Министерство образования Российской Федерации

Нижегородский государственный

архитектурно - строительный университет

### ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К КУРСОВОЙ РАБОТЕ

Расчет и проектирование покрытия по клееным деревянным балкам для неотапливаемого здания

Н.Новгород-2010г.

Содержание

1 Задание на проектирование

2 Выбор конструктивного решения покрытия

3. Расчет настила

3.1 Расчет настила на первое сочетание нагрузок

3.2 Расчет настила на второе сочетание нагрузок

4 Расчет прогонов

5 Расчет двухскатной клееной балки из пакета досок

5.1 Материал для изготовления балок

5.2 Расчетные сопротивления древесины

5.3 Модуль упругости

5.4 Нагрузки на балку

5.5 Подбор сечения балки

5.6 Проверка прочности, устойчивости плоской фермы деформирования и жесткости балки

Список используемой литературы

1. Задание на проектирование

Рассчитать несущую двухскатную дощато-клеенную балку. Ограждающие конструкции - дощатый настил по прогонам. Прогон спаренный , из двух досок. Здание однопролетное, каркасное пролетом l = 15 м. Шаг колонн вдоль здания b = 6 м. Район строительства – г. Иваново. Здание защищено от прямого воздействия ветра. Температурно-влажностные условия эксплуатации А2. Материал – сосна, 2 сорта.

2.Выбор конструктивного решения покрытия

В качестве несущих конструкций покрытия принимаем двускатные клееные балки из пакета досок. Балки опираются на железобетонные колонны сечением 400х400 мм. По балкам укладываются неразрезные, спаренные прогоны из двух досок поставленных на ребро со стыками в разбежку, и скрепленных между собой по всей длине гвоздями с шагом 25 см. В целях обеспечения равной прочности прогонов по изгибу расстояния от крайних балок до торцевых стен принимаются равными (0,8÷0,85)b. В нашем случае принимаем:

0,83 х 6,0 = 5 м

По прогонам укладывается сплошной рабочий настил из досок, толщина и ширина которых принимается соответственно равными 25÷32 мм и 100÷150 мм, принимаем доски 25х150 мм, согласно существующего сортамента пиломатериалов по ГОСТ 24454-80\* (см. табл.1 приложения). К рабочему настилу прибиваются доски сплошного защитного настила толщиной 16-19 мм и шириной 100мм (принимаем 19х100мм), который является основанием под кровлю из четырех слоев рубероида на битумной мастике.

Доски защитного настила прибиваются к рабочему под углом 45-60о. Такой настил образует жесткий диск в плоскости крыши, обеспечивающий неизменяемость покрытия.

1. Расчