Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет архитектуры и строительства»

Инженерно-строительный институт

Кафедра «Строительные конструкции»

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

к курсовому проекту по деревянным конструкциям на тему:

«Проектирование одноэтажного каркасного здания из деревянных конструкций»

Автор работы: Митянин.А.С.

Специальность: ПГС

Группа: 16СТ11

Обозначение: КР-2069059-160321-2020

Руководитель работы: Вдовин В.М.

Работа защищена: _____

Оценка: _____

ПЕНЗА 2020

ФГБОУ ВО

"ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРНЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА"

Кафедра "Строительные конструкции"

ЗАДАНИЕ № 14

на курсовой проект по дисциплине "Конструкции из дерева и пластмасс"

Студенту Митянину А.С группы Стр-41

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Разработать проект одноэтажного каркасного здания из деревянных конструкций (надземная часть)

Назначение здания: спортивный корпус, павильон (рынок, выставочный зал), ангар, производственное сооружение, склад (условия эксплуатации А1, А2, А3, Б1, Б2) – ?

Место строительства: IV снеговой район; IV ветровой район.

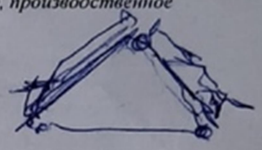
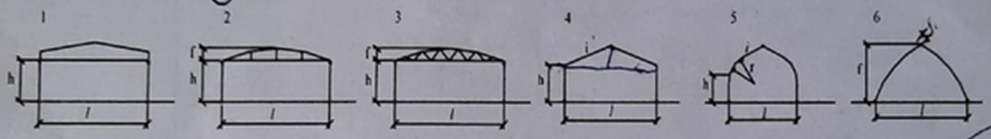
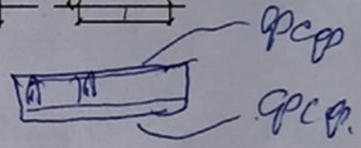


Схема здания: 1, 2, 3, 4, 5, 6.





Ширина здания в осях: 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30, 36, 42, 48, 54, 60.
Длина здания (количество шагов): 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17.
Шаг поперечных рам: 3, 4, 5, 6.
Полезная высота: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15.
Тип покрытия: холодное (без утеплителя), утепленное (тип и толщину утеплителя принимать самостоятельно без расчета)
Тип кровли: рулонная, металлическая плоская, металлическая профилированная, черепица, резино-битумная плитка, асбестоцементная, стеклопластиковая.
Материалы конструктивные: древесина: сосна, ель, лиственница, пихта сорт: 1, 2, фанера марки ФСФ, сорт В/ВВ, стеклопластик (КАСТ-В, АГ-4С, полиэфирный). ДСП, ПС.
Конструкция поперечной рамы: двухшарнирная рама состоящая из деревянных колонн и ригеля в виде клеедощатой или клеефанерной балки, арки, фермы (треугольной, трапециевидной, многоугольной, сегментной); трехшарнирная рама – клеедощатая или клеефанерная; трехшарнирная стрельчатая арка – клеедощатая или клеефанерная.
Ограждающие конструкции покрытия: плита ребристая с обшивками из _____, плита 3х слойная с заполнителем из пенопласта и обшивками из _____, прогон неразрезной, прогон разрезной, настил дощатый
Конструкция стен и другие данные (металл, тип фундамента и т.п.) принимаются самостоятельно без расчета

Состав расчетно-пояснительной записки

1. Компоновка конструктивной схемы и описание основных частей здания и его каркаса (связи и т.п.).
2. Расчет ограждающих конструкций.
3. Расчет основных несущих элементов поперечной рамы:
   3.1. Ригель;
   3.2. Стойки;
   3.3. Узлы опорные, коньковые, промежуточные монтажные.
4. Защита конструкций от воздействия окружающей среды.
5. Спецификации и ведомости расхода материалов (допускается их расположение в записке).

Расчетная часть (статические и конструктивные расчеты) выполняется вручную с последующей проверкой и подбором более эффективным методом при помощи компьютера

Состав графической части

Объем: 1 - 1,5 листа формата А1 (допускается использование других форматов: А2 - А4)
Масштабы подбираются самостоятельно согласно действующих ГОСТов и с учетом наглядности чертежа и рационального заполнения листа.

Обязательный состав чертежей:
1. Схема расположения основных элементов каркаса и ограждающих конструкций (включая связи, фахверк и т.п.) с их маркировкой, привязками к разбивочным осям (план, поперечный разрез с фахверком, развертки по продольным осям). Допускается совмещение видов и схем на одном изображении
2. Расчетная схема поперечного каркаса (рамы) с указанием нагрузок, расчетных длин и усилий
3. Рабочие чертежи основных (рассчитанных) конструкций (ограждающих и несущих), их деталей и узлов
4. Рабочие чертежи узлов сопряжения и опирания несущих и ограждающих конструкций (в т.ч. - крепления связей)
5. Схемы монтажа

ГРАФИК ВЫПОЛНЕНИЯ И ОБЪЕМ СОСТАВНЫХ ЧАСТЕЙ ПРОЕКТА

Наименование этапа	Недели со дня выдачи проекта									% от общего объема работ
	1	3	5	7	9	11	13	15	17	
1.Выбор варианта конструкций и компоновка остова здания										10
2.Проектирование ограждающих конструкций покрытия										15
3.Проектирование несущих конструкций каркаса здания										30
4.Графическое оформление проекта										40
5.Оформление пояснительной записки										5

ЛИТЕРАТУРА

1. М.М. Гаппоев, И.М. Гуськов, Л.К. Ермоленко, В.И. Линьков, Е.Т. Серова, Б.А. Степанов, Э.В. Филимонов. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник. - М.: АСВ, 2010, - 440 с.
2. Конструкции из дерева и пластмасс: Методические указания к выполнению курсового проекта для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» / В.М. Вдовин. - 2-е изд. – Пенза: ПГАСА, 2003. – 40 с.
3. СП 64.133330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М. 2017.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат 1986. – 216 с.
5. СП 64.133330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07*. М. 2016.
6. Вдовин В.М. Конструкции из дерева и пластмасс Проектирование клеедощатых и клеефанерных конструкций балок, арок и рам: Учебное пособие. – Пенза: ПГУАС, 2016. - 208 с.
7. Вдовин В.М. Конструкции из дерева и пластмасс. Проектирование ограждающих конструкций: Учебное пособие. – Пенза: ПГУАС, 2016. - 172 с.
8. Вдовин В.М. Конструкции из дерева и пластмасс. Проектирование индустриальных деревянных ферм: Учебное пособие. – Пенза: ПГУАС, 2016. - 183 с.
9. Вдовин В.М., Карпов В.Н. Сборник задач, практические методы их решения и контрольные вопросы по курсу "Конструкции из дерева и пластмасс": Учебное пособие. – Пенза: ПГУАС, 2017. - 211 с.
10. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования: Учеб. Пособие для вузов / Ю.В. Слицкоухов, И.М. Гуськов, Л.К. Ермоленко и др.; Под ред. Ю.В. Слицкоухова. - М.: Стройиздат,1991. – 256 с.

