Министерство образования Российской Федерации

Пермский государственный технический университет

Строительный факультет

Кафедра строительных конструкций

Пояснительная записка к курсовому проекту

на тему “Расчёт деревянной рамы”

Выполнил гр. ПГС07

Пшеничников А.В.

Руководитель

Осетрин А.В.

г. Пермь 2010

Исходные данные

Место строительства г. Краснодар

Шаг несущих конструкций 5,5м.

Расчетный пролет рамы 21м.

Высота рам 5,6м.

Длина здания 86м.

Материал обшивок панелей фанера ФСФ

Средний слой панели пенопласт ФРП-1

Индивидуальное задание:

Определение изменения усилий в зависимости от изменения угла α;

α=00;

α=30.

Сравнение технико-экономических показателей вариантов.

1. Расчет плиты покрытия

1.1 Исходные данные

Условия эксплуатации нормальные.

Уклон кровли 1:4.

Кровля из волнистых асбестоцементных листов унифицированного профиля марки УВ – 7,5, которые укладываются после монтажа плит покрытия.

Шаг несущих конструкций – 5,5м.

Каркас плиты из древесины ели 2-го сорта.

Нижняя обшивка из водостойкой березовой фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ (по ГОСТ 9573-72).

Утеплитель – пенопласт ФРП-1.

Толщина утеплителя принята по теплотехническому расчету – 110мм.

Район строительства – г. Краснодар.

1.2 Компоновка плиты

Плиты покрытия укладываются непосредственно по несущим конструкциям, соответственно, длина плиты равна шагу несущих конструкций – 5,5м, а с учетом припусков при изготовлении – 5,48м. Ширина плиты принимается равной ширине стандартного листа фанеры (1525\*1525). С учетом обрезки кромок для их выравнивания ширина плиты – 1,48м. Направление волокон наружных слоев фанеры следует располагать вдоль плиты. Толщина фанеры – 8мм.

Высота плиты

Толщину ребер принимаем 50мм. По сортаменту принимаем доски 50\*200мм. Фанера приклеивается к нижней стороне деревянного каркаса, поэтому фрезеруются только кромки досок. После острожки кромок размеры ребер 50\*195мм. Шаг продольных ребер конструктивно назначаем 50см, при этом расчет асбестоцементных волнистых листов кровли не требуется. Поперечные ребра принимаются того же сечения, что и продольные и ставятся в местах стыков фанерных листов. Фанерные листы стыкуются на «ус». Учитывая размеры стандартных листов фанеры ставим в плите два поперечных ребра. Пароизоляция – окрасочная по наружной стороне обшивки. Окраска производится эмалью ПФ-115 за 2 раза.

1.3 Теплотехнический расчет плиты

Режим помещения:



Условия эксплуатации конструкций А.



|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование слоя |  |  |  |  |
| Фанера ФСФ | 600 | 0,008 | 0,13 | 0,062 |
| Окраска |  |  |  |  |
| Пенопласт ФРП-1 | 300 |  | 0,05 |  |





1.4 Сбор нагрузок

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование нагрузки | Нормативная Н/м2 | коэффициент надежности | Расчетная Н/м2 |
| А. Постоянные |   |   |   |
| Кровля из асбестоцементных волнистых листов марки УВ - 7,5 | 180 | 1,1 | 198 |
| Собственная масса плиты покрытия |   |   |   |
| продольные ребра 0,05\*0,195\*4\*5000/1,48=131,76 | 131,76 | 1,1 | 144,94 |
| поперечные ребра 0,05\*0,195\*5\*5000/5,48=44,48 | 44,48 | 1,1 | 48,93 |
| Утеплитель 300\*0,11=33 | 33 | 1,3 | 42,9 |
| Нижняя обшивка из фанеры марки ФСФ 0,008\*6000=48 | 48 | 1,1 | 52,8 |
| ИТОГО: | 437,24 |   | 487,57 |
| Б. Временные |   |   |   |
| Снеговая 800\*1=800 | 560 |  | 800 |
| ВСЕГО: | 997,24 |   | 1287,57 |

Полные погонные нагрузки:

Нормативная 

Расчетная 

1.5 Статический расчет

Ширина площадки опирания на верхний пояс несущей конструкции – 6см, тогда расчетный пролет плиты равен 

Плита рассчитывается как балка на двух опорах.

