 35 = 210 см,

тогда расчётная ширина фанерных обшивок:

bрасч = 0.9 \* b,

*bрасч* = 0.9 \* 1445 = 1301 мм.

Расчётные сечения: верхней обшивки:

Fфв = δ1 \* bрасч,

*Fфв* = 8 \* 1301 = 10404 мм2,нижней обшивки:

Fфн = δ2 \* bрасч,

*Fфн* = 6 \* 1301 = 7803 мм2,продольных рёбер:

Fр = bp \* hp \* n,

*Fр* = 45 \* 145 \* 5 = 32625 мм2.

Определяем отношение:

*Ед / Еф* = 100000/90000 = 1.11

Приведенная площадь поперечного сечения:

Fпр = (Fфв + Fфн) + Fр \* Ед / Еф,

*Fпр* = 10404 + 7803 + 32625 \* 1.11 = 54457 см2.

Статический момент приведенного сечения относительно оси, совмещенной с нижней гранью нижней обшивки:

Sпр = Fфв \* (hпр - δ1/2) + Fфн \* δ2/2 + Fр \* (hр / 2 + δ2) \* Ед / Еф,

где *hпр* - высота приведенного сечения:

hпр = hр + δ1 + δ2,*hпр =* 145 + 8 +6 = 159 мм.

*Sпр* = 104.04 \* (15.9 - 0.8/2) + 78.06 \* 0.6/2 + 326.25 \* (14.5/2 + 0.6) \* 1.11 = 4481654 мм3.

Положение центра тяжести приведенного сечения (расстояние от нижней грани плиты до центра тяжести):

y0 = Sпр / Fпр,

*y*0 = 4481654/54427 = 82 мм.

Приведённый момент инерции, относительно центра тяжести сечения:

Iпр = bрасч \* δ13/12 + Fфв \* (hпр - y0 - δ1/2) 2 + bрасч \* δ23/12 + Fфн \* (y0 - δ2/2) 2 + (bp \* hp3 \* n / 12 + Fр \* (y0 - δ2 - hp / 2) 2) \* Ед / Еф,

*Iпр* = 1301 \* 83/12 + 10404 \* (159 - 82 - 8/2) 2 + 1301 \* 63/12 + 7803 \* (82 - 6/2) 2 + (45 \* 1453 \* 5/12 + 32625 \* (82 - 6 - 145/2) 2) \* 1.11 = 168172612 мм4.

Приведённые моменты сопротивления:

Wпрн = Iпр / y0,Wпрв = Iпр / (hпр - y0).

*Wпрн* = 168172612/82 = 2043481 мм3,*Wпрв* = 168172612/ (159 *-* 82) = 2192520 мм3.

## 2.4.2 Сбор нагрузок и определение расчетных усилий

Нагрузка на 1 м2 плиты определена в таблице 1 (состав покрытия - рисунок 2).

Таблица 1

Нагрузка на 1 м2 плиты

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Нагрузка | Нормативная нагрузка, кН/м2 | Коэффициент надежности по нагрузке | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| Постоянная |  |  |  |
| Слой изопласта К *qк1* = 5 кг/м2 *(*ТУ 5774-005-05766480-95)  | *qк1 \* g* \* *γn* / 1000 = 5 \* 9.81 \* 0.95/1000 = 0.047 | 1.3 | 0.061 |
| Слой изопласта П *qк2* = 5.5 кг/м2 *(*ТУ 5774-005-05766480-95)  | *qк2 \* g* \* *γn* / 1000 = 5.5 \* 9.81 \* 0.95/1000 = 0.051 | 1.3 | 0.067 |
| Слой рубероида *qк3* = 5 кг/м2 *(*ГОСТ 10923-93)  | *qк3 \* g* \* *γn* / 1000 = 5 \* 9.81 \* 0.95/1000 = 0.047 | 1.3 | 0.061 |
| Фанера клеёная (2 обшивки) *δф =* 0.014 м, *ρф* = 600 кг/м3 (ГОСТ 8673-93)  | *ρф \* δф \* g* \* *γn* / 1000 = 600 \* 0.014 \* 9.81 \* 0.95/1000 = 0.078 | 1.1 | 0.086 |
| Картон *qк* = 3 кг/м2 *(*ГОСТ 9347-74)  | *qк \* g* \* *γn* / 1000 = 3 \* 9.81 \* 0.95/1000 = 0.028 | 1.1 | 0.031 |
| Продольные ребра сечением *bр \* hр* = 45 \* 145 мм, *n* = 5 шт, *ρд =* 500 кг/м3 (ГОСТ 24454-80)  | *ρо \* bр \* hр \* n \* g \* γn / (1000 \* b)* = 500 \* 0.045 \* 0.145 \* 5 \* 9.81 \* 0.95/ (1000 \* 1.5) = 0.101 | 1.1 | 0.111 |
| Бруски образующие четверти *b \* h* = 45 \* 70 мм, *n* = 2 шт, *ρд =* 500 кг/м3 (ГОСТ 24454-80)  | *ρо \* bр \* hр \* n \* g \* γn / (1000 \* b)* = 500 \* 0.045 \* 0.07 \* 2 \* 9.81 \* 0.95/ (1000 \* 1.5) = 0.020 | 1.1 | 0.022 |
| Прижимные бруски *b* \* *h* = 25 \* 25 мм, *n* = 8 шт, *ρд =* 500 кг/м3 (ГОСТ 24454-80)  | *ρо \* bр \* hр \* n \* g \* γn / (1000 \* b* = 500 \* 0.025 \* 0.025 \* 8 \* 9.81 \* 0.95/ (1000 \* 1.5) = 0.016 | 1.1 | 0.017 |
| Минераловатные плиты *δо =* 0.12 м, *ρо =* 75 кг/м3 (ГОСТ 9573-96)  | *ρо \* δо \* g* \* *γn* / 1000 = 75 \* 0.12 \* 9.81 \* 0.95/1000 = 0.084 | 1.2 | 0.101 |
| Слой битума *δб =* 0.002 м, *ρб =* 1000 кг/м3 (ГОСТ 6617-76)  | *ρб \* δо \* g* \* *γn* / 1000 = 1000 \* 0.002\* 9.81 \* 0.95/1000 = 0.019 | 1.3 | 0.024 |
| ИТОГО | ***qн. пост* = 0.490** | **-** | ***qр. пост* = 0.580** |
| Временная |  |  |  |
| Снеговая нагрузка | 0.56 | 1.43 | 0.8 |
| **ВСЕГО** | ***qн* = 1.050** |  | ***qр* = 1.380** |

Погонная нормативная и расчетная нагрузки:

qн = qн \* bп, q = qр \* bп,

*qн* = 1.05 \* 1.5 = 1.57 кН/м,

*q* = 1.38 \* 1.5 = 2.07 кН/м.

Расчетный пролет плиты:

lp = lп - 20 - 2 \* 2 \* lоп / 3 (мм),

где 20 мм - зазор между плитами в продольном направлении; *lоп* - длина площадки опирания плиты на раму:

*lp* = 4500 - 20 - 2 \* 2 \* 60/3 = 4400 мм.

Изгибающий момент:

Ммах = q \* lp2/8,*Ммах* = 2.07 \* 4.42/8 = 5.01 кН\*м.

Поперечная сила:

Qmax = q \* l / 2,*Qmax* = 2.07 \* 4.4/2 = 4.55 кН.

## 2.4.3 Расчёт плиты по первой группе предельных состояний

а) Проверка устойчивости верхней сжатой обшивки плиты

Проверку устойчивости сжатой обшивки проводим по формуле:

σc = Mрасч / (φф \* Wпрв) ≤ Rф. с,

где *φф* - коэффициент продольного изгиба фанеры при *а0/δ1* = 305/8 = 38.13 < 50 равен:

φф = 1 - (а0/δ) 2/5000,*φф* = 1 - 38.132/5000 = 0.71.

*σc* = 5.01 \* 106/ (0.71 \* 2192520) = 3.2 МПа < *Rф. с* = 12 МПа,

следовательно, устойчивость верхней сжатой обшивки плиты обеспечена.

б) Проверка прочности нижней растянутой обшивки плиты

Проверку прочности растянутой обшивки проводим по формуле:

σр = Mрасч / Wпрн ≤ mв \* Rф. р,

где *mв* = 0.6 - коэффициент снижения расчётного сопротивления.

*σр* = 5.01 \* 16/ 2043481 = 2.5 МПа ≤ *mф \* Rф. р* = 0.6 \* 14 = 8.4 МПа,

следовательно, прочность нижней растянутой обшивки плиты обеспечена.

в) Проверка прочности крайних волокон рёбер

Напряжения в рёбрах плиты:

в крайнем сжатом волокне:

σи = Mрасч \* y1/Iпр ≤ Rи,

где *у1 = hпр - y0 - δ1* = 159 - 82 - 8 = 69 мм.

*σи* = 5.01 \* 106 \* 69/168172612 = 2.0 МПа < *Rи* =13 МПа,

следовательно, прочность крайнего сжатого волокна рёбра плиты обеспечена;

в крайнем растянутом волокне:

σи = Mрасч \* y2/Iпр ≤ Rи,

где *у2 = y0 - δ2* = 82 - 6 = 76 мм.

*σи* = 5.01 \* 106 \* 76/168172612 = 2.3 МПа < *Rи* =13 МПа,

следовательно, прочность крайнего растянутого волокна рёбра плиты обеспечена.