ДАТА ВЫДАЧИ 4.02.20 **РУКОВОДИТЕЛЬ ПРОЕКТА** _____

Оглавление

1. Компоновка конструктивной схемы и описание основных частей зданий и его каркаса.....4
2. Расчёт ограждающих конструкций……6
2.1 Проектирование панели со сплошным срединным слоем……..6
2.1.1 Выбор конструкции и назначение основных размеров……6
2.1.2 Определение геометрических характеристик……8
2.1.3 Сбор нагрузок……...8
2.1.4 Определение расчётных усилий……9
2.1.5 Проверка несущей способности панели……9
2.1.6. Проверка прогибов панели……10
3. Статический расчет арки
3.1 Временные нагрузки……..……..……..11
3.1.1 Снеговая нагрузка……...……...11
3.1.2 Ветровая нагрузка ……11
3.1.3 постоянные нагрузки……12
3.1.4 Определение расчетных усилий ……...……...12
4.Конструктивный расчет……14
4.1 Подбор сечения арки……14
4.2 Проверка прочности сечения……..14
4.3 Проверка устойчивости арки……..15
4.4 Расчет затяжки……..15
4.5 Опорный узел……16
4.6 Коньковый узел ……18
5.Определение нагрузок на раму……19
5.1Определение усилий в раме……..21
5.2 Расчет колонны на прочность……..21
5.3 Проверка устойчивости плоской формы деформирования ……..22
5.3 Расчет устойчивости колонны из плоскости……..22
6.Расчет узла защемления колонны в фундамент……..23
Литература……25

1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ И ОПИСАНИЕ ОСНОВНЫХ ЧАСТЕЙ ЗДАНИЙ И ЕГО КАРКАСА

В данной работе был склад, конструктивной схемой которого является треугольная арка, пролётом 21 метров. Расчётной схемой является трёхшарнирная арка. Шаг арок 4 метра, количество шагов 12. На арки укладываются панели, т.е. тип кровли с утеплителем. В торцах здания были установлены фахферковые колонны, разной высоты, высотой 8 метров, с шагом 3 метра. Материал фахферковых колонн – дерево (брус 200х200 мм). Верхний пояс арки выполняется из двух наклонно поставленных клееных балок из досок, материал сосна.

Длина здания 48 метров, ширина 21 метр, высота составляет 12,9 метров. Фундамент здания может быть монолитным или сборным, размеры подбираются с учетом свойств грунтов на данном участке строительства. В данном проекте фундаменты не проектировались, и изображены условно.

2. РАСЧЁТ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПАНЕЛИ СО СПЛОШНЫМ СРЕДИННЫМ СЛОЕМ

Требуется запроектировать панель покрытия с утеплителем. Панели укладываются непосредственно на несущие конструкции, устанавливаемые с шагом 4 м. Принимаем размеры панели в плане 1500 х 5000 мм. Верхняя и нижняя обшивки приняты из листов фанеры ФСФ толщиной по 16 мм.

2.1.1 ВЫБОР КОНСТРУКЦИИ И НАЗНАЧЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ

Поперечное сечение панели и основные его размеры показаны на рис.1

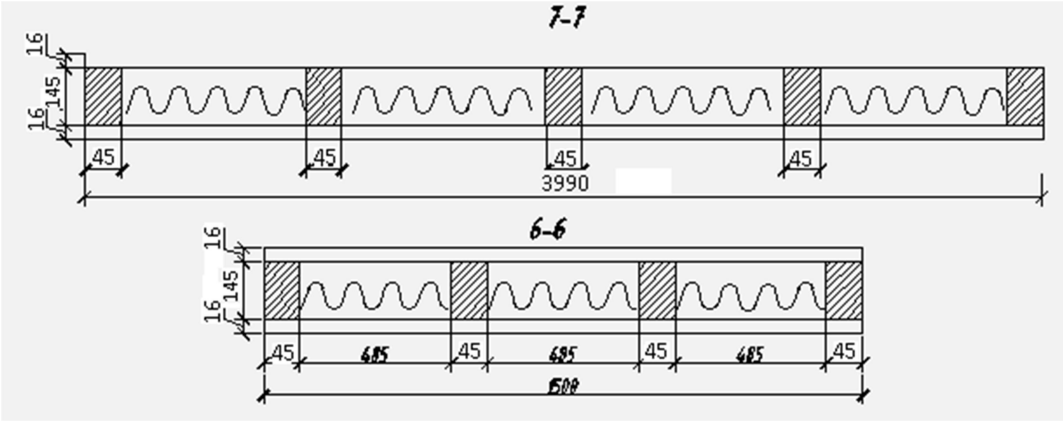


Рис.1 Поперечное сечение панели

Общую высоту панели назначаем в пределах $\left(\frac{1}{25}-\frac{1}{35}\right)l$ с учетом стандартных размеров принятых элементов и с соблюдением условия, что $h = h_p + \delta_в + \delta_н$. Принимаем $h=\delta_1+h_p+\delta_2=16+145+16=177$ мм что составляет примерно $\frac{1}{30}\cdot l$.

$P = P^н * \gamma_f$ = 1,2 · 1 = 1, 2 кН.

Сосредоточенный груз Р =1, 2 кН можно считать распределенным на ширину, равную 1м. Тогда из расчетной схемы имеем:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{P * c * 6}{8 * 1 * \sigma^2} = \frac{6 * c * 10^{-3}}{10 * \sigma_1^2} = 0{,}9 * \frac{c}{\sigma_1^2} * 10^{-3} \leq m_н * R_н$$

$$c \leq 866 * \sigma_1^2 * R_p$$

где $R_р$– расчетное сопротивление древесины

$R_р = R_а \cdot m_{дл} \cdot \sum m_i$, где

$R_а$- нормативное кратковременное сопротивление(т.3);

$m_{дл}$- коэффициент длительности сопротивления(т.4);

$$\sum m_i = m_n \cdot m_б \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} \cdot m_{сс} \cdot m_с \cdot m_а \cdot m_в \cdot m_т$$

m_n–коэффициент породы (табл.5);

$m_б$- коэффициент, учитывающий высоту клееного элемента(табл.10);

$m_{сл}$- коэффициент, учитывающий толщину склеиваемых элементов(табл.11);

$m_{гн}$- коэффициент, учитывающий гнутье досок(табл.12);

$m_{сс}$- коэффициент, учитывающий срок службы(табл.13);

$m_с$- коэффициент, учитывающий смятие поперек волокон (=1,15);

$m_а$- коэффициент, учитывающий наличие антисептиков (=0,9);

$m_в$- коэффициент, учитывающий условия эксплуатации (табл.9);

$m_т$- коэффициент, учитывающий температуру (=0,8);

$\sum m_i$ =1*0,8*1*0,9*1=0,72

$R_р = 21 * 0{,}53 * 0{,}72 = 8$ Мпа.

Исходя из придельного шага (с), по ширине панели можно поставить 4 ребра. Тогда шаг ребер: $\sigma = \frac{b - bp}{2} = \frac{1490 - 45}{3} = 441\ мм < (c) = 866\ мм$.

Принимаем с = 485мм.

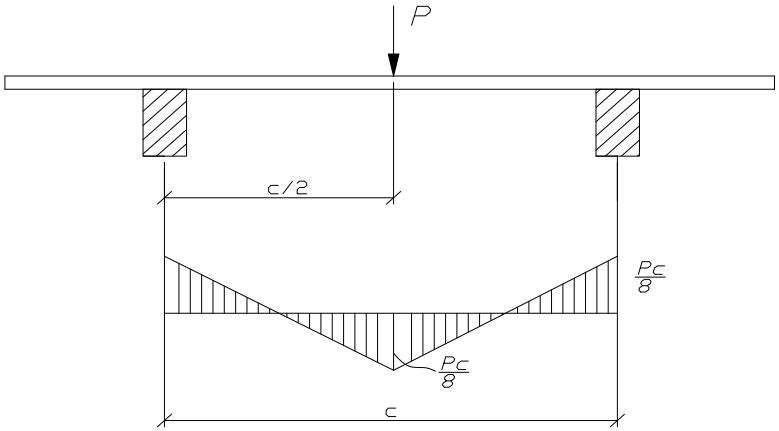


Рис.2. Расчетная схема обшивки

.

2.1.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК

Геометрические характеристики сечения равны:

$$I_{\text{пр}} = I_{\text{об}} + n \cdot I_{\text{др}} = \frac{b_{\text{пр}}\left(h^3 - h_p^3\right)}{12} + n^I \cdot n \cdot \frac{b_{\text{п}} \cdot h_p^3}{12}$$

$$= \frac{134{,}55(17.7^3 - 14{,}5^3)}{12} +\cdot 4 \cdot \frac{4.5 \cdot 14{,}5^3}{12} = 33074 \text{ см}^4$$

$$W_{\text{пр}} = \frac{I_{\text{пр}}}{\text{у}} = \frac{33074}{8.85} = 3737 \text{ см}^3$$

$$S_{\text{пр}} = S_{\text{с}} + \frac{E_{\text{др}}}{\text{E}_{\text{с}}} \cdot S_{\text{др}} = 1956{,}2 + 0.53 \cdot 130{,}5 = 2101{,}2 \text{ см}^3$$

$$S_{\text{с}} = \text{A}_{\text{с}}\left(h - y - \frac{\delta_1}{2}\right) = 239{,}2(17.7 - 8.85 - 0.8) = 1925{,}6 \text{ см}^3$$

$$S_{\text{др}} = \frac{b_{\text{р}} \cdot h_p}{2} \cdot n^I = \frac{4.5 \cdot 14{,}5}{2} 4 = 130{,}5 \text{ см}^3.$$

2.1.3 СБОР НАГРУЗОК

Постоянные и временные нагрузки, действующие на панель, представлены в табл. 1. Постоянные нагрузки подсчитывались по фактическому весу каждого элемента панели, исходя из их объёма и плотности материала, из которого они сделаны.