Расчетный изгибающий момент:



Расчетная поперечная сила:



При уклонах кровли 1:4 расчет плиты допускается вести без учета явления косого изгиба.

1.5.1 Геометрические характеристики сечения

Расчет клееных элементов из фанеры и древесины выполняется по методу приведенного поперечного сечения в соответствии с п.4.25 СНиП II-25-80.

Расчетная ширина фанерной обшивки при 

Геометрические характеристики плиты приводим к фанере с помощью коэффициента приведения:



Приведенная площадь поперечного сечения плиты



Приведенный статический момент поперечного сечения плиты относительно нижней плоскости обшивки



Расстояние от нижней грани до нейтральной оси поперечного сечения плиты



Расстояние от нейтральной оси до верхней грани продольных ребер



Расстояние от нейтральной оси плиты до центра тяжести продольных ребер



Приведенный момент инерции плиты относительно нейтральной оси



1.6 Конструктивный расчет

1.6.1 Проверка напряжений

Максимальные напряжения в растянутой фанерной обшивке:

,

где  -коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки при соединении на «ус» для фанеры марки ФСФ (п.4.24 СНиП II-25-80).

 -коэффициент надежности по назначению.



Максимальные растягивающие напряжения в ребре деревянного каркаса

,

где коэффициент  приводит геометрические характеристики к наиболее напряженному материалу – древесине, т.е.





Максимальные сжимающие напряжения в ребре деревянного каркаса



Проверка скалывающих напряжений по клеевому шву между фанерной обшивкой и продольными ребрами каркаса:

,

где  -статический момент фанерной обшивки относительно нейтральной оси:





Прочность клеевого шва между фанерой и древесиной (фанера приклеивается на клее ФРФ – 50) принимается равной прочности фанеры на скалывание вдоль волокон наружных слоев 78,4Н/см2 (табл.10 СНиП II-25-80).

1.6.2 Проверка прогиба плиты

Относительный прогиб плиты:



Скомпонованное сечение удовлетворяет условиям прочности и жесткости, причем запасы по прочности и жесткости довольно большие – необходимо уменьшить размеры сечения ребер.

1.7 Сбор нагрузок

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование нагрузки | Нормативная Н/м2 | коэффициент надежности | Расчетная Н/м2 |
| А. Постоянные |   |   |   |
| Кровля из асбестоцементных волнистых листов марки УВ - 7,5 | 180 | 1,1 | 198 |
| Собственная маса плиты покрытия |   |   |   |
| продольные ребра 0,05\*0,17\*4\*5000/1,48=114,86 | 114,86 | 1,1 | 126,35 |
| поперечные ребра 0,05\*0,17\*5\*5000/5,48=38,78 | 38,78 | 1,1 | 42,66 |
| Утеплитель 300\*0,11=33 | 33 | 1,3 | 42,9 |
| Нижняя обшивка из фанеры марки ФСФ 0,008\*6000=48 | 48 | 1,1 | 52,8 |
| ИТОГО: | 414,64 |   | 462,71 |
| Б. Временные |   |   |   |
| Снеговая 800\*1=800 | 560 |  | 800 |
| ВСЕГО: | 974,64 |   | 1262,71 |

Полные погонные нагрузки:

Нормативная 

Расчетная 

1.8 Статический расчет

Ширина площадки опирания на верхний пояс несущей конструкции – 6см, тогда расчетный пролет плиты равен 

Плита рассчитывается как балка на двух опорах.

Расчетный изгибающий момент:



Расчетная поперечная сила:



При уклонах кровли 1:4 расчет плиты допускается вести без учета явления косого изгиба.

1.8.1 Геометрические характеристики сечения

Расчет клееных элементов из фанеры и древесины выполняется по методу приведенного поперечного сечения в соответствии с п.4.25 СНиП II-25-80.