г) Проверка прочности на скалывание обшивки по шву

Проверка касательных напряжений по скалыванию между шпонами фанеры верхней обшивки в местах приклеивания её к рёбрам:

τ = Qmax \* Sф / (Iпр \* Σbр) ≤ Rф. ск,

где *Sф* - статический момент обшивки относительно оси плиты:

Sф = Fфв \* (hпр - y0 - δ1/2),

*Sф* = 10404 \* (159 - 82 - 8/2) = 756401 мм2.

*τ* = 4.55 \* 756401 \* 103/ (168172612 \* 225) = 0.09 МПа < *Rф. ск* = 0.8 МПа,

следовательно, прочность на скалывание обшивки по шву обеспечена.

д) Проверка прочности на скалывание продольных ребер плиты

Проверку прочности на скалывание продольных ребер плиты проверяем по формуле:

τ = Qmax \* Sпр / (Iпр \* Σbр) ≤ Rск,

где *Sпр* - приведенный статический момент половины сечения относительно нейтральной оси:

Sпр = Fp \* (δ1 + hp / 2 - (hпл - y0)), *Sпр* = 32625 \* (8 + 145/2 - (159 - 82)) = 123881 мм3. *τ* = 4.55 \* 123881\* 103/ (17120 \* 22.5) = 0.01 кН < *Rск* = 1.6 МПа,

следовательно, прочность на скалывание продольных ребер плиты обеспечена.

## 2.4.4 Расчёт плиты по второй группе предельных состояний

Для относительного прогиба плиты должно выполнятся условие:

f / l = 5 \* qн \* lp3/ (384 \* 0.7 \* Eф \* Iпр) ≤ 1/250,*f / l* = 5 \* 1.57 \* 44003/ (384 \* 0.7 \* 9000 \* 168172612) = 0.0016 < 1/250 = 0.004,

следовательно, относительный прогиб плиты меньше максимально допустимого.

## 2.4.5 Расчёт компенсатора

Над опорой плиты может произойти поворот торцевых кромок и раскрытие шва шириной:

аш = 2 \* hоп \* tgΘ,

где *hоп* - высота плиты на опоре;

*Θ* - угол поворота опорной грани плиты:

tgΘ = pсн \* l3/ (24 \* Eф \* Iпр),

*pсн* - снеговая нагрузка на плиту:

pсн = S \* bп,

*pсн* = 0.8 \* 1.5 = 1.2 кН,

*tgΘ* = 1.2 \* 44003/ (24 \* 9000 \* 168172612) = 0.003.

*аш* = 2 \* 159 \* 0.003 = 0.9 мм.

Расчёт компенсатора в виде отрезков полиэфирных стеклопластиковых волнистых листов толщиной *δсп* = 5 мм при волне 50 \* 167 мм производим при *аш* = 0.9 мм.

Напряжение при изгибе стеклопластика:

σ = аш \* Eст \* δсп / (π \* R2) ≤ Rст. и,

где *Ест* = 300 МПа - модуль упругости полиэфирного стеклопластика,

*Rст. и* = 1.5 МПа - расчётное сопротивление полиэфирного стеклопластика при изгибе,

*R* = 50 мм- радиус скругления.

*σ* = 0.1 \* 300 \* 5/ (π \* 502) = 0.17 МПа < *Rст. и* = 1.5 МПа, следовательно, прочность обеспечена.

## 3. Проектирование рамы

## 3.1 Расчетная схема рамы. Сбор нагрузок на раму

## 3.1.1 Расчетная схема рамы

Расчетная схема - трехшарнирная рама с шарнирами в опорах и коньке. Очертание рамы принято по линии, соединяющей центры тяжести сечений.

Координаты центров тяжести сечений рамы определяются из чертежа рамы. Начало координат располагается в центре опорного шарнира.

Высота расчетной схемы рамы:

lрам. y = H - hк / 2,*lрам. y* = 6000 - 175 = 5825 мм.

Проекция длины стойки на вертикальную ось:

lс. y = Hк - ас, *lс. y* = 3000 - 422 = 2578 мм.

Проекция длины ригеля на вертикальную ось:

lр. y = lрам. y - lс. y, *lр. y* = 5825 - 2578 = 3247 мм.

Длина расчетной схемы рамы:

lрам. x = l - hп,

*lрам. y* = 24000 - 650 = 23350 мм.

Проекция длины стойки на горизонтальную ось:

lс. x = lс. y \* tgα4,*lс. x* = 2578 \* tg4.77° = 215 мм.

Проекция длины ригеля на горизонтальную ось:

lр. x = 0.5 \* lрам. x - lс. x,

*lр. x* = 0.5 \* 23350 - 215 = 3247 мм.

Расчетная схема поперечной рамы изображена на рисунке 7.

Рисунок 7. Расчетная схема поперечной рамы

## 3.1.2 Постоянная нагрузка

Нагрузка на 1 м2 плиты (постоянная и снеговая) определена в таблице 1.

Постоянная нагрузка на 1 п. м. ригеля от веса кровли:

qкр = B \* qр***.* пост** / cosα1,*qкр* = 4.5 \* 0.58/cos14.04° = 2.53 кН/м.

Расчетный собственный вес рамы:

qсв = (qн. пост + S0) \* B \* γf / ( (1000/ (l \* kсв)) - 1),

*qсв* = (0.49 + 0.56) \* 4.5 \* 1.1/ ( (1000/ (24 \* 8)) - 1) = 1.43 кН/м.

Постоянная нагрузка на 1 п. м. ригеля рамы:

q = qкр + qсв,

*q* = 2.53 + 1.43 *=*3.96 кН/м.

## 3.1.3 Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка на 1 п. м. ригеля:

s = B \* S / cosα1,*s* = 4.5 \* 0.56/cos14.04° = 2.60 кН/м.

## 3.1.4 Ветровая нагрузка

Расчетная погонная ветровая нагрузка на *i*-ую сторону рамы:

Wi = Wm \* В \* γf = W0 \* k \* cei \* В\* γf,

где *Wm* - нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки *Wm* на высоте *z <* 10 мнад поверхностью земли:

Wm = W0 \* k \* cei,

*k* - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, *k* = 1. *сei* - аэродинамический коэффициент, зависящий от отношения *Hк / l* и *α,* при *α* = 14.04°, *Hк / l =* 3/24 = 0.125: со стороны левой стойки рамы: *сe1 =* 0.8,со стороны правой стойки рамы: *сe2 = -* 0.5,со стороны левого ригеля рамы: *сe3 =* 0.01,со стороны правого ригеля рамы: *сe4 = -* 0.4*.*

Расчетная погонная ветровая нагрузка при действии ветра слева на:

левой стойке рамы: *W1* = 0.38 \* 1 \* 0.8 \* 4.5 \* 1.4 = 1.92 кН/м,

правой стойке рамы: *W2* = - 0.38 \* 1 \* 0.5 \* 4.5 \* 1.4 = - 1.20 кН/м,

левом ригеле рамы: *W3* = 0.38 \* 1 \* 0.01 \* 4.5 \* 1.4 = 0.02 кН/м,

правом ригеле рамы: *W4* = - 0.38 \* 1\* 0.4 \* 4.5 \* 1.4 = - 0.96 кН/м.

Разложим ветровую нагрузку, действующую нормально к скатам кровли на вертикальную и горизонтальную составляющие:

левом (правом) ригеле рамы:

W3 (4) в = W3 (4) \* cosα1,W3 (4) г = W3 (4) \* sinα1.

*W3в* = 0.02 \* cos14.04° = 0.02 кН/м,

*W3г* = 0.02 \* sin14.04° = 0.01 кН/м,

*W4в* = - 0.96 \* cos14.04° = - 0.93 кН/м,

*W4г* = - 0.96 \* sin14.04° = - 0.23 кН/м.

## 3.2 Статический расчет рамы

## 3.2.1 Усилия от постоянной нагрузки

Опорные реакции от постоянной нагрузки:

Vq = VAq = VBq = q \* lрам. x / 2,*Vq =* *VAq = VBq =* 3.96 \* 23.35/2 = 46.26 кН.

Распор от постоянной нагрузки

Hq = HAq = HBq = q \* lрам. x2/ (8 \* lрам. y),

*Hq* *=* 3.96 \* 23.352/ (8 \* 5.825) = 46.36 кН.

Изгибающие моменты в *i*-ом сечении полурамы от постоянной нагрузки:

Mqi = Vq \* xi - 0.5 \* q \* xi2 - Hq \* yi,

где *xi, yi* - координаты центра тяжести *i*-ого сечения:

для ригеля *yi = y3 + (xi - lс. x) \* tgα2, xi* кратно 1.5 м;

для стойки *xi = yi \* tgα4.*

Продольная и поперечная силы в *i*-ом сечении полурамы от постоянной нагрузки:

Nqi = - (Vq - q \* xi) \* sinφi - Hq \* cosφi,

Qqi = - (Vq - q \* xi) \* cosφi + Hq \* sinφi,

где *φi* - угол наклона касательной к горизонтали.

Расчет изгибающих моментов, продольных и поперечных сил в *i*-ом сечении полурамы от постоянной нагрузки проведем в таблице 2.