Таблица 1. Сбор нагрузок на 1 м^2 покрытия

Нагрузка	Нормативная, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, кН/м^2
1	2	3	4
Вес панели	0,12	1,1	0,132
Продольные рёбра:	0,091	1,1	0,1
Поперечные рёбра:	0,351	1,1	0,3861
Утеплитель	0,105	1,3	0,1365
Пароизоляция	0,03	1,3	0,039
Постоянная	**0,697**	**-**	**0,7936**
Временная (снеговая)	2	**1,4**	2,8
Всего	**2,697**	**-**	**3,5936**

Погонные нагрузки (для условно вырезанной полосы шириной 1 м):

- нормативная q^n = 2,697·1,2= 4,045 кН/м;

- расчетная q = 3,5936*1,2= 5,3904 кН/м

2.1.4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЁТНЫХ УСИЛИЙ

Панель работает как свободнолежащая балка на двух опорах, поэтому максимальный изгибающий момент и поперечная сила равны:

$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{5{,}3904 \cdot 3{,}9^2}{8} = 10{,}25$ кН·м

$Q = \frac{ql}{2} = \frac{5{,}3904 * 3{,}9}{2} = 10{,}51$ кН, где

$l = l_1 - b = 4{,}00 - 0{,}1 = 3{,}9$ м расчетный пролет при ширине опорной части $b_{оп}$ =10см – ширина опорной части панели.

2.1.5 ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПАНЕЛИ

а) проверка прочности верхней сжатой обшивки

$\sigma_c = \frac{M}{k_1 \cdot W_{пр}} = \frac{10{,}25 * 10^{-3}}{1 * 3737 * 10^{-6}} = 2{,}74$ Мпа$< R_c = 3$ МПа

где R_c = 3 Мпа – расчетное сопротивление древесины на сжатие;

Прочность верхней обшивки обеспечена.

б) проверка прочности нижней растянутой обшивки

$$\sigma_c = \frac{M}{k_1 \cdot W_{пр}} = \frac{10{,}25 * 10^{-3}}{1 * 3737 * 10^{-6}} = 2{,}74 \text{ Мпа} < R_р = 8 \text{ МПа}$$

Прочность нижней обшивки обеспечена.

в) проверка устойчивости сжатой обшивки

$$\sigma_c = 2{,}74 \text{ МПа} < \sigma_{кр} = 3{,}59 \text{ Мпа}$$

где $\sigma_{кр} = k_{кр} \cdot E_{пр}^{об} \left(\frac{\delta}{c}\right)^2 = 3{,}3 \cdot \frac{10^3}{1-0{,}21^2} \cdot \left(\frac{1{,}6}{48{,}5}\right)^2 = 3{,}59$ МПа

г) <u>проверка прочности ребер:</u>

$$\sigma_р = \frac{M \cdot h_p \cdot E_c}{I_{пр} \cdot 2 \cdot E_{об}} = \frac{10{,}25 * 10^3}{33074} * \frac{0{,}145}{2} * 10 = 0{,}025 \text{ МПа} < R_р = 1{,}6 \text{ МПа}$$

Прочность ребер обеспечена.

д) <u>проверка скалывающих напряжений в ребрах:</u>

$$\tau = \frac{Q * S_{пр}^{пс}}{I_{пр} * \sum b_p} = \frac{10{,}51 * 2101{,}2}{33074 * 4 * 4{,}5} * 10 = 0{,}37 \text{ МПа} < R_{ск} = 1{,}5 \text{ МПа}$$

Прочность ребер на скалывание обеспечена.

е) <u>проверка скалывающих напряжений в клеевых швах:</u>

$$\tau = \frac{Q * S_{пр}^{об}}{I_{пр} * \sum b_p} = \frac{10{,}51 * 1925{,}6 * 10}{33074 * 4 * 4{,}5} = 0{,}34 \text{ МПа} < R_p = 1{,}5 \text{ МПа}$$

Прочность клеевых швов обеспечена.

2.1.6. ПРОВЕРКА ПРОГИБОВ ПАНЕЛИ

Проверку прогибов панели производим по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{5 * q^n * l^3}{384 * E_{об} * I_{пр}} \cdot = \frac{5 * 4{,}045 * 3{,}9^2 * 10^5}{384 * 9 * 10^3 * 33074} = 0{,}000268 < \left[\frac{1}{200}\right]$$

Прогиб меньше предельной величины. Вывод: Жесткость панели достаточна.

3 СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ АРКИ

ПОДСЧЕТ НАГРУЗОК

Нагрузки, действующие на арку, подразделяются на постоянные и временные.

3.1 ВРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ

3.1.1 СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА

Для 4-го снегового района расчётное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности, равно S_0 = 2 кПа.

Коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, равен μ = 1.

Расчётную снеговую нагрузку определим для 2-х вариантов.

А) Нагрузка на весь пролёт:

$S_1 = \mu \cdot S_0.B * \gamma_f$ =1*2*4*1.4=11.2кН/м

Б) Нагрузка на половину пролёта:

$S_2 = \mu \cdot S_0.B * \gamma_f$ =1*2*4*1.4=11.2кН/м.

3.1.2. ВЕТРОВАЯ НАГРУЗКА

Для 4-го ветрового района нормативное значение ветрового давления равно W_0 = 0,48 кПа. Типа местности – В.

Аэродинамические коэффициенты равны: C_{e1} = -0.112; C_{e2} = -0.4; C_{e3} = -0.5;

Коэффициент надёжности по ветровой нагрузке γ_f = 1,4.

Расчётная ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$W = W_0 \cdot K \cdot C_e \cdot B \cdot \gamma_f .$$

Расчётную ветровую нагрузку определяем на 4-х участках арки:

$$\omega_1 = 0{,}48 \cdot 0{,}65 \cdot 0{,}8 \cdot 8 \cdot 1{,}4 = 2.79 \text{ кН/м}$$

$$\omega_2 = 0{,}48 \cdot 0{,}708 \cdot (-0.112) \cdot 8 \cdot 1{,}4 = -0.426 \text{ кН/м}$$

$$\omega_3 = 0{,}48 \cdot 0{,}708 \cdot (-0.4) \cdot 8 \cdot 1{,}4 = -1.522 \text{ кН/м}$$

$$\omega_4 = 0{,}48 \cdot 0{,}65 \cdot (-0{,}5) \cdot 8 \cdot 1{,}4 = -1.747 \text{ кН/м}$$

3.1.3 ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ

Постоянные нагрузки:

К постоянным нагрузкам относят собственный вес рамы и вес покрытия.

Нормативная нагрузка от собственного веса рамы:

$$q^{н}_{с.в.} = \frac{q^n + p^n}{\frac{1000}{К_{С.В}} - 1} = \frac{2+0{,}697}{\frac{1000}{3*21} - 1} = 0{,}181 \text{ кН·м}^2$$

$q^{н}$ и $p^{н}$– соответственно постоянная и временные нагрузки, действующие на раму.

Расчетная нагрузка от собственного веса рамы:

$$q_{с.в.} = \gamma_f * q^n_{св} = 1{,}1 \cdot 0{,}181 = 0{,}9658 \text{ кН} * \text{м}^2$$

$$q^0 = 0.697 + 0.9658 = 1.6628 \text{ кН/м}^2$$

3.1.4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

Расчет арки производим на два сочетания нагрузок
– постоянная нагрузка и снег по всему пролету;
– постоянная нагрузка и снег на левой (или правой) половине пролета.