Расчетная ширина фанерной обшивки при 

Геометрические характеристики плиты приводим к фанере с помощью коэффициента приведения



Приведенная площадь поперечного сечения плиты



Приведенный статический момент поперечного сечения плиты относительно нижней плоскости обшивки



Расстояние от нижней грани до нейтральной оси поперечного сечения плиты



Расстояние от нейтральной оси до верхней грани продольных ребер



Расстояние от нейтральной оси плиты до центра тяжести продольных ребер



Приведенный момент инерции плиты относительно нейтральной оси



1.9 Конструктивный расчет

1.9.1 Проверка напряжений

Максимальные напряжения в растянутой фанерной обшивке:

,

где  -коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки при соединении на «ус» для фанеры марки ФСФ (п.4.24 СНиП II-25-80).

 -коэффициент надежности по назначению.



Максимальные растягивающие напряжения в ребре деревянного каркаса

,

где коэффициент  приводит геометрические характеристики к наиболее напряженному материалу – древесине, т.е.





Максимальные сжимающие напряжения в ребре деревянного каркаса



Проверка скалывающих напряжений по клеевому шву между фанерной обшивкой и продольными ребрами каркаса:

,

где  -статический момент фанерной обшивки относительно нейтральной оси:





Прочность клеевого шва между фанерой и древесиной (фанера приклеивается на клее ФРФ – 50) принимается равной прочности фанеры на скалывание вдоль волокон наружных слоев 78,4Н/см2 (табл.10 СНиП II-25-80).

1.9.2 Проверка прогиба плиты

Относительный прогиб плиты:



Скомпонованное сечение удовлетворяет условиям прочности и жесткости, причем запасы по прочности и жесткости довольно большие, но сечение с меньшими размерами (50\*150) не удовлетворяет условиям жесткости.

2. Расчет металлодеревянной фермы



2.1 Сбор нагрузок

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование нагрузки | Нормативная Н/м2 | коэффициент надежности | Расчетная Н/м2 |
| А. Постоянные |   |   |   |
| Кровля из асбестоцементных волнистых листов марки УВ - 7,5 | 180 | 1,1 | 198 |
| Собственная масса плиты покрытия |  |  |  |
| продольные ребра 0,05\*0,17\*4\*5000/1,48=114,86 | 114,86 | 1,1 | 126,35 |
| поперечные ребра 0,05\*0,17\*5\*5000/5,48=44,48 | 38,75 | 1,1 | 42,66 |
| Утеплитель 300\*0,11=33 | 33 | 1,3 | 42,9 |
| Нижняя обшивка из фанеры марки ФСФ 0,008\*6000=48 | 48 | 1,1 | 52,8 |
| ИТОГО: | 414,64 |  | 462,71 |
| Собственный вес фермы | 12,29 | 1,1 | 13,52 |
| ИТОГО: | 426,93 |  | 476,23 |
| Б. Временные |  |  |  |
| Снеговая 800\*1=800 | 560 |  | 800 |
| ВСЕГО: | 986,93 |  | 1276,23 |

Определяем расчетные погонные нагрузки и приводим их к узловым:





Верхний пояс фермы клееный из сосновых досок 2-го сорта. Нижний пояс из арматурной стали класса А-III. По верхнему поясу фермы укладываются панели покрытия шириной 148 см.

Условия эксплуатации конструкций А2 ()

При уклоне кровли 1:4 угол наклона верхнего пояса:



2.2 Расчет верхнего пояса фермы

Сечение опорной панели верхнего пояса конструируем составным. Верхний пояс фермы состоит из 4-х панелей (2- опорные, 2- коньковые). Сечение верхнего пояса подбираем по усилиям в опорной панели.



Принимаем сечение  Опорный узел проектируем так, чтобы он не выходил за габариты сечения колонны. Усилие в опорной панели верхнего пояса передается центрально. Верхний пояс фермы неразрезной. Расчетный изгибающий момент от внеузловой распределенной нагрузки в середине опорной панели определяется как в двухпролетной балке.



Площадь поперечного сечения элемента

Момент сопротивления



Расчетное сопротивление



Гибкость составных элементов определяется с учетом податливости соединений. Гибкость опорной панели



 - гибкость всего сечения относительно оси Y, вычисленная по расчетной длине l0 ,без учета податливости.