Таблица 2

Расчет усилий в *i*-ом сечении полурамы от постоянной нагрузки

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечение | Координаты сечения | *xi2* | *Vq \* xi* | *0.5 \* q \* xi2* | *Hq \* yi* | *Mqi* | *φi* |  *(Vq - q \* xi)*  | *Nqi* | *Qqi* |
| *xi* | *yi* |
| - | м | м | м2 | кН\*м | кН\*м | кН\*м | кН\*м | градус | кН | кН | кН |
| 0 | 0 | 0 | 0.000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 85.23 | 46.26 | -49.9 | 42.4 |
| 1 | 0.075 | 0.900 | 0.006 | 3.5 | 0.0 | 41.7 | -38.3 | 85.23 | 45.96 | -49.7 | 42.4 |
| 2 | 0.180 | 2.157 | 0.032 | 8.3 | 0.1 | 100.0 | -91.7 | 85.23 | 45.54 | -49.2 | 42.4 |
| 3 | 0.215 | 2.578 | 0.046 | 9.9 | 0.1 | 119.5 | -109.7 | 85.23 | 45.40 | -49.1 | 42.4 |
| 4 | 0.621 | 2.693 | 0.386 | 28.7 | 0.8 | 124.9 | -96.9 | 15.82 | 43.80 | -56.5 | -29.5 |
| 4л | 0.727 | 2.723 | 0.529 | 33.6 | 1.0 | 126.2 | -93.7 | 15.82 | 43.38 | -56.4 | -29.1 |
| 5 | 1.175 | 2.850 | 1.381 | 54.4 | 2.7 | 132.1 | -80.5 | 15.82 | 41.60 | -55.9 | -27.4 |
| 6 | 2.675 | 3.275 | 7.156 | 123.7 | 14.2 | 151.8 | -42.3 | 15.82 | 35.66 | -54.3 | -21.7 |
| 7 | 4.175 | 3.700 | 17.431 | 193.1 | 34.5 | 171.5 | -12.9 | 15.82 | 29.71 | -52.7 | -16.0 |
| 8 | 5.675 | 4.125 | 32.206 | 262.5 | 63.8 | 191.2 | 7.5 | 15.82 | 23.77 | -51.1 | -10.2 |
| 9 | 7.175 | 4.550 | 51.481 | 331.9 | 102.0 | 210.9 | 19.0 | 15.82 | 17.83 | -49.5 | -4.5 |
| 10 | 8.675 | 4.975 | 75.256 | 401.3 | 149.1 | 230.6 | 21.6 | 15.82 | 11.89 | -47.8 | 1.2 |
| 11 | 10.175 | 5.400 | 103.531 | 470.7 | 205.1 | 250.3 | 15.2 | 15.82 | 5.94 | -46.2 | 6.9 |
| 12 | 11.675 | 5.825 | 136.306 | 540.0 | 270.0 | 270.0 | 0.0 | 15.82 | 0.00 | -44.6 | 12.6 |

## 3.2.2 Усилия от снеговой нагрузки

Опорные реакции от снеговой нагрузки:

Vs = VAs = VBs = s \* lрам. x / 2,

*Vs =* *VAs = VBs =* 2.60 \* 23.35/2 = 30.33 кН.

Распор от снеговой нагрузки:

Hs = HAs = HBs = s \* lрам. x2/ (8 \* lрам. y),

*Hs* *=* 2.60 \* 23.352/ (8 \* 5.825) = 30.39 кН.

Изгибающие моменты *i*-ом сечении полурамы от снеговой нагрузки:

Msi = Vs \* xi - 0.5 \* s \* xi2 - Hs \* yi,

Продольная и поперечная силы в *i*-ом сечении полурамы от снеговой нагрузки:

Nsi = - (Vs - s \* xi) \* sinφi - Hq \* cosφi,

Qsi = - (Vs - s \* xi) \* cosφi + Hq \* sinφi.

Расчет изгибающих моментов, продольных и поперечных сил в *i*-ом сечении полурамы от снеговой нагрузки проведем в таблице 3.

Таблица 3

Расчет усилий в *i*-ом сечении полурамы от снеговой нагрузки

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечение | Координаты сечения | *xi2* | *Vs \* xi* | *s \* xi2/2* | *Hs \* yi* | *Msi* | *φi* |  *(Vs - s \* xi)*  | *Nsi* | *Qsi* |
| *xi* | *yi* |
| - | м | м | м2 | кН\*м | кН\*м | кН\*м | кН\*м | градус | кН | кН | кН |
| 0 | 0 | 0 | 0.000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 85.23 | 30.33 | -32.75 | 27.77 |
| 1 | 0.075 | 0.900 | 0.006 | 2.3 | 0.0 | 27.4 | -25.1 | 85.23 | 30.13 | -32.55 | 27.78 |
| 2 | 0.180 | 2.157 | 0.032 | 5.5 | 0.0 | 65.5 | -60.1 | 85.23 | 29.86 | -32.28 | 27.81 |
| 3 | 0.215 | 2.578 | 0.046 | 6.5 | 0.1 | 78.4 | -71.9 | 85.23 | 29.77 | -32.19 | 27.81 |
| 4 | 0.621 | 2.693 | 0.386 | 18.8 | 0.5 | 81.9 | -63.5 | 15.82 | 28.71 | -37.07 | -19.34 |
| 4л | 0.727 | 2.723 | 0.529 | 22.0 | 0.7 | 82.8 | -61.4 | 15.82 | 28.44 | -36.99 | -19.08 |
| 5 | 1.175 | 2.850 | 1.381 | 35.6 | 1.8 | 86.6 | -52.8 | 15.82 | 27.27 | -36.68 | -17.96 |
| 6 | 2.675 | 3.275 | 7.156 | 81.1 | 9.3 | 99.5 | -27.7 | 15.82 | 23.38 | -35.61 | -14.21 |
| 7 | 4.175 | 3.700 | 17.431 | 126.6 | 22.6 | 112.5 | -8.5 | 15.82 | 19.48 | -34.55 | -10.46 |
| 8 | 5.675 | 4.125 | 32.206 | 172.1 | 41.8 | 125.4 | 4.9 | 15.82 | 15.59 | -33.49 | -6.71 |
| 9 | 7.175 | 4.550 | 51.481 | 217.6 | 66.9 | 138.3 | 12.4 | 15.82 | 11.69 | -32.43 | -2.96 |
| 10 | 8.675 | 4.975 | 75.256 | 263.1 | 97.7 | 151.2 | 14.1 | 15.82 | 7.79 | -31.36 | 0.79 |
| 11 | 10.175 | 5.400 | 103.531 | 308.6 | 134.5 | 164.1 | 10.0 | 15.82 | 3.90 | -30.30 | 4.54 |
| 12 | 11.675 | 5.825 | 136.306 | 354.1 | 177.0 | 177.0 | 0.0 | 15.82 | 0.00 | -29.24 | 8.28 |

## 3.2.3 Усилия от ветровой нагрузки

Вертикальные опорные реакции от ветровой нагрузки:

VBW = ( (W2 - W1) \* 0.5 \* Hк2 + (W4г - W3г) \* (Hк + 0.5 \* Нкр) \* Нкр - W3в \* 0.125 \* lpам. x2 + W4в \* 0.375 \* lрам. x2) / ( - lрам. x),

VAW = ( (W2 - W1) \* 0.5 \* Hк2 + (W4г - W3г) \* (Hк + 0.5 \* Нкр) \* Нкр + W3в \* 0.375 \* lpам. x2 + W4в \* 0.125 \* lрам. x2) / lрам. x,

*VBW* = ( (-1.20 - 1.92) \* 0.5 \* 32 + (-0.23 - 0.01) \* (3 + 0.5 \* 2.825) \* 2.825 - 0.02 \* 0.125 \* 23.352 - 0.93 \* 0.375 \* 23.352) / ( - 23.35) = - 7.34 кН,

*VAW* = ( (-1.20 - 1.92) \* 0.5 \* 32 + ( - 0.23 - 0.01) \* (3 + 0.5 \* 2.825) \* 2.825 + 0.02 \* 0.375 \* 23.352 + - 0.93 \* 0.125 \* 23.352) / 23.35 = - 3.24 кН.

Горизонтальные опорные реакции от ветровой нагрузки:

HAW = (W1 \* (lрам. y - 0.5 \*Hk) \* Hk + 0.5 \* W3г \* Hkp2 + W3в \* 0.125 \* lрам. x2 - VAW \* lрам. x \* 0.5) / ( - lрам. y),

HВW = (W2 \* (lрам. y - 0.5 \*Hk) \* Hk + 0.5 \* W4г \* Hkp2 + W4в \* 0.125 \* lрам. x2 - VВW \* lрам. x \* 0.5) / ( - lрам. y),

*HAW* = (1.92 \* (5.825 - 0.5 \* 3) \* 3 + 0.5 \* 0.01 \* 2.8252 + 0.02 \* 0.125 \* 23.352 - 3.24 \* 23.35 \* 0.5) / ( - 5.825) = - 11.03 кН.

*HВW* = (-1.20 \* (5.825 - 0.5 \* 3) \* 3 + 0.5 \* - 0.23 \* 2.8252 + - 0.93 \* 0.125 \* 23.352 - 7.34 \* 23.35 \* 0.5) / ( - 5.825) = - 1.02 кН.