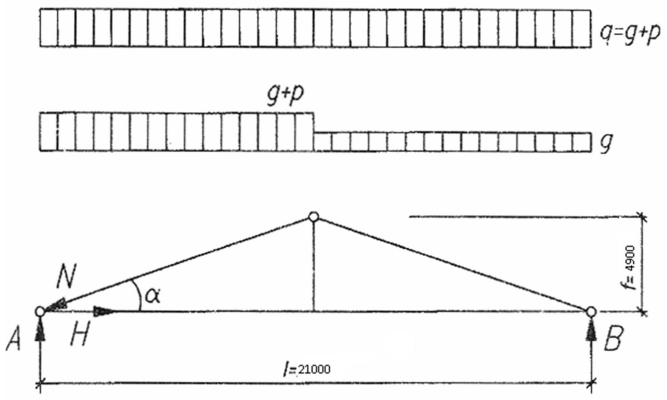


Рис.4. Расчетная схема треугольной арки

При первом сочетании нагрузок

- Опорные реакции

$$A = B = \frac{ql}{2} = \frac{1.6628 * 21}{2} = 17.49 \text{ кН}$$

- Усилия в затяжке

$$H = \frac{ql^2}{8f} = \frac{1.6628 * 21^2}{8 * 3.5} = 26.19 \text{ кН}$$

- Сжимающее усилие в арке

$$N_1 = \frac{H}{\cos\alpha} = \frac{26.19}{0.906} = 28.91 \text{ кН}$$

- Максимальный изгибающий момент в арке от внешней нагрузки

$$M_k = \frac{ql^2}{32} = \frac{1.6628 * 21^2}{32} = 22.92 \text{ кН} * \text{м}$$

- Поперечная сила в арке опор

$$Q = A\cos\alpha - H\sin\alpha = 17.46 * 0.906 - 26.19 * 0.423 = 4.74 \text{ кН}$$

При втором сочетании нагрузок

$$A = \frac{gl}{2} + \frac{3}{8}pl = \frac{0.9658 * 21}{2} + \frac{3}{8} * 11.2 * 21 = 98.34 \text{ кН}$$

$$B = \frac{gl}{2} + \frac{1}{8}pl = \frac{0.9658 * 21}{2} + \frac{1}{8} * 11.2 * 21 = 39.54 \text{ кН}$$

$$H_2 = \frac{gl^2}{8f} + \frac{pl^2}{16f} = \frac{0.9658 * 21^2}{8 * 3.5} + \frac{11.2 * 21^2}{16 * 3.5} = 103.41 \text{ кН}$$

$$N_2 = \frac{H_2}{\cos\alpha} = \frac{103.41}{0.906} = 114.13 \text{ кН}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{32} = \frac{1.6628 * 21^2}{32} = 22.92 \text{ кН} * \text{м}$$

4. КОНСТРУКТИВНЫЙ РАСЧЕТ АРКИ

4.1 ПОДБОР СЕЧЕНИЯ АРКИ

Высоту сечения определим из условия прочности опорных сечений на скалывание. Ориентировочно принимаем высоту сечения

$$h_{оп} = \frac{1}{40} l = \frac{1}{40} * 21000 = 525 \text{ мм}$$

Количество досок равно $n = \frac{h}{\delta} = \frac{525}{42} = 12.5 = 13$ шт.

Принимаем $h = 9 * 42 = 378$ мм

4.2 ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЯ

F=b*h=16.7*37.8=661.3 см^2

$$W = \frac{b * h^2}{6} = \frac{16.7 * 37.8^2}{6} = 3977 \text{ см}^3$$

$$e = \frac{h}{2} - \frac{c}{2} = \frac{h}{4} = \frac{37.8}{4} = 9.45 \text{ см}$$

При таком решении в арке возникают дополнительные изгибающие моменты $M = N \cdot e$, которые обратны по знаку моменту M_0.

Расчетные изгибающие моменты в арке тогда будут равны:

– при первом сочетании нагрузок

$$M_1 = M_0 - N_1 e = 22.92 - 28.91 \cdot 0{,}0945 = 20.19 \text{ кН·м};$$

– при втором сочетании нагрузок

$$M_2 = M_0 - N_2 e = 20.92 - 114.13 \cdot 0{,}0945 = 12.14 \text{ кН ·м}.$$

Прочность верхнего пояса проверяем по формуле, предварительно подсчитав следующие величины:

- расчетную длину $l_0 = \frac{l}{2 \cos \alpha} = \frac{21}{2*0.906} = 11.58$ м
- гибкость $\lambda = \frac{l_0}{0.289h} = \frac{1158}{0.289*37.8} = 106$
- коэффициент $\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000A_c} = 1 - \frac{106^2*114.13*10}{3000*661.13*15} = 0.956$

Проверяем прочность сечения при втором сочетании нагрузок

$$\frac{114{,}13 * 10}{661{,}3} + \frac{18{,}97 * 10^3}{0{,}956 * 3977} = 7{,}2 \text{ МПа} < 8 \text{ МПа}$$

Прочность обеспечена

Проверяем прочность сечения при первом сочетании нагрузок

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000AR_c} = 1 - \frac{106^2 * 28{,}91 * 10}{3000 * 661.13 * 8} = 0{,}795$$

M=22.92-28.91*0.0945=20.19 кН*м

$$\frac{28{,}91 * 10}{661{,}3} + \frac{20{,}19 * 10^3}{0{,}795 * 3977} = 6{,}83 \text{ МПа} < 8 \text{ МПа}$$

Проверку прочности по скалывающим напряжениям производим по формуле:

$$\tau_{ск} = \frac{1{,}5QK_{ск}}{\xi bh} = \frac{1.5 * 4.74 * 2.1 * 10}{0.956 * 16.7 * 37.8} = 0.247 \text{ МПа} < m_{сл}R_{ск} = 0{,}95 * 1{,}6 = 1{,}52 \text{ МПа}$$

4.3 ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ АРКИ

Считаем, что арка раскреплена по верхней кромке связями, которые ставятся через 1,5 м (в соответствии с шириной панели покрытия). Учитывая, что в проверяемом сечении (пролете) арки возникают положительные изгибающие моменты (сжатая зона вверху) за расчетный участок $l_р$ принимаем расстояние между связями, т.е. $l_р$=1,5 м.

Подсчитываем необходимые величины для проверки устойчивости арки:

$$\lambda = \frac{l_0}{0.289b} = \frac{150}{0.289 * 16.7} = 31.1$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{31.1^2} = 3.1$$

$$\varphi_м = 140\frac{b^2}{hl_p}K_ф = 140\frac{16{,}7^2}{37{,}8 * 150} * 1{,}13 = 7{,}78$$

Проверку устойчивости арки из плоскости произведем по формуле:

$$\frac{N}{A} = \frac{114.13 * 10}{661.3} = 1.72 \text{ МПа} < \varphi_y R_c = 0.922 * 19.5 = 17.9 \text{ МПа}$$

Где $\varphi_y = 1 - 0.8\left(\frac{\lambda_y}{100}\right)^2 = 1 - 0.8\left(\frac{31.1}{100}\right)^2 = 0.922$

Устойчивость обеспечена.

4.4 РАСЧЕТ ЗАТЯЖКИ

Усилие в затяжке *H*=26,19 кН. Затяжка в пределах опорного узла выполняется из двух стержней класса А-III, а на среднем участке пролета – из одного стержня.

Требуемая площадь двух стержней затяжки (с учетом коэффициента *m*=0,85, учитывающего неравномерность распределения усилий между стержнями)

$$A_{тр} = \frac{H}{mR} = \frac{26.19}{0.85 * 340} = 1.009 \text{ см}^2$$

Принимаем два стержня диаметром 8 мм (F=1.01 см^2 > $A_{тр}$=1,009 см^2)

Стрежень среднего участка затяжки соединяется с парными стержнями с помощью муфты (Рис.5).