 - гибкость отдельного слоя = 0 (т.к. количество слоев меньше 7) (п.4.6 СНиП «Деревянные конструкции»)

 - коэффициент приведения гибкости .



nш – расчетное количество швов в сечении.

nc – расчетное количество срезов связей в одном шве на 1 метр сечения.

kc – коэффициент податливости соединения, который определяется по т.12 СНиП «Деревянные конструкции»



 - коэффициент продольного изгиба

а=0,8 (п 4.3. СНиП «Деревянные конструкции»)

увеличиваем сечение















 - коэффициент принимаемый по т.13. СНиП «Деревянные конструкции».

Проверяем прочность сечения:



Проверяем соответствие подобранного сечения на действие усилий в коньковой панели.



















Прочность сечения обеспечена, окончательно для верхнего пояса фермы принимается сечение см.

2.3 Расчет нижнего пояса фермы

Нижний пояс фермы проектируем из арматурной стали переодического профиля класса А-III в виде одиночного тяжа. Тяж состоит из 3-х элементов (2-крайних и 1- средний).Крайние элементы растянуты, средний сжат.

Усилие в крайних элементах 

Определим сечение тяжа:



принимаем тяж ǿ12мм с F=113.1мм2

Усилие в среднем элементе 

тяж ǿ12мм с F=113.1мм2

Проходит по требуемой площади.

На конце одиночного тяжа для соединения его с парными тяжами опорного узла фермы привариваем наконечник с резьбой из той же стали. Принимаем диаметр наконечника = 20мм. с F=314,16мм2

Наконечники привариваем к тяжу с помощью накладок из арматурной стали А-III.

Требуемая площадь сечения парных тяжей в башмаке опорного узла составляет:



принимаем 2 тяжа ǿ18мм с F=508,94мм2

2.4 Расчет раскосов

Раскосы 2 и 3 выполняем из цельного бруса древесины 2-го сорта, сечением 



Проверяем раскос на устойчивость:



уменьшим сечение раскоса 



Проверяем раскос на устойчивость:



Определим напряжение смятия верхнего пояса фермы от торца раскоса:



Растянутые раскосы 10 и 11 проектируем из арматурной стали класса А-III в виде одиночного тяжа требуемая площадь сечения, которого:

 ǿ16 мм с F=201,06мм2

Наконечники к раскосам принимаем ǿ20 мм.

2.5 Расчет узлов фермы

2.5.1 Опорный узел

Требуемая площадь смятия в опорном узле под пластиной, передающей усилие от нижнего пояса на верхний:



Ширина пластины равна ширине верхнего пояса и равна 190 мм, тогда высота пластины:

 конструктивно примем 



Давление на 1мм2 пластины составляет:



Максимальный изгибающий момент в пластине на 1 мм ее ширины:



Требуемый момент сопротивления пластины:



Ry –расчетное сопротивление по пределу текучести стали ВСт3пс.

Принимаем пластину толщиной 10 мм момент сопротивления, которой



Сварку упорной пластины с боковыми пластинами башмака производим сплошным двухсторонним швом толщиной 6 мм. Парные тяжи привариваем двухсторонним швом толщиной 8 мм, длиной 10 см.

Требуемая площадь смятия опорной плоскости:





Требуемая ширина площадки смятия:



2.5.2 Узлы крепления раскосов к верхнему поясу

Для крепления раскосов в узлах устанавливается металлический башмак, к которому крепятся раскосы. Площадь опирания башмака проектируем из условия смятия верхнего пояса.

Несущая способность соединения смятию под углом  определяется из условия смятия древесины. (п. 5.2. СНиП)



Прочность на смятие обеспечена принимаем металлический башмак см.

Расчет болта:



принимаем болт повышенной точности dб=30 мм.

Раскосы крепятся к узлам с помощью стальных накладок сечением . Металлический башмак крепится к верхнему поясу с помощью глухарей.

Проверяем стальные накладки на сжатие по устойчивости в плоскости перпендикулярной плоскости планки:



прочность обеспечена.

Несущая способность по изгибу односрезного глухаря:



Требуемое количество болтов:

принимаем 6 болтов на каждой полунакладке.

2.5.3 Узлы крепления раскосов к нижнему поясу

Раскосы крепятся на узловой болт, устанавливаемый в отверстие фасонки нижнего пояса.