Изгибающие моменты в *i*-ом сечении полурамы от ветровой нагрузки:

в точках 0 - 5:

MWi = - HAW \* yi + VAW \* xi - 0.5 \* W1 \* yi2 - 0.5 \* W3в \* xi2,в точках 6 - 12:

MWi = - HAW \* yi + VAW \* xi - 0.5 \* W3в \* xi2 - W1 \* (yi - 0.5 \* Hk) \* Hk - 0.5 \* W3г \* (yi - Hk) 2,в точках 0’ - 5’:

MWi = HBW \* yi - VBW \* xi + 0.5 \* W2 \* yi2 + 0.5 \* W4в \* xi2,в точках 6’ - 11’:

MWi = HBW \* yi - VBW \* xi + 0.5 \* W4в \* xi2 - W2 \* (yi - 0.5 \* Hk) \* Hk + 0.5 \* W4г \* (yi - Hk) 2.

Продольная и поперечная силы в *i*-ом сечении полурамы от ветровой нагрузки:

в точках 0 - 5:

NWi = - (VAW - W3в \* xi) \* sinφi - (HAW + W1 \* yi) \* cosφi,

QWi = - (VAW - W3в \* xi) \* cosφi + (HAW + W1 \* yi) \* sinφi,

в точках 6 - 12:

NWi = - (VAW - W3в \* xi) \* sinφi - (HAW + W1 \* Hk + W3г \* (yi - Hk)) \* cosφi,

QWi = - (VAW - W3в \* xi) \* cosφi + (HAW + W1 \* Hk + W3г \* (yi - Hk)) \* sinφi,

в точках 0’ - 5’:

NWi = - (VBW - W4в \* xi) \* sinφi - (HBW + W2 \* yi) \* cosφi,

QWi = - (VBW - W4в \* xi) \* cosφi + (HBW + W2 \* yi) \* sinφi,

в точках 6’ - 11’:

NWi = - (VBW - W4в \* xi) \* sinφi - (HBW + W2 \* Hk + W4г \* (yi - Hk)) \* cosφi,

QWi = - (VBW - W4в \* xi) \* cosφi + (HBW + W2 \* Hk + W4г \* (yi - Hk)) \* sinφi,

Расчет изгибающих моментов, продольных и поперечных сил в *i*-ом сечении полурамы от ветровой нагрузки проведем в таблице 4.

Таблица 4

Расчет изгибающих моментов, продольных и поперечных сил в *i*-ом сечении полурамы от ветровой нагрузки

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сече-ние | Координаты сечения | *HAW \* yi* | *VAW \* xi* | *0.5 \* W1 \* yi2* | *0.5 \* W3в \* xi2* | *W1 \* (yi - 0.5 \* Hk) \* Hk* | *0.5 \* W3г \* (yi - Hk) 2* | *MWi* | *Nsi* | *Qsi* |
| *xi* | *yi* |
| - | м | м | кН\*м | кН\*м | кН\*м | кН\*м | кН\*м | кН\*м | кН\*м | кН | кН |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | -8.6 | 0.0 | 0 | 4.1 | -10.7 |
| 1 | 0.075 | 0.900 | -9.93 | -0.24 | 0.8 | 0.00 | -3.4 | 0.0 | 8.9 | 4.0 | -9.0 |
| 2 | 0.180 | 2.157 | -23.79 | -0.58 | 4.5 | 0.00 | 3.8 | 0.0 | 18.8 | 3.8 | -6.6 |
| 3 | 0.215 | 2.578 | -28.44 | -0.70 | 6.4 | 0.00 | 6.2 | 0.0 | 21.4 | 3.7 | -5.8 |
| 4 | 0.621 | 2.693 | -29.71 | -2.01 | 6.9 | 0.00 | 6.9 | 0.0 | 20.7 | 6.5 | 1.5 |
| 4л | 0.727 | 2.723 | -30.04 | -2.36 | 7.1 | 0.01 | 7.0 | 0.0 | 20.6 | 6.5 | 1.6 |
| 5 | 1.175 | 2.850 | -31.44 | -3.81 | 7.8 | 0.02 | 7.8 | 0.0 | 19.8 | 6.3 | 1.6 |
| 6 | 2.675 | 3.275 | -36.13 | -8.68 | 10.3 | 0.08 | 10.2 | 0.0 | 17.2 | 6.0 | 1.9 |
| 7 | 4.175 | 3.700 | -40.82 | -13.54 | 13.1 | 0.19 | 12.6 | 0.0 | 14.4 | 6.0 | 2.1 |
| 8 | 5.675 | 4.125 | -45.50 | -18.40 | 16.3 | 0.36 | 15.1 | 0.0 | 11.7 | 6.0 | 2.4 |
| 9 | 7.175 | 4.550 | -50.19 | -23.27 | 19.8 | 0.57 | 17.5 | 0.0 | 8.8 | 6.0 | 2.6 |
| 10 | 8.675 | 4.975 | -54.88 | -28.13 | 23.7 | 0.84 | 20.0 | 0.0 | 5.9 | 6.0 | 2.9 |
| 11 | 10.175 | 5.400 | -59.57 | -33.00 | 27.9 | 1.15 | 22.4 | 0.0 | 3.0 | 6.0 | 3.2 |
| 12 | 11.675 | 5.825 | -64.25 | -37.86 | 32.5 | 1.52 | 24.8 | 0.0 | 0.0 | 6.0 | 3.4 |
| 0’ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5.4 | -1.0 | 0 | 7.4 | -0.4 |
| 1’ | 0.075 | 0.900 | -0.92 | -0.6 | -0.48 | 0.00 | 2.2 | -0.5 | 0.9 | 7.4 | -1.5 |
| 2’ | 0.180 | 2.157 | -2.20 | -1.3 | -2.78 | -0.02 | -2.4 | -0.1 | 3.7 | 7.5 | -3.0 |
| 3’ | 0.215 | 2.578 | -2.64 | -1.6 | -3.98 | -0.02 | -3.9 | 0.0 | 5.1 | 7.5 | -3.5 |
| 4’ | 0.621 | 2.693 | -2.75 | -4.6 | -4.34 | -0.18 | -4.3 | 0.0 | 2.7 | 5.9 | 5.4 |
| 4п | 0.727 | 2.723 | -2.78 | -5.3 | -4.44 | -0.25 | -4.4 | 0.0 | 2.1 | 5.9 | 5.2 |
| 5’ | 1.175 | 2.850 | -2.91 | -8.6 | -4.86 | -0.64 | -4.8 | 0.0 | -0.2 | 6.0 | 4.8 |
| 6’ | 2.675 | 3.275 | -3.35 | -19.6 | -6.42 | -3.32 | -6.4 | 0.0 | -6.6 | 5.8 | 3.4 |
| 7’ | 4.175 | 3.700 | -3.78 | -30.7 | -8.19 | -8.10 | -7.9 | -0.1 | -10.8 | 5.5 | 2.0 |
| 8’ | 5.675 | 4.125 | -4.22 | -41.7 | -10.18 | -14.96 | -9.4 | -0.1 | -12.9 | 5.3 | 0.7 |
| 9’ | 7.175 | 4.550 | -4.65 | -52.7 | -12.39 | -23.91 | -11.0 | -0.3 | -12.9 | 5.0 | -0.7 |
| 10’ | 8.675 | 4.975 | -5.09 | -63.7 | -14.81 | -34.96 | -12.5 | -0.5 | -10.7 | 4.7 | -2.1 |
| 11’ | 10.175 | 5.400 | -5.52 | -74.7 | -17.45 | -48.09 | -14.0 | -0.7 | -6.4 | 4.4 | -3.4 |
| 12’ | 11.675 | 5.825 | -5.95 | -85.7 | -20.31 | -63.31 | -15.5 | -0.9 | 0.0 | 4.1 | -4.8 |

## 3.2.4 Усилия от сочетания нагрузок

Расчетные реакции в опорном узле от сочетания нагрузок:

*V* = 76.6 кН,

*H* = 76.7 кН.

Усилия от сочетания нагрузок приведены в таблице 5.