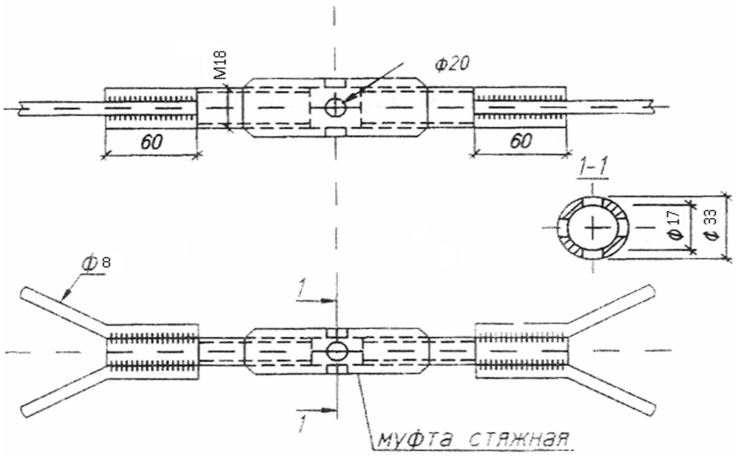


Рис. 5. Стык затяжки

Требуемая площадь сечения стержня в муфте(с учетом ослабления резьбой m=0.8)

$$A_{\text{тр}} = \frac{H}{0.8R} = \frac{26.19 * 10^{-3}}{0.8 * 170} = 2.15 \text{ см}^2$$

Принимаем стержень диаметром 18 мм ($A_{бр}$=2,545 см^2)

Затяжка к опорному башмаку и к стержню муфты прикрепляется с помощью сварных швов. Расчет сварных швов производится в соответствии с требованиями СНиП П-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции.

РАСЧЕТ УЗЛОВ АРКИ

4.5 ОПОРНЫЙ УЗЕЛ

Конструкция узла приведена на рис. 6.

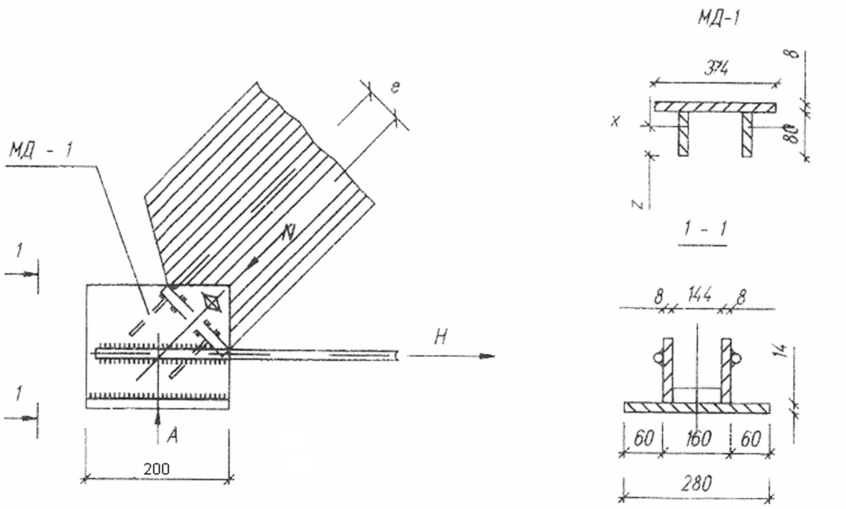
Максимальная продольная сила в арке *N*=114,13 кН. Упорную площадку ставим перпендикулярно к оси арки. Площадь смятия

$A_{см}$ = c * b = 37,4 * 14 = 523,6 см^2

Напряжения смятия

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N}{A_{\text{см}}} = \frac{114{,}13 * 10}{523{,}6} = 2{,}18 \text{ МПа} < R_{\text{см}} = 19{,}5 \text{ МПа}$$

Прочность обеспечена.



Лист

Рис.6. Опорный узел арки.

Опорный башмак изготавливается из листовой стали толщиной δ= 8 мм . Упорная пластина усилена ребрами жесткости. Она рассчитывается как балка пролетом l_1=14 см, шириной b_1=37,4 см на действие нагрузки

$$q = \sigma_{см} b_1 = 2{,}18 \cdot 0{,}374 = 0{,}815 \text{ мН·м} = 815 \text{ кН ·м}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{q l_1^2}{8} = \frac{815 * 0.14^2}{8} = 1.997 \text{ кН} * \text{м}$$

Для таврового сечения упорной пластины имеем Z=7.08 см, тогда:

$$J_x = 243.3 \text{ см}^4;\ W_{min} = \frac{J_x}{Z} = \frac{243.3}{7.08} = 34.36 \text{ см}^3$$

Проверка прочности пластины на изгиб:

$$\sigma_{min} = \frac{M}{W_{min}} = \frac{1.997 * 10^3}{34.36} = 58.12 \text{ МПа}$$

$$\sigma = 58{,}12 < R_y = 210 \text{ МПа}$$

Прочность обеспечена

Опорная реакция арки A=98,34 кН. Она передается опорной плитой через деревянную подушку на колонну. При этом деревянная подушка работает на смятие поперек волокон: $R_{см_{90}} = 1.8$ МПа. При ширине опорной плиты B_1= 280 мм, ее длина:

$$D = \frac{A}{B_1 R_{см_{90}}} = \frac{98.34 * 10^{-1}}{28 * 1.8} = 0.195 \text{ м} = 19 \text{ см}$$

Принимаем D=200 мм

Опорная плита работает на изгиб. Опасными в работе будут консольные участки длиною l_2= 6 см.

$$M = \frac{q l_2^2}{8} = \frac{3.51 * 6^2}{8} = 63.18 \text{ кН} * см$$

Где $q = \frac{A}{B_1} = \frac{98.34}{28} = 3.51 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$

Требуемый момент сопротивления

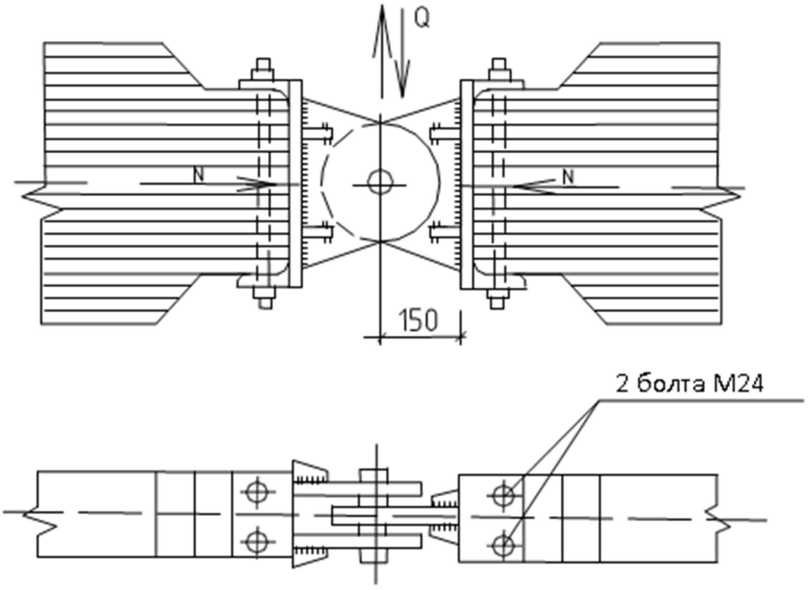
$$W_{тр} = \frac{M}{R_y} = \frac{63.18 * 10}{210} = 3 \text{ см}^3$$

Необходимая толщина плиты

$$\delta = \sqrt{\frac{6W_{тр}}{D}} = \sqrt{\frac{6 * 3}{20}} = 0.95 \text{ см}$$

Принимаем $\delta = 12$ мм. Сварные швы, соединяющие элементы опорного узла, рассчитываются в соответствии со СНиП П-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции.

4.6 КОНЬКОВЫЙ УЗЕЛ



Расчетные усилия:

N=114,13кН

$$Q = \frac{pl}{8} = \frac{11.2 * 21}{8} = 29.4 \text{ кН}$$

Конструкцию конькового узла принимаем с валиковым шарниром (рис.5). Материал шарнира сталь марки 1ОГ2С1 (R = 310 МПа).