В узлах элементы нижнего пояса соединяются планками из листовой стали. Закрепляются планки к поясу швами длиной 10 см (как в опорном узле). Элементы нижнего пояса соединяются по лине планками на расстояние l0.



2.5.4 Коньковый узел

Коньковый узел выполнен простым лобовым упором перекрытым парными накладками.

Принимаем диаметр болтов соединяющих верхний пояс фермы через накладки равным 24 мм.

Согласно п.5.18.СНиП для стальных нагелей принимаются расстояния между болтами.

S1 вдоль волокон = 7d=

S2 поперек волокон = 3,5d=

S3 от кромки элемента=3d=

Количество болтов в одном ряду:



Т – наименьшая несущая способность (т. 17 СНиП)

nш – число расчетных швов одного нагеля.

1)несущая способность на смятие древесины среднего элемента под углом:



с – толщина среднего элемента.

 - коэффициент по т. 14. СНиП

2) несущая способность на смятие древесины крайнего элемента под углом:



3) несущая способность болта на изгиб:



размер накладки 

Проверим верхний пояс на растяжение:



прочность верхнего пояса в месте соединения обеспечена.

3. Расчет колонны

3.1 Определение ветровой нагрузки

Ветровую нагрузку учитывают как сумму двух составляющих: средней и пульсационной.

Wm – средняя составляющая учитывается при расчете всех зданий и сооружений.

Wi – пульсационная составляющая может учитываться при расчете мачт; башен; транспортных эстакад; дымовых труб; высотных зданий, высотой более 40м; одноэтажных производственных зданий, высотой более 36м, и при отношении высоты к длине здания более 1,5, в местностях типа А и В.

Расчетное значение средней составляющей ветровой нагрузки :



γf – коэффициент надежности по нагрузке→1,4

w0 – нормативное значение ветрового значения, принимается в зависимости от ветрового района (Краснодар –5-ый ветровой район →w0=0,6 кН/м2)

се – аэродинамический коэффициент, зависящий от конфигурации здания (с наветренной поверхности = 0,8; с подветренной = 0,6)

k – коэффициент, учитывающий изменения ветрового давления по высоте (зависит от типа местности).

В практике инженерных расчетов действительную ветровую нагрузку заменяют эквивалентной равномерно распределенной по длине колонны и по шатру.

Обозначения для определения коэффициента k:

 - участок с однозначной эпюрой;

 -участок осреднения (1-для колонны, 2- для шатра);

 - высоты, характеризующие однозначную эпюру давления;

- длины участков соответственно колонны и шатра;

 - протяженность участков с однозначными эпюрами на осредненных участках.

Определяем осредненный коэффициент на каждом участке j с однозначной эпюрой i.



 - тангенс угла наклона эпюры ветрового давления на участке с однозначной эпюрой.

Значения  для участков с однозначной эпюрой (местность В)

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Участок i=1 | Участок i=2 | Участок i=3 | Участок i=4 |
| K5 | tg 1 | K10 | tg 2 | K20 | tg 3 | K40 | tg 4 |
| 0.5 | 0 | 0.65 | 0.03 | 0.85 | 0.02 | 1.1 | 0.0125 |





Схема загружения колонны ветровой нагрузкой без промежуточных фахверков.

Расчетная погонная ветровая нагрузка на раму  (кН/пог.м) на участке h1 передается в виде равномерно распределенной:

с наветренной стороны



с подветренной стороны



Вк – шаг поперечных рам,м.

С грузовой площади шатра А1 (м2) нагрузка в виде сосредоточенной силы Fнав (кН) переносится на узел сопряжения верхней части колонны с ригилем.



Расчетное значение эквивалентной нагрузки Wi (кН/м2):

на первом участке



на втором участке







3.2 Подбор сечения колонны

Колонну проектируем дощатоклеенную прямоугольного сечения с защемлением в пяте.



В первом приближении примем:



Защемление колонны в пяте осуществляется с помощью анкерных креплений к оголовку, верхняя отметка которого должна возвышаться над уровнем чистого пола свыше 15 см.



Находим геометрические характеристики сечения:





Находим геометрические характеристики сечения:



можно уменьшить сечение



Находим геометрические характеристики сечения:



сечение больше уменьшать нельзя, прочность колонны обеспечена с большим коэффициентом запаса.