Таблица 5

Усилия от сочетания нагрузок

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *Mqi* | Msi | MWi лев | MWi пр | Mmax+ | Mmax- | M | Nqi | Nsi | NWi лев | NWi пр | Nmax+ | Nmax- | N | Qqi | Qsi | QWi лев | QWi пр | Qmax+ | Qmax- | *Q* |
| кН\*м | кН |
| 0.0 | 0.0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -49.9 | -32.75 | 4.1 | 7.4 | 7.4 | -82.7 | -82.7 | 42.4 | 27.77 | -10.7 | -0.4 | 70.1 | -10.7 | 70.1 |
| -38.3 | -25.1 | 8.9 | -0.9 | 8.9 | -64.2 | -64.2 | -49.7 | -32.55 | 4.0 | 7.4 | 7.4 | -82.2 | -82.2 | 42.4 | 27.78 | -9.0 | -1.5 | 70.2 | -9.0 | 70.2 |
| -91.7 | -60.1 | 18.8 | -3.7 | 18.8 | -155.5 | -155.5 | -49.2 | -32.28 | 3.8 | 7.5 | 7.5 | -81.5 | -81.5 | 42.4 | 27.81 | -6.6 | -3.0 | 70.2 | -6.6 | 70.2 |
| -109.7 | -71.9 | 21.4 | -5.1 | 21.4 | -186.6 | -186.6 | -49.1 | -32.19 | 3.7 | 7.5 | 7.5 | -81.3 | -81.3 | 42.4 | 27.81 | -5.8 | -3.5 | 70.2 | -5.8 | 70.2 |
| -96.9 | -63.5 | 20.7 | -2.7 | 20.7 | -163.1 | -163.1 | -56.5 | -37.07 | 6.5 | 5.9 | 6.5 | -93.6 | -93.6 | -29.5 | -19.34 | 1.5 | 5.4 | 5.4 | -48.8 | -48.8 |
| -93.7 | -61.4 | 20.6 | -2.1 | 20.6 | -157.2 | -157.2 | -56.4 | -36.99 | 6.5 | 5.9 | 6.5 | -93.4 | -93.4 | -29.1 | -19.08 | 1.6 | 5.2 | 5.2 | -48.2 | -48.2 |
| -80.5 | -52.8 | 19.8 | 0.2 | 19.8 | -133.3 | -133.3 | -55.9 | -36.68 | 6.3 | 6.0 | 6.3 | -92.6 | -92.6 | -27.4 | -17.96 | 1.6 | 4.8 | 4.8 | -45.3 | -45.3 |
| -42.3 | -27.7 | 17.2 | 6.6 | 17.2 | -70.0 | -70.0 | -54.3 | -35.61 | 6.0 | 5.8 | 6.0 | -89.9 | -89.9 | -21.7 | -14.21 | 1.9 | 3.4 | 3.4 | -35.9 | -35.9 |
| -12.9 | -8.5 | 14.4 | 10.8 | 14.4 | -21.4 | -21.4 | -52.7 | -34.55 | 6.0 | 5.5 | 6.0 | -87.3 | -87.3 | -16.0 | -10.46 | 2.1 | 2.0 | 2.1 | -26.4 | -26.4 |
| 7.5 | 4.9 | 11.7 | 12.9 | 25.3 | 4.9 | 25.3 | -51.1 | -33.49 | 6.0 | 5.3 | 6.0 | -84.6 | -84.6 | -10.2 | -6.71 | 2.4 | 0.7 | 2.4 | -16.9 | -16.9 |
| 19.0 | 12.4 | 8.8 | 12.9 | 44.3 | 8.8 | 44.3 | -49.5 | -32.43 | 6.0 | 5.0 | 6.0 | -81.9 | -81.9 | -4.5 | -2.96 | 2.6 | -0.7 | 2.6 | -8.2 | -8.2 |
| 21.6 | 14.1 | 5.9 | 10.7 | 46.4 | 5.9 | 46.4 | -47.8 | -31.36 | 6.0 | 4.7 | 6.0 | -79.2 | -79.2 | 1.2 | 0.79 | 2.9 | -2.1 | 4.9 | -2.1 | 4.9 |
| 15.2 | 10.0 | 3.0 | 6.4 | 31.7 | 3.0 | 31.7 | -46.2 | -30.30 | 6.0 | 4.4 | 6.0 | -76.5 | -76.5 | 6.9 | 4.54 | 3.2 | -3.4 | 14.6 | -3.4 | 14.6 |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -44.6 | -29.24 | 6.0 | 4.1 | 6.0 | -73.8 | -73.8 | 12.6 | 8.28 | 3.4 | -4.8 | 24.3 | -4.8 | 24.3 |

## 3.3 Подбор и проверка прочности и устойчивости сечений элементов рамы

## 3.3.1 Подбор сечений элементов рамы

Требуемый момент сопротивления:

Wрасчтр = M4/ (mв \* mо \* Rр),

где *Rр* = 9 МПа - расчетное сопротивление клееных элементов из древесины 2 сорта растяжению вдоль волокон, *mв* = 1 - коэффициент условий работы, для конструкций внутри отапливаемых помещений при температуре до 35 С, относительной влажности воздуха до 60%, *mо* = 0.8 - коэффициент ослабления расчетного сечения.

*Wрасчтр* = 163.1 \* 1000/ (1 \* 9 \* 0.8) = 22657 см3.

Требуемый момент инерции:

Ixтр = Wрасчтр \* h / 2,*Ixтр* = 22657 \* 108/2 = 1223488 см4.

Принимаем толщину фанерной стойки *δ* = 14 мм определим момент инерции пояса относительно нейтральной оси:

Ixп = Ixтр - Ixф = Ixтр - Σδф \* h3 \* Eф / (12 \* Eд),

где: *Ixф* - момент инерции стенок относительно нейтральной оси;

*Iп* - момент инерции пояса относительно собственный оси.

*Ixп* = 1223488 - 2.8 \* 1083 \* 9000/ (12 \* 10000) = 958948 см4.

Рисунок 8. Сечение ригеля рамы в т 4л.

Пренебрегая *Iп* (ввиду его малости), что пойдет в запас прочности, находим площадь сечения пояса:

Aп = 0.5 \* Ixп / (h / 2) 2,*Aп* = 0.5 \* 958948/ (108/2) 2 = 164 см2.

Принимаем ширину досок *bп* = 12 см, тогда суммарная толщина досок пояса:

Σδп = Aп / bп,

*Σδп* = 164/12 = 13.7 см.

Принимаем толщину доски пояса *t* = 2.7 см, тогда количество досок в поясе:

n = Σδп / t, *n =* 13/2.7 = 5.07.

Принимаем пояса из 5 досок сечением толщиной *t* \* *bп* = 2.7 \* 12 cм, с *Σδп* = 5 \* 2.7 = 13.5 см. Сечение ригеля рамы в т 4л изображено на рисунке 8.

## 3.3.2 Проверка прочности сечений элементов рамы

а) Расчет прочности внецентренно-сжатых элементов рамы

Расчет сечений элементов рамы проводим в табличной форме (таблица 6) по формуле прочности внецентренно-сжатого элемента:

σi = INiI / Fрасчi + MДi / Wрасчi ≤ Rс,

где *MД* - изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок:

MДi = IMiI / ξi,

*ξi* - коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле:

ξi = 1 - INiI / (φi \* Rс \* Fпрi),

*φi* - коэффициент продольного изгиба зависящий от гибкости:

λi = l0/rпрi,

*l0* - длина полурамы:

l0 = lст + lр = lс. y / cosα4 + lp. x / cosα2,*lст*

и *lр,*- длины стойки и ригеля полурамы, *rпрi* - приведенный радиус инерции:

rпрi = (Iпрi / Fпрi) 0.5,*Iпрi* - приведенный момент инерции:

Iпрi = 2 \* (Σδп \* bп3/12 + Σδп \* bп \* (h0i / 2) 2) + (Eф / Eд) \* Σδф \* hi3/12,*h0i* –

расстояние между осями поясов:

h0 = hi - bп,

*hi* - высота *i*-ого сечения (в стойке):

hi = hп + (h - hп) \* yi / (Hк - ac),

*hi* - высота *i*-ого сечения (в ригеле):

hi = ( (lрам. х / 2 - хi) \* (tgα3 - tgα1) + hк) \* cosα2,

*Fпрi* - приведенная площадь *i*-ого сечения:

Fпрi = 2 \* (Σδп \* bп) + (Eф / Eд) \* Σδф \* hi,

*Wрасчi* = *Wпрi* - приведенный момент сопротивления *i*-ого сечения:

Wрасчi = Wпрi = 2 \* Iпрi / hi,

при *λi = l0/rпрi* < 70 коэффициент продольного изгиба:

φi =1 - 0.8 \* (λi / 100) 2,при *λ*i≥ 70 коэффициент продольного изгиба:

φi = 3000/λi2.

Недонапряжение в *i*-ом сечении:

∆i =100 \* (Rс - σi) / Rс.

Таблица 6

Расчет прочности внецентренно-сжатых сечений рамы

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечение | *h* | h0 | Iпр | Fпр  | Wрасч | rпр | l0 | λ | φ | ξ | MД | *σ* | *∆* |
| - | мм | мм | см4 | см2 | см3 | см | см | - | - | - | кН\*м | МПа | % |
| 0 | 650 | 530 | 289088 | 488 | 8895 | 24.3 | 1449.8 | 59.6 | 0.716 | 0.818 | 0 | 1.7 | 87.0 |
| 1 | 829 | 709 | 531391 | 533 | 12813 | 31.6 | 1449.8 | 45.9 | 0.831 | 0.857 | 74.9 | 7.4 | 43.2 |
| 2 | 1080 | 960 | 1014924 | 596 | 18795 | 41.3 | 1449.8 | 35.1 | 0.901 | 0.883 | 176.1 | 10.7 | 17.4 |
| 3 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 4 | 1080 | 960 | 1015146 | 596 | 18797 | 41.3 | 1449.8 | 35.1 | 0.901 | 0.866 | 188.4 | 11.6 | 10.8 |
| 4л | 1073 | 953 | 998895 | 594 | 18619 | 41.0 | 1449.8 | 35.4 | 0.900 | 0.866 | 181.6 | 11.3 | 12.9 |
| 5 | 1043 | 923 | 931878 | 587 | 17872 | 39.9 | 1449.8 | 36.4 | 0.894 | 0.864 | 154.2 | 10.2 | 21.5 |
| 6 | 942 | 822 | 726676 | 561 | 15429 | 36.0 | 1449.8 | 40.3 | 0.870 | 0.858 | 81.5 | 6.9 | 47.0 |
| 7 | 841 | 721 | 550035 | 536 | 13079 | 32.0 | 1449.8 | 45.3 | 0.836 | 0.850 | 25.2 | 3.6 | 72.7 |
| 8 | 740 | 620 | 400659 | 511 | 10825 | 28.0 | 1449.8 | 51.8 | 0.786 | 0.838 | 30.2 | 4.4 | 65.8 |
| 9 | 639 | 519 | 277258 | 485 | 8673 | 23.9 | 1449.8 | 60.6 | 0.706 | 0.816 | 54.3 | 7.9 | 38.9 |
| 10 | 538 | 418 | 178536 | 460 | 6631 | 19.7 | 1449.8 | 73.6 | 0.554 | 0.761 | 61.0 | 10.9 | 16.0 |
| 11 | 438 | 318 | 103201 | 434 | 4717 | 15.4 | 1449.8 | 94.1 | 0.339 | 0.600 | 52.7 | 12.9 | 0.4 |
| 12 | 337 | 217 | 49961 | 409 | 2967 | 11.1 | 1449.8 | 131.2 | 0.174 | 0.203 | 0.0 | 1.8 | 86.1 |