Элементы сварного башмака и другие детали выполнены из стали марки ВСт3сп5 (R_y = 240 МПа).

Расчет валикового шарнира на изгиб и упорных пластин на смятие производим на равнодействующую усилий N и Q в шарнире: .

$$R_A = \sqrt{N^2 + Q^2} = \sqrt{114{,}13^2 + 29{,}4^2} = 117{,}86 \text{ кН}$$

Принимая расстояние между упорными пластинками в арке

$$l_2 = \frac{b}{2} = \frac{167}{2} = 84 \text{ мм}$$

находим величину изгибающего момента в валике.

Изгибающий момент в валике равен:

$$\text{M} = \frac{R_A . l_2}{4} = \frac{117{,}86 \cdot 0{,}084}{4} = 2{,}475 \text{ мм}$$

Требуемый момент сопротивления валика:

$$W = \frac{M}{R} = \frac{2{,}475 \cdot 10^3}{310} = 7{,}98 \text{ см}^3$$

Принимаем валик диаметром D = 6,5 см (W = 26,9 см^3, F = 7,98 см^2).

Проверяем валик на срез по формуле:

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{R_A}{2F} = \frac{117{,}86 \cdot 10}{2 \cdot 33{,}16} = 17{,}77 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}$$

Принятый валик удовлетворяет требованиям прочности.

Толщину упорных пластин принимаем из условия смятия. Общая толщина пластин в арке и опорном башмаке должна быть не менее:

$$t = \frac{R_A}{R_{\text{см}} \cdot D} = \frac{117{,}83 \cdot 10}{450 \cdot 6{,}5} = 0{,}41 \text{ см}$$

Принимаем пластины в арке равной 10 мм, а в опорном башмаке – 20 мм.

Болты, прикрепляющие башмак к арке, рассчитываем на равнодействующую усилий от действия поперечной силы:

$$Q_1 = \frac{Q}{2} = \frac{29{,}4}{2} = 14{,}7 \text{ кН}$$

и момента:

$$M_1 = Q \cdot e = 14{,}7 \cdot 0{,}15 = 2{,}205 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$T = M\frac{e}{a} = 2{,}205\frac{0{,}15}{20{,}16} = 3{,}57 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Эта равнодействующая равна:

$$R_{\text{б}} = \sqrt{T^2 + Q^2} = \sqrt{3{,}57^2 + 14{,}7^2} = 25{,}64 \text{ кН}$$

Принимаем болты диаметром 24 мм. Несущая способность одного двухсрезного болта равна:

$$T_{\text{б}} = 2{,}5nd^2 = 2{,}5 \cdot 2 \cdot 2{,}4 = 28{,}8 \text{ кН}$$

Проверяем прочность болтов:

$$R_{\text{б}} = 25{,}64 \text{ кН} < T_{\text{б}} = 28{,}8 \text{ кН}.$$

Прочность болтов обеспечена.

5 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА РАМУ

Расчетная схема рамы приведена на рис. 8. На раму действуют вертикальные нагрузки (постоянные от покрытия и снеговые) и горизонтальные нагрузки (от ветра).

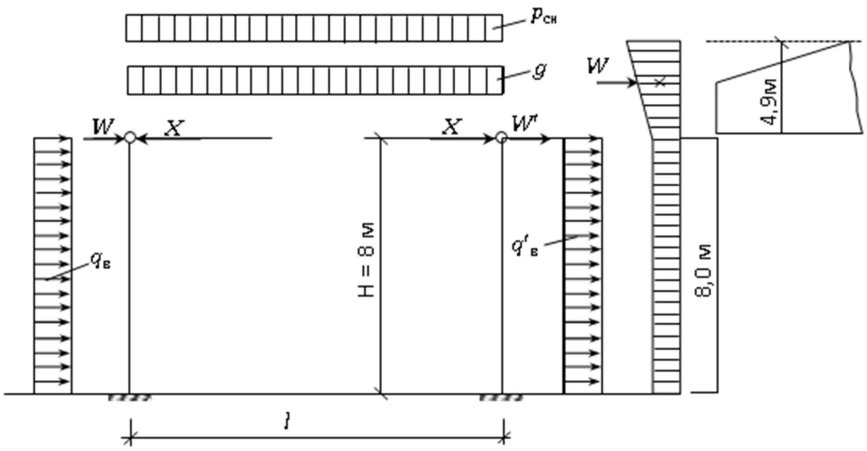


Рис. 8. Расчетная схема рамы

Вертикальная нагрузка от покрытия:

$$G_п = g_п * B * \frac{l}{2} = 0.878 * 4 * \frac{21}{2} = 36.87 \text{ кН}$$

Вертикальная нагрузка от снега:

$$P_{сн} = p_{сн} * B * \frac{l}{2} = 2 * 4 * \frac{21}{2} = 84 \text{ кН}$$

Собственный вес колонн:

$$G_{с.в} = 0{,}167 * 0{,}455 * 8 * 5 = 3{,}04 \text{ кН}$$

Полная постоянная вертикальная нагрузка на колонну:

$$N_g = G_п + G_{с.в} = 36{,}87 + 3{,}04 = 39{,}91 \text{ кН}$$

Полная вертикальная нагрузка на колонну:

$$N = N_g + P_{сн} = 84 + 39.91 = 123.91 \text{ кН}$$

Расчетная ветровая нагрузка подсчитывается по формуле:

$$\omega_m = \gamma_f \omega_0 k c$$

где w_0=0,3 кПа – нормативное значение ветрового давления;

γ_f = 1,4 – коэффициент надежности для ветровой нагрузки;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (при $H \leq 5$ м k=0,5; при 5 м < $H \leq 10$ м k=0,65, для типа местности B);

c – аэродинамический коэффициент;

c_e= +0,8 – по левой стойке,

c_{e1}= -0.5 – по правой стойке при H/l = 8/21 = 0,38 и L/l = 48/21=2,3\

$$q_в = 1.4 * 0.3 * 0.8 * 0.5 * 6 = 1.008 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q'_в = 1.4 * 0.3 * 0.5 * 0.5 * 6 = 0.63 \text{ кН/м}$$

$$W = 1.4 * 0.3 * 0.8 * \frac{(0.5 + 0.575)}{2} * 4 * 4.9 = 3.539 \text{ кН}$$

$$W = 1.4 * 0.3 * 0.5 * \frac{(0.5 + 0.575)}{2} * 4 * 4.9 = 2{,}213 \text{ кН}$$

5.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В РАМЕ

Двухшарнирная рама однажды статически неопределима. Для решения такой системы можно воспользоваться методом сил. Однако воспользуемся готовыми решениями для определения усилия в ригеле рамы.

$$X = \frac{3.539 - 2.213}{2} + \frac{3 * 8 * (1.008 - 0.63)}{16} = 1.23 \text{ кН}$$

Определяем усилия в левой стойке (рассматривая ее как консольную балку под действием нагрузок $q_в$, W и X).
Максимальный изгибающий момент (в заделке) равен:

$$M_л = (W - X) * H + q_в * \frac{H^2}{2} = (3.539 - 1.23) * 8 + 1.008 * \frac{8^2}{2} = 50.728 \text{ кН} * \text{м}$$

Максимальная поперечная сила равна:

$$Q_л = (W - X) + q_в * H = (3.539 - 1.23) + 1.008 * 8 = 10.373 \text{ кН}$$

Усилия в правой стойке:

$$M_{пр} = (W' - X) * H + q'_в * \frac{H^2}{2} = (2.213 - 1.23) * 8 + 0.63 * \frac{8^2}{2} = 28 \text{ кН} * \text{м}$$

$$Q_{пр} = (W - X) + q'_в * H = (2.213 - 1.23) + 0.63 * 8 = 8.483 \text{ кН}$$

Наибольшее усилие от ветровой нагрузки возникает в левой стойке (M=50.728кН·м, Q=10.373 кН). Дальнейший расчет колонны будет производиться на эти усилия.

5.2 РАСЧЕТ КОЛОННЫ НА ПРОЧНОСТЬ

Расчет колонны на прочность по нормативным напряжениям производим на действие максимальных усилий M=50,728 кН·м и N=123,91 кН.