В целях рационального решения узла сопряжения фермы с колонной примем конструктивно сечение колонны 190198 (6 слоев =33мм).

3.3 Проверка клеевого шва колонны

Вдоль здания колонны раскрепляем вертикальными связями и распорками, устанавливаемыми по середине высоты колонны.



требуется проверка колонны на устойчивость.



устойчивость колонны обеспечена.

Клеевой шов проверяем по касательным напряжениям.



прочность клеевого шва по касательным напряжениям обеспечена с большим запасом прочности.

3.4 Расчет опорной пяты

Для крепления анкерных болтов по бокам колонны сделаны вырезы на глубину трех досок =9,9 см.

Напряжения на поверхности фундамента:



Для фундамента конструктивно примем бетон В15 с Rb=8,5МПа.

Вычисляем размеры участков эпюры напряжений:



Усилия в болтах:



Площадь поперечного сечения болтов:



принимаем диаметр болтов =12 мм.

Траверсу для крепления анкерных болтов рассчитываем как балку.



Из условия размещения анкерных болтов диаметром 12 мм, принимаем равнополочный уголок 

Напряжение:



Проверка прочности клеевого шва в анкерном креплении колонны:



 - коэффициент при расчете на скалывание сжатых элементов = 0,125

е = y – плечо сил скалывания

Напряжение в клеевом шве:



условие прочности клеевого шва под пятой колонны выполняется прочность колонны обеспечена.

4. Рекомендации по обеспечению долговечности и защиты от возгорания деревянных конструкций

4.1 Обеспечение долговечности КДК

Для изготовления конструкций рекомендуется использовать сухой пиломатериал с влажностью W= 12%.

В период транспортировки защищать конструкции от увлажнения используя специальный укрывочный материал и соблюдая правила хранения и транспортировки конструкций.

Опорный узел колонны устраивается на 300 мм выше уровня чистого пола.

При проектировании учесть обеспечение свободного доступа к опорным узлам конструкций для осмотра и проветривания.

4.2 Защита КДК от возгорания

Проектируемое здание имеет значительную протяженность (88м), поэтому рекомендуется по длине здания устроить брандмауэрную стену с высотой на 600 мм выступающей над плоскостью кровли.

Соединительные стальные детали снижают предел огнестойкости деревянных конструкций, поэтому нужно их обрабатывать огнезащитными составами.

Несущие КДК обладают хорошей био- и огнестойкостью, поэтому для них применяют только локальную защиту торцов и опорных частей тиоколывыми мастиками (УМ-30м, УТ-32) и поверхностную окраску пентофталевой эмалью ПФ-115 при помощи краскопульта или кистями за 2 раза.

Для раскосов фермы, продольных и поперечных ребер плит покрытия применять пропитку в горячехолодных ваннах в течении 2-4 часов.

5. Технико-экономические показатели

5.1 Расход основных материалов

Расход материалов на изготовление КДК

1.ферма

2. колонна

Расход древесины в деле:



Vqi – объем одной конструкции

Пi – количество несущих конструкций

S – площадь здания в осях

1. 

2. 

Расход стали:



Gстi – расход стали на одну конструкцию.

1. 

Фактическая собственная масса несущей конструкции



qi – масса одной конструкции

1. 

2. 

Фактический коэффициент собственной массы конструкции



1.

Список используемой литературы

1. СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия: М., 1987.
2. СНиП 2-25-80 Деревянные конструкции: М., 1983.
3. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции: М., 1990.
4. СНиП II-3-79\* Строительная теплотехника: М.,1986.
5. СНиП 23-01-99 Строительная климатология: М.,2000.
6. СНиП2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции: М., 1989.
7. Пособие по проектированию деревянных конструкций к СНиП II-25-80: М.,1986.
8. А..В. Калугин Деревянные конструкции: Пермь., 2001
9. И. М. Гринь Строительные конструкции из дерева и пластмасс: Стройиздат., 1979
10. В. Е. Шишкин Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс: Стройиздат., 1974.
11. Л. И. Кормаков Проектирование клееных деревянных конструкций: Будивельник., 1983.
12. А. В. Калугин Проектирование и расчет ограждающих конструкций: Пермь., 1990.