в) Расчет прочности клеевых швов, прикрепляющих пояс к фанерной стенке на касательные напряжения. Расчет прочности клеевого шва, прикрепляющего пояс к фанерной стенке, на касательные напряжения в *i*-ом сечении рамы проводим в табличной форме (таблица 7) по формуле:

τi = IQiI \* Sдi \* (Eд / Eф) / (Iпр. ф. i \* ni \* hдi) ≤ Rф. ск \* mв,

где *Sдi* - статический момент площади пояса в *i*-ом сечении:

Sдi = Σδп \* bп \* h0i / 2,*Iпр. ф. i* –

полный момент инерции сечения, приведенный к материалу стенки:

Iпр. ф. i = Iфi + Iдi \* (Eд / Eф) = Σδф \* hi3/12 + Σδп \* (hi3 - (hi - 2 \* bп) 3) / (12 \* (Eд / Eф)),

*Rф. ск* = 0.8 МПа - расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон наружных слоев;

*ni* = 2 - число вертикальных клеевых швов, связывающих стенку с поясом;

*hд. i* = 12 см - высота (ширина) пояса;

*mв* =1 - коэффициент условий работы.

Недонапряжение в *i*-ом сечении:

∆i =100 \* (Rф. ск \* mв - τi) / (Rф. ск \* mв).

Таблица 7

Расчет прочности клеевых швов

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Cечение | *Sдi* | *Iпр. ф. i*  | *τi*  | *∆i* |
| - | см3 | см4 | МПа | % |
| 0 | 4293 | 272354 | 0.51 | 36 |
| 1 | 5746 | 503549 | 0.37 | 54 |
| 2 | 7776 | 969278 | 0.26 | 67 |
| 3 |  |  |  |  |
| 4 | 7777 | 969493 | 0.18 | 77 |
| 4л | 7719 | 953769 | 0.18 | 77 |
| 5 | 7475 | 888969 | 0.18 | 78 |
| 6 | 6658 | 691063 | 0.16 | 80 |
| 7 | 5841 | 521411 | 0.14 | 83 |
| 8 | 5024 | 378575 | 0.10 | 87 |
| 9 | 4207 | 261119 | 0.06 | 92 |
| 10 | 3390 | 167605 | 0.05 | 94 |
| 11 | 2573 | 96597 | 0.18 | 77 |
| 12 | 1756 | 46657 | 0.42 | 47 |

г) Расчет прочности фанерной стенки на срез

Расчет на прочность фанерной стенки на срез в *i*-ом сечении проводим в табличной форме (таблица 8) по формуле:

τф. i = IQiI \* Sпр. ф. i / (Iпр. ф. i \* Σδф) ≤ Rф. ср \* mв,

где *Rф. ср* = 6 МПа - расчетное сопротивление срезу вдоль волокон наружных слоев.

*Sпр. ф. i* - статический момент половины сечения фанерной стенки и пояса:

Sпр. ф. i = Sф. i + Sд. i \* (Eд / Eф) = Σδф \* hi2/8 + Σδп \* bп \* (hi - bп) / (2 \* (Eд / Eф)).

Недонапряжение в *i*-ом сечении:

∆i =100 \* (Rф. ск \* mв - τф. i) / (Rф. ск \* mв).

Таблица 8

Расчет прочности фанерной стенки на срез

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Cечение | *Sпр. ф. i*  | *τф. i*  | *∆i* |
| - | см3 | МПа | % |
| 0 | 5342 | 4.9 | 18 |
| 1 | 7580 | 3.8 | 37 |
| 2 | 11081 | 2.9 | 52 |
| 3 |  |  |  |
| 4 | 11082 | 2.0 | 67 |
| 4л | 10977 | 2.0 | 67 |
| 5 | 10534 | 1.9 | 68 |
| 6 | 9098 | 1.7 | 72 |
| 7 | 7733 | 1.4 | 77 |
| 8 | 6439 | 1.0 | 83 |
| 9 | 5217 | 0.6 | 90 |
| 10 | 4066 | 0.4 | 93 |
| 11 | 2986 | 1.6 | 73 |
| 12 | 1977 | 3.7 | 39 |

д) Расчет прочности фанерной стенки на главные растягивающие напряжения

Расчет проводим в табличной форме (таблица 9) по формуле:

σр. ф. α. i = - 0.5 \* σи. ф. i + ( (0.5 \* σи. ф. i) 2 + τф. i2)) 0.5 ≤ Rф. р. α=45° \* mв,

где *Rф. р. α=45°* = 4.5 МПа - расчетное сопротивление фанеры под углом 450 на растяжение;

*σи. ф. i.* - нормальное напряжение от изгиба на уровне внутренней кромки сжатого пояса:

σи. ф. i. = IMiI\* yi’ / Iпр. ф. i,

yi’ = (hi - 2 \* bп) / 2,*τф. i* –

касательное напряжение определяемое на уровне внутренней кромки пояса:

τф. i. = IQiI \* Sпр. ф. i’ / (Iпр. ф. i. \* Σδф),

*Sпр. ф*. *i* - статический момент пояса относительно нейтральной оси:

Sпр. ф. i. ’ = Σδп \* bп \* (hi. - bп) / 2 \* (Eд / Eф) + Σδф \* hi. \* (hi. - bп) / 2,

Недонапряжение в *i*-ом сечении:

∆i =100 \* (Rф. р. α=45° \* mв - σи. ф. i) / (Rф. р. α=45° \* mв).

Таблица 9

Расчет прочности фанерной стенки на главные растягивающие напряжения

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Cечение | *yi’* | *σи. ф.*  | *Sпр. ф’*  | *τф. i.*  | *σр. ф. α. i*  | *∆i* |
| - |  см | МПа | см3 | МПа | МПа | % |
| 4 | 49.0 | 8.25 | 23158.8 | 4.17 | 1.7 | 61 |
| 4л | 40.1 | 6.62 | 22891.8 | 4.13 | 2.0 | 56 |
| 5 | 52.1 | 7.82 | 21778.9 | 3.97 | 1.7 | 63 |
| 6 | 47.1 | 4.77 | 18237.6 | 3.38 | 1.8 | 61 |
| 7 | 42.1 | 1.73 | 14981.2 | 2.71 | 2.0 | 56 |
| 8 | 37.0 | 2.47 | 12009.7 | 1.92 | 1.0 | 77 |
| 9 | 32.0 | 5.43 | 9323.04 | 1.04 | 0.2 | 96 |
| 10 | 26.9 | 7.46 | 6921.32 | 0.72 | 0.1 | 98 |
| 11 | 21.9 | 7.17 | 4804.5 | 2.59 | 0.8 | 81 |

## 3.3.3 Проверка устойчивости фанерной стенки

Проверку устойчивости проводим в сечении середины первой панели шириной *а* = 96 см от карнизного узла с координатой:

х = h + 96/2 (см),

*х* = 108 + 96/2 = 156 см.

Высота сечения:

h = ( (lрам. х / 2 - х) \* (tgα3 - tgα1) + hк) \* cosα2,*h* = ( (233.5/2 - 156) \* (tg17.74 - tg14.04) + 35) \* cos15.82 = 101.7 см.

Высота фанерной стенки за вычетом поясов:

hст = h - 2 \* bп, *hст* = 101.7 - 2 \* 12 = 77.7 см.

*hст / δф* = 77.7/1.4 = 55.5 > 50,

следовательно, необходима проверка устойчивости фанерной стенки из ее плоскости.

Устойчивость фанерной стенки из ее плоскости проверяем по формуле:

σи. ф. / σи. ф. кр. + τф / τф. кр. <1,где *σи. ф. кр*. и *τф. кр*. –

критические нормальное и касательное напряжения:

σи. ф. кр. = kи \* (100 \*δф / hст) 2,τф. кр. = kτ \* (100 \*δф / hст) 2,при *γ = а / hст* = 96/77.7 = 1.236, *kи =* 27.5 МПа, *kτ* = 6 МПа.

*σи. ф.* кр. = 27.5 \* (100 \*1.4/77.7) 2 = 89.3 МПа,

*τф. кр.* = 6 \* (100 \*1.4/77.7) 2 = 19.5 МПа.

*σи. ф. / σи. ф. кр. + τф / τф. кр*. = 7.82/89.3 + 3.97/19.5 = 0.3 < 1,

следовательно, устойчивость фанерной стенки из ее плоскости обеспечена.