Расчетная длина (в плоскости рамы) равна:

$$l_0 = 2{,}2 \cdot H = 2{,}2 \cdot 8 = 17{,}6 \text{ м.}$$

Гибкость колонны равна:

$$\lambda = \frac{l_0}{0.289h} = \frac{1760}{0.289 * 45.5} = 133.8 = 134$$

Коэффициенты:

$$\varphi = \frac{3000}{134^2} = 0{,}167$$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 * N}{3000 * R'_c * A} = 1 - \frac{134^2 * 123.91}{3000 * 19.3 * 759.85} = 0.494$$

где $R'_c = m_б m_{сл} R_c = 1 * 0.99 * 19.5 = 19.3$ МПа

Проверка прочности:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{\xi W} = \frac{123.91}{759.85} + \frac{50.728 * 10^3}{0.494 * 5762.2} = 17{,}98 \text{ МПа} < 19.3 \text{ Мпа}$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{1{,}5 * 10{,}373 * 10^{-3}}{0{,}167 * 0{,}455} = 0{,}21 < m_{сл} R_c = 0.99 * 2.25 = 2.23 \text{ МПа}$$

Прочность по касательным напряжения обеспечена.

5.3 ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ

Расчет устойчивости плоско формы деформирования производим как для сжатоизгибаемого элемента по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_y * R'_c * A} + \left(\frac{M}{\xi \varphi_m R'_и W}\right)^n \leq 1$$

Необходимые величины, входящие в проверочную формулу:

$$\varphi_y = \frac{3000}{166^2} = 0.11;\ \lambda_y = \frac{l_{oy}}{0.289b} = \frac{800}{0.289 * 16.7} = 166$$

$$\varphi_м = 140 * \frac{b^2}{l_p * h} * k_ф = 140 * \frac{16{,}7^2}{800 * 45{,}5} * 2{,}54 = 2{,}73$$

$$\frac{123{,}91}{0{,}11 * 759{,}85 * 19{,}3} + \left(\frac{50{,}728 * 10^3}{0{,}494 * 2{,}73 * 19{,}3 * 5762{,}2}\right)^2 = 0{,}19 < 1.0.$$

Устойчивость обеспечена.

5.4 РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ КОЛОННЫ ИЗ ПЛОСКОСТИ

Проверку ведем только на действие продольной сжимающей силы N = 123.91 кН по формуле:

$$\frac{N}{A} = \frac{123.91 * 10}{759.85} = 1.63 \text{ МПа} < \varphi_y * R'_c = 0.11 * 19.3 = 2.123 \text{ МПа}.$$

Где $\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{166^2} = 0.11$

6 РАСЧЕТ УЗЛА ЗАЩЕМЛЕНИЯ КОЛОННЫ В ФУНДАМЕНТ

Расчетные усилия в колонне:

Для расчета анкерных болтов на растяжение:

$N=N_g$=39.91 кН; M= 50.728 кН*м.

Для расчета опорного торца на смятие:

$N=N_{max}$=123.91 кН; M= 50,728 кН*м.

Увеличиваем базу колонны путем приклеивания с обеих сторон по две доски толщиной 35 мм. В торце колонны делаем вырез шириной 315 мм. Тогда размеры a и h_0 равны:

$$a = \frac{595 - 315}{2} = 140 \text{ мм}$$

$$h_0 = 595 - \frac{140}{2} = 525 \text{ мм}$$

Расчетное усилие в анкере равно:

$$N_a = -\frac{N_g}{2} + \frac{M}{\xi * h_0} = -\frac{39.91}{2} + \frac{50.728}{0.494 * 0.525} = 175.64 \text{ кН}$$

$$N_{см} = -\frac{N_{max}}{2} + \frac{M}{\xi * h_0} = -\frac{123.91}{2} + \frac{50.728}{0.494 * 0.525} = 275.5 \text{ кН}$$

Усилие в одном анкере с учетом возможной его перегрузки равно:

$$N_a' = \frac{N_a}{2m} = \frac{175.64}{2 * 0.85} = 109 \text{ кН}$$

Требуемая площадь анкера с учетом ослабления его нарезкой:

$$A^{тр} = \frac{N_a'}{R * m_1} = \frac{109 * 10}{220 * 0.8} = 4.95 \text{ см}^2$$

Принимаем анкер диаметром 30 мм ($A_{бр}$=7,06 см^2; $A_{нт}$ = 5,06 см^2)

Проверка торца на смятие:

$$\sigma_{см} = \frac{N_{см}}{A_{см}} = \frac{257,5}{16,7 * 14} = 11,1 \text{ МПа} < R'_{см} = 19,3 \text{ МПа}$$

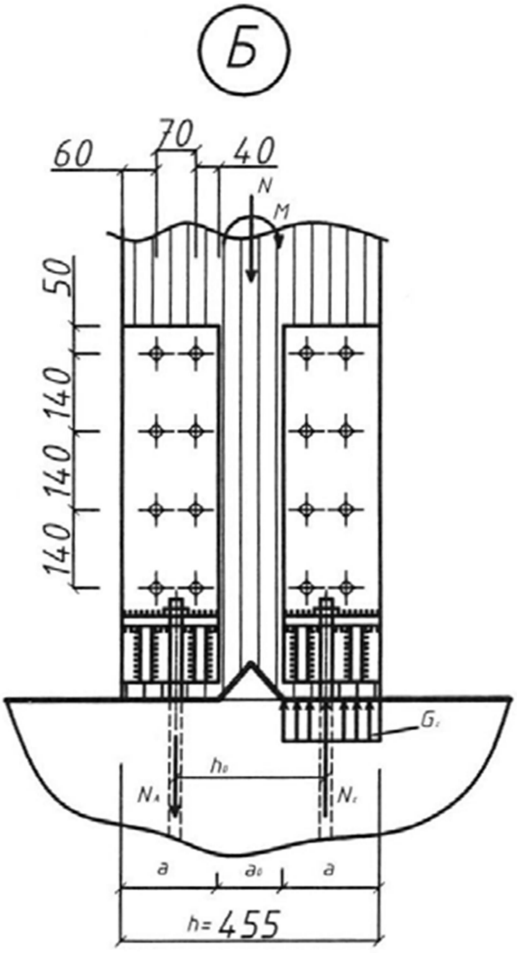
Для крепления металлической детали к колонне используют болты диаметром 24 мм. Несущая способность одного двухсрезного болта равна:

$T_б = 2 * 2{,}5 * d^2 = 2 * 2.5 * 2.4^2 = 28.8$ кН

Для прикрепления металлической детали потребуется болтов:

$$n \geq \frac{175.64}{28.8} = 6.1 \approx 7 \text{ шт}$$

Принимаем n=8 болтов, которые расставляем в два ряда.



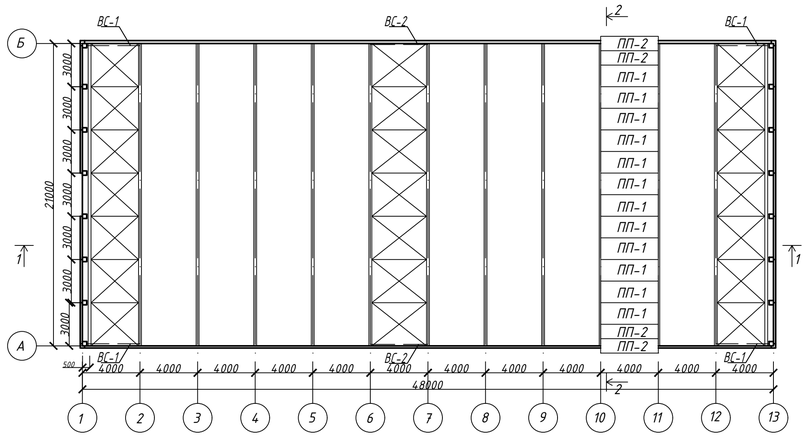
ЛИТЕРАТУРА

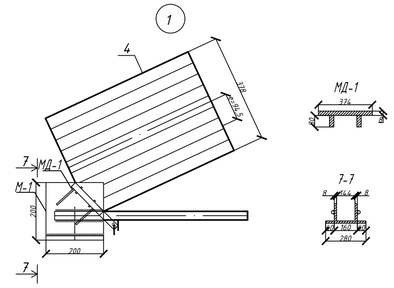
1. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции.