## 3.4 Проектирование узлов рамы

## 3.4.1 Опорный узел (пятовой шарнир)

Крепление стойки осуществляется лобовым упором в фундамент. По внешним и боковым кромкам стойка закреплена металлическим сварным башмаком. Проверим клеевые швы на скалывание по формуле:

τ = 1.5 \* H / (bрасч \* hп) ≤ Rск \* mв,

где *bрасч* - расчетная ширина сечения:

bрасч = 0.6 \* Σδп,

0.6 - коэффициент учитывающий непроклей,

*bрасч* = 0.6 \* 13.5 = 8.1 см,

*hп* - ширина пяты за вычетом симметричной срезки по 2.5 см:

*hп* = 65 - 2 \* 2.5 = 60 см.

*τ* = 1.5 \* 76.7 \* 10/ (8.1 \* 60) = 2.37 МПа < *Rск \* mв* = 21 \* 1 = 21 МПа,

следовательно, прочность клеевых швов на скалывание обеспечена.

Проверяем древесину на смятие в месте упора стойки рамы на фундамент по формуле:

σсм = V / Fсм ≤ Rсм,

где *Fсм* - площадь смятия:

Fсм = Σδп \* hп,

*Fсм* = 13.5 \* 60 = 810 см2.

*σсм* = 76.6 \* 10/810 = 0.95 МПа < *Rсм* = 13 МПа,

следовательно, прочность древесины на смятие в месте упора стойки рамы на фундамент обеспечена.

Высота вертикальной стенки башмака из условия смятия древесины поперек волокон:

hб = H / (Σδп \* mв \* Rсм90),

*hв* = 76.7 \* 10/ (13.5 \* 1 \* 1.8) = 31.6 см.

Принимаем *hб* = 32 см.

Для определения толщины этой стенки из условия ее изгиба как пластинки с частичным защемлением на опорах с учетом развития пластических деформаций при изгибе сначала находим момент:

M = H \* Σδп / 16,*M* = 76.7 \* 0.135/16 = 0.648 кН\*м.

Требуемый момент сопротивления:

Wтр = M / Ry,

где *Ry* = 230 МПа - расчетное сопротивление стали С235,*Wтр* = 0.648 \* 1000/230 = 2.82 cм3.

Толщина пластины:

δ = (6 \* Wтр / Σδп) 0.5,*δ* = (6 \* 2.48 \* 100/13.5) 0.5 = 11.2 мм.

Принимаем по ГОСТ 82-70\* *δ* = 12 мм.

Траверсы проектируем из уголков *hв. п \* hг. п \* t* = 200 \* 125 \* 12 мм.

Проверяем вертикальную полку уголка приближенно без учета горизонтальной полки на внецентренное растяжение по формуле:

σ = H / (2 \* Fв. п) + M / Wв. п ≤ Ry,

где *Fв. п* - площадь вертикальной полки:

Fв. п = (hв. п - t) \* t,

*Fв. п* = (20 - 1.2) \* 1.2 = 22.56 см2,*Wв. п* –

момент сопротивления вертикальной полки:

Wв. п = (hв. п - t) 2 \* t / 6,*Wв. п* = (20 - 1.2) 2 \* 1.2/6 = 70.7 см3,*M* –

изгибающий момент:

M = H \* (hв. п - t) / 2,*M* = 76.7 \* (0.2 - 0.012) / 2 = 7.21 кН\*м.

*σ* = 76.7 \* 10/ (2 \* 22.56) + 7.21 \* 1000/70.7 =119.1 МПа < *Ry* = 230 МПа,

следовательно, прочность вертикальной полки уголка на внецентренное растяжение обеспечена.

Крепление траверсы (уголков) башмака к фундаменту предусматривается двумя болтами *d* = 24 мм, работающими на срез и растяжение.

Проверим условие прочности по напряжениям сжатия под горизонтальными полками башмака для бетона B12.5:

σ = M / W ≤ Rb,

где *Rb* = 7.5 МПа - расчетное сопротивление бетона сжатию;

*W* - момент сопротивления:

W = b \* l2/6,*b* = *hг. п* = 12.5 сми *l* = 37.5 см–

ширина и длина опорной плоскости уголков башмака.

*W* = 12.5 \* 37.52/6 = 2930 см3,*σ* = 7.21 \* 1000/2929 = 2.5 МПа < *Rb* = 7.5МПа,

следовательно, прочность бетона по напряжениям сжатия под горизонтальными полками башмака обеспечена.

Проверка анкерного болта на растяжение по ослабленному нарезкой сечению:

σ = Nр / Fнт ≤ 0.8 \* Rр,

где *Rр* = 230 МПа - сопротивление болта растяжению;

*Nр* - сила растягивающая болт:

Nр = M / (2/3 \* 2 \* l),

*Nр* = 7.21/ (2/3 \* 2 \* 0.375) = 14.4 кН.

*σ* = 14.4/0.352 = 41 МПа < *0.8 \* Rр* = 184 МПа, следовательно, прочность анкерного болта на растяжение обеспечена.

Проверка анкерного болта на срез:

τ = H / (2 \* Fбр) ≤ Rср,,

*τ* = 76.7/ (2 \* 0.452) = 85 МПа < *Rср* = 230 МПа,

следовательно, прочность анкерного болта на срез обеспечена.

Проверка опорного сечения на скалывание по формуле:

τ = H \* Sпрм / (Iпр \* bпр) ≤ 0.6 \* Rск \* mв,

где *bпр* - приведенная ширина сечения:

bпр = Σδп + Σδф \* (Eф / Eд), *bпр* = 13.5 + 2.8 \* (9000/10000) = 16.02 см.

*Sпрм* - статический момент пояса относительно нейтральной оси:

Sпрм = Sд + Sф \* Eф / Eд = (Σδп \* bп) \* (hп - bп) / 2 + Eф / Eд \* Σδф \* bп \* (hп - bп) / 2,*Sпрм* = (13.5 \* 12) \* (60 - 12) / 2 + 9000/10000 \* 2.8 \* 12 \* (60 - 12) / 2 = 4614 см3.

*Iпр* - приведенный момент инерции:

Iпр = Iд + Iф \* Eф / Eд = Σδп \* hп3/12 + Σδф \* hп3/12 \* Eф / Eд,

*Iпр* = 13.5 \* 603/12 + 2.8 \* 603/12 \* 9000/10000 = 288360 см4,0.6 –

коэффициент учитывающий непроклей.

*τ* = 76.7 \* 4614 \* 10/ (288360 \* 16.02) = 0.8 МПа < *0.6\* Rск \* mв* = 0.6 \* 1.6 \* 1 = 0.96 МПа,

следовательно, прочность опорного сечения на скалывание обеспечена.

Рисунок 9. Опорный узел

## 3.4.2 Карнизный узел

Расчет производим с допущениями, что усилия от момента воспринимают только пояса, фанерная стенка воспринимает только поперечную силу. Карнизный узел можете запечатлеть на "великолепном" рисунке под номером 11, представленном в конце данного подраздела.

а) Расчет трехлобового упора

Продольные усилия в лобовом упоре:

N1’ = N2/2 + M2/h,

N3’ = N4/2 + M4/h,

*N1’* = - 81.5/2 + - 155.5/1.08 = - 184 кН,

*N3’* = - 93.6/2 + - 163.1/1.08 = - 198 кН.

Усилие, приходящееся на наименьшую площадку трехлобового упора определяем из силового многоугольника построенного в масштабе 1 мм - 10 кН (рисунок 10): *Nсм* = 115 кН.

Рисунок 10. Силовой многоугольник

Напряжение смятия в площадке при *α* = 28.32°:

σсм. α = Nсм / Fсм ≤ Rсм. α \* mв,

где *Rсм. α* - расчетное сопротивление смятию в лобовом упоре под углом *α:*

Rсм. α = Rсм / (1 + (Rсм / Rсм90 - 1) \* sin3α),

*Rсм. α* = 13/ (1 + (13/3 - 1) \* sin328.32°) = 9.5 МПа,

*Fсм* - площадь смятия:

Fсм = bп’ \* hп’,

*bп’* и *hп’* - ширина и высота пояса;

*Fсм* = 12 \* 13.5 = 162 см2.

*σсм. α* = 115 \* 10/162 = 7.1 МПа < *Rсм. α \* mв* = 9.4 \* 1 = 9.5 МПа,

следовательно, прочность трехлобового упора на смятие обеспечена.

б) Расчет верхнего и нижнего замков

Усилие, действующее на верхний и нижний замки:

N = ± M3/h0,где *h0* = 1.3 м - плечо пары сил.

*N* = ± 186.6/1.3 = ± 143.6 кН.

Требуемая площадь нетто болтов работающих на растяжение:

Fнттр = N / Rbt,

где *Rbt* = 200 МПа - расчетное сопротивление растяжению болтов класса 5.8.

*Fнттр* = 143.6 \* 10/210 = 6.84 см2.

Принимаем 2 болта *d* = 24 мм, *Fнт* = 2 \* 3.52 = 7.04 см2.

Конструкцию нижнего замка принимаем из двух трубок *d* = 28 мм, длиной *l* = 70 мм, приваренных к стальным полосам сечением 100 \* 10 мм и стяжного болта *dб* = 22 мм.

в) Расчет стальной полосы и нагелей

Рассчитываем шов, прикрепляющий стальную полосу к сварному башмаку:

kш = N / (4 \* β \* (lш - 1) \* Rwf),

*kш* = 143.6 \* 100/ (4 \* 0.8 \* (14 - 1) \* 180) = 1.9 мм.

Полосу привариваем двухсторонним швом с катетом *kш* = 3 мм. Для крепления полосы к поясу принимаем глухие стальные нагели *dн* = 10 мм, *lн* = 100 мм (что больше 5 \* *dн* = 50 мм).