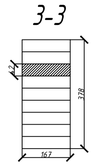
2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия.

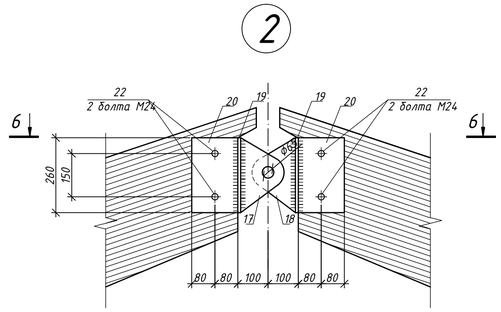
3. Вдовин В.М. «Проектирование клеедощатых и клеефанерных конструкций», Учебное пособие, Пенза: ПГУАС, 2016 г.

4. Вдовин В.М. «Проектирование ограждающих конструкций из дерева и пластмасс», Учебное пособие, Пенза: ПГУАС, 2016 г.

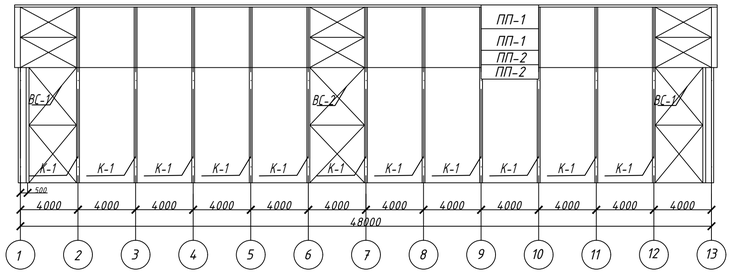




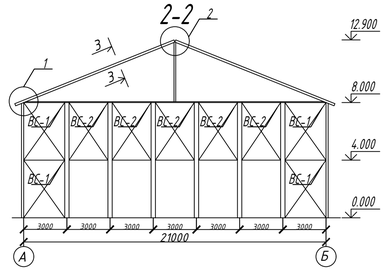




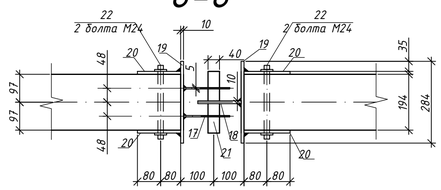
1-1



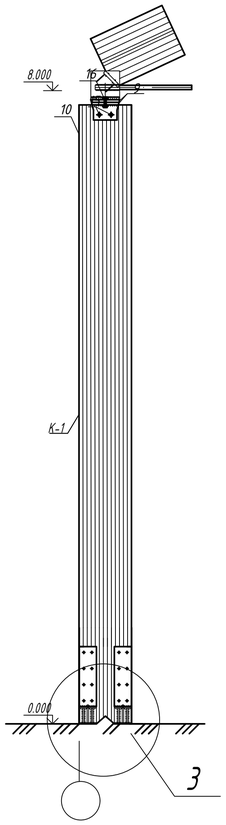
2-2



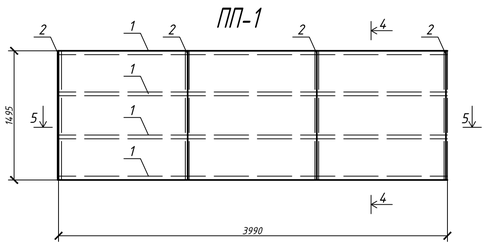
6-6



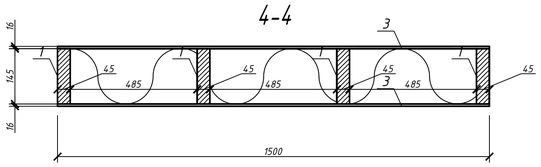
К-1



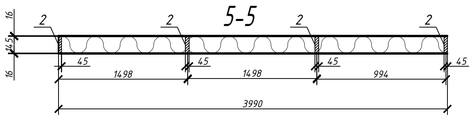
ПП-1



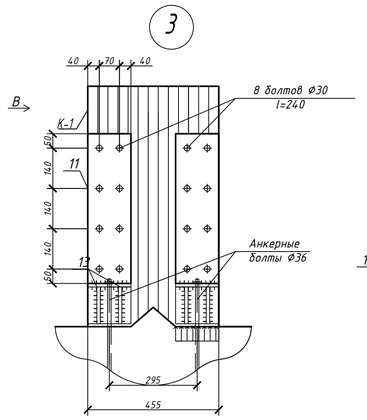
4-4



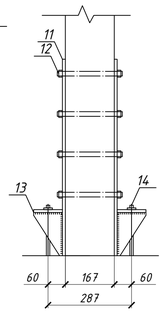
5-5



3



Вид В



Спецификация

Марка элемен	Поз.	Наименование	Сечение	Длина	Кол-во	Ед. изм	Объем, м³ на ед.	Объем, м³ всего	Примечание
ПП-1	1	Продольное ребро	50x200	3990	4	м³	0,051	0,204	
	2	Поперечное ребро	50x200	1495	4	м³	0,013	0,052	
	3	Обшивка	16x1480	1480	6	м³	0,018	0,048	
	4	Доска	42x167	21560	9	м³	0,105	0,945	ГОСТ 3916-69
М-1	5	Металлическая пластина	8x280	200	1	кг	3,49	3,49	ГОСТ 17595-87
	6	Металлическая пластина	8x374	140	1	кг	3,27	3,27	ГОСТ 17595-87
	7	Металлическая пластина	8x120	200	2	кг	1,49	2,98	ГОСТ 17595-87
	8	Металлическая пластина	8x80	140	2	кг	0,69	1,38	ГОСТ 17595-87
К-1	9	Металлическая пластина	15x200	300	2	кг	7.02	14.04	ГОСТ 17595-87
	10	Доска	35x167	8000	13	м³	0,039	0.51	ГОСТ 3916-69
	11	Металлическая пластина	15x140	680	4	кг	11.14	44.6	ГОСТ 17595-87
	12	Болт М20	⌀30	167	8	кг	1,125	9	ГОСТ 27772-88
	13	Металлическая пластина	15x140	150	12	кг	2.5	12.5	ГОСТ 17595-87
	14	Фундаментный болт М10	⌀10	1500	2	кг	1,119	2.24	ГОСТ 27772-88
	15	Болт М20	⌀24	250	3	кг	1,125	3.375	ГОСТ 27772-88
	16	Болт М20	⌀24	50	2	кг	0.225	0.45	ГОСТ 27772-88
	17	Пластина	5x100	260	4	кг	1.02	4.08	ГОСТ 27772-88
	18	Пластина	10x100	260	2	кг	2.04	4.08	ГОСТ 27772-88
	19	Пластина	10x260	284	4	кг	5.8	23.2	ГОСТ 27772-88
	20	Пластина	10x160	260	4	кг	3.27	13.08	ГОСТ 27772-88
	21	Валик	⌀65	200	1	кг	1.97	1.97	ГОСТ 27772-88
	22	Болт М22	⌀22	260	4	кг	0.9	3.6	ГОСТ 7798-70

Примечания:
1.Для изготовления применять древесину сосны 2 сорта
2.Влажность древесины не более 15%
3.Склеивание осуществляется клеем марки ФР-12
4.В спецификации указан чистовой расход древесины
5.Все металлические детали обработать грунтовкой ГФ-021 и покрасить эмалью ПФ-115 в 2 слоя

Должность	Фамилия	Подпись	Дата	КР-2069059-08.03.01-160321-2020			
				Одноэтажное каркасное здание			
Проверил	Вдовин В.М			Конструкции из дерева и пластмасс	Стадия	Лист	Листов
Выполнил	Митянин А.С				У	1	1
				Монтажный план покрытия, 1-1,2-2,3-3,4-4,5-5,6-6,7-7,8-8,9-9, 10-10,К-1,БКД-1,БКФ-1, узел А, узел Б	ПГУАС каф.СК гр. 16Ст11		