Несущая способность нагеля по изгибу:

Tн = 2.5 \* dн2,*Tн* = 2.5 \* 12 = 2.5 кН.

Требуемое количество нагелей, включая 20% глухарей монтажного назначения:

n = N’ / (2 \* Tн), где *N’ = M4/ (h - bп)* = 163.1/ (1.08 - 0.12) =170 кН.

*n* = 170/ (2 \* 2.5) =34 шт.

Нагели размещаем в три ряда в шахматном порядке с расстоянием между ними:

вдоль волокон *S1 = 7 \* dн* = 7 \* 10= 70 мм;

поперек волокон досок пояса от кромки *S2 = 3 \* dн* *=* 3 \* 10 *=* 30 мм,

расстояние между рядами *S3 = 4 \* dн* = 4 \* 10 = 40 мм > 3.5 \* *dн* > 3.5 \* 10 = 35 мм.

Проверяем металлическую полосу сечением *b* = 10 см \* *δ* = 1 см на растяжение:

σ = N’ / (2 \* Aнт) ≤ Ry,

где *Aнт* - площадь сечения нетто стальной полосы:

Aнт = Aнт - Aбр = b \* δ - n \* d \* δ,

*Aнт* = 10 \* 1 - 3 \* 1 \* 1 = 7 см2.

*σ* = 170 \*10/ (2 \* 7) = 121 МПа < *Ry* = 230 МПа,

следовательно, прочность металлической полосы на растяжение обеспечена.

Проверяем нагели на смятие в металлических накладках:

σ = N’ / (n \* dн \* Σδ) ≤ Rр,

*σ* = 170 \* 10/ (6 \* 1 \* 1) = 283 МПа < *Rр* = 340 МПа,

следовательно, прочность нагелей на смятие обеспечена.

Принимаем окончательное сечение стальных полосок 100 \* 10 мм.

г) Подбор сечения коробчатых башмаков растянутого замка

Башмак принимаем из уголков 140 \* 90 \* 10 мм и 80 \* 80 \* 8 мм, свариваемых в коробчатое сечение.

Проверку прочности принятого сечения проводим по формуле:

σ = Mmax / Wmin ≤ Rи,

где *Mmax* - максимальный изгибающий момент в середине пролета:

Mmax = N \* a / 2,*Wmin*

- момент сопротивления сечения:

Wmin = Ix0-x0/ (h - y0),

*Ix0-x0* - момент инерции:

*Ix0-x0* = 444 +22.2 \* 0.912 +73.4 + 12.3 \* 2.12 = 589.8 см4.

*y0* - расстояние до центра тяжести сечения:

y0 = S1-1/A,

*S1-1* - статический момент площади:

S1-1 = A13 \* z013 + A14 \* z014,*А* - площадь:

A = A13 + A14.

*S1-1* = 22.2 \* 4.6 + 12.3 \* 6.7 = 184.5 см3.

*A* = 22.2 + 12.3 = 34.5 см2.

*y0* = 184.5/34.5 = 5.35 см.

*Wmin* = 589.8/ (14 - 5.35) = 68.2 см3.

*Mmax* = 135 \* 0.077/2 = 5.197 кН\*м.

*σ* = 5.197 \* 1000/68.2 = 76 МПа < *Rи* = 210 МПа,

следовательно, прочность принятого сечения обеспечена.

Рисунок 11. Карнизный узел

## 3.4.3 Коньковый узел

Торцы блоков полурам в коньковом узле соединяются впритык лобовым упором.

Для того, чтобы при деформации конькового узла в плоскости рамы избежать скола досок, крайние доски ригеля имеют срез.

Жесткость узла из плоскости рамы обеспечивается деревянными накладками сечением 20 \* 7 см на болтах *d* = 16 мм. Коньковый узел изображен на рисунке 12.

Расчетные усилия в узле (таблица 5): *N12* = - 73.8 кН, *Q12* = 24.3 кН.

Сила *N12* вызывает смятие ригеля, напряжение смятия в торцах ригеля при *α2* = 15.82°:

σсм = N / Fсм ≤ Rсм. α \* mв,

где *Fсм* - площадь смятия:

Fсм = F12/cosα2,*Fсм* = 25 \* 13.5/cos15.82° = 351 см2.

*Rсм. α* - расчетное сопротивление смятию под углом *α2:*

Rсм. α = Rсм / (1 + (Rсм / Rсм90 - 1) \* sin3α),

*Rсм. α* = 13/ (1 + (13/3 - 1) \* sin315.82) = 12.2 МПа.

*σсм* = 73.8 \* 10/350 = 2.1 МПа < *Rсм. α \* mв* = 12.2 \* 1 = 12.2 МПа,

следовательно, прочность на смятие обеспечена.

Поперечная сила *Q12* воспринимается накладками и болтами. При расстоянии между болтами *l1* = 240 мм и *l2* = 960 мм находим вертикальные усилия в болтах:

V1 = Q12 \* l2/ (l1 + l2), V2 = - Q12 + V1,*V1* = 24.3 \* 960/ (240 + 960) = 19.46 кН, *V2* = - 24.3 + 19.44 = - 4.86 кН.

Расчетная несущая способность двух срезных болтов диаметром *d* = 16 мм из условий изгиба нагеля при направлении усилий под углом к волокнам *α* = 90° (для накладок) должна быть не менее вертикальных усилий в болтах:

4 \* Tн = 4 \* 2.5 \* d2 \* (кα) 0.5 \* mв ≥ V1,4 \* *Tн* = 4 \* 2.5 \* 1.62 \* (0.65) 0.5 \* 1 = 20.6 кН > *V1* = 19.44 кН.

Напряжение в накладках:

σ = M / Wнт ≤ Rc \* mв,

где *M* - изгибающий момент в накладке:

M = Q12 \* l2/2,*M* = 24.3 \* 0.96/2 = 11.7 кН.

*Wнт* - момент сопротивления накладок с учетом ослабления сечения болтами:

Wнт = 2 \* (Wбр - Wосл),

*Wнт* = 2 \* (7 \* 202/6 - 2 \* 7 \* 1.62/6) = 921 см3.

*σ* = 11.7 \* 1000/921 = 12.7 МПа < *Rc \* mв* = 13 \* 1 = 13 МПа,

следовательно, напряжение в накладках менее максимально допустимого.

Рисунок 12. Коньковый узел

## 4. Мероприятия по защите конструкций от возгорания, гниения и поражения биологическими вредителями

а) Защита от возгорания

Мероприятия по защите конструкций от возгорания:

химические - нанесение на поверхность конструкций антипирена ОФП-9,конструкционные - деревянные конструкции разделены на части противопожарными преградами из несгораемых материалов.

б) Защита от гниения и поражения биологическими вредителями

Мероприятия по защите конструкций от гниения и поражения биологическими вредителями:

химические - нанесение на поверхность конструкций антисептической пасты ПАФ-ЛСТ и влагозащитного лака,

конструкционные - заключаются в обеспечении их воздушно-сухого состояния путем устройства гидро- и пароизоляции; отвода воды с крыши; применения водонепроницаемой наружной обшивки; устройства хорошей вентиляции.

## 5. ТЭП проекта

Расход древесины на 1 плиту покрытия П1- 0.303 м3.

Расход древесины на 1 раму РДП24-3-1 - 1.943 м3.

Расход металла на 1 раму РДП24-3-1 - 294.34 кг.

Таблица 10

Расход материалов

|  |  |
| --- | --- |
| Материал | Расход |
| на здание | на 1 м2 площади |
| Древесина | 83 м 3 | 0.07 м 3 |
| Металл | 3.53 т | 3 кг |

Коэффициент расхода металла на одну раму:

км =100 \* mмет / mдр,

где *mмет* - расход металла на одну раму, кг;

*mдр* - расход древесины на одну раму, кг.

*км* = 100 \* 294.34/ (1.943 \* 500) = 30.3%.

Коэффициент собственного веса рамы:

кс. в =1000 \* gс. в / ( (gс. в + gн) \* l),

где *gс. в* = (*mмет + mдр.) \* 9.81/ (В \* l) = (*294.34 + 1.943 \* 500) \* 9.81/ (4.5 \* 24 \*1000) = 0.11 кН/м2,*кс. в* =1000 \* 0.11/ ( (0.11 + 1.501) \* 24) = 4.1

## Список использованных источников

1. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. Минстрой РФ. Москва. 1996.
2. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. Москва. 1982
3. СНиП II-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции. Стройиздат. Москва. 1983.
4. Конструкции из дерева и пластмасс. Иванов В.А., Клименко В.З. Вища школа. Киев. 1981.
5. Конструкции из дерева и пластмасс. Легкие ограждающие конструкции покрытий из эффективных материалов. Учебное пособие. Малбиев С.А. ИИСИ. Пермь. 1990.
6. Методические указания по курсовому проектированию для студентов специальности "Промышленное и гражданское строительство". Конструкции из дерева и пластмасс. Расчет и конструирование деревянных рам. Ибрагимов А.М. ИИСИ. 1989.
7. Методические указания по курсовому проектированию для студентов специальности "Промышленное и гражданское строительство". Конструкции из дерева и пластмасс. Расчет и конструирование трехшарнирных клеефанерных рам. Ибрагимов А.М. ИИСИ. 1991.
8. Строительные конструкции. Учебное пособие. Малбиев С.А., Телоян А.Л., Лопатин А.Н. Пермь. 2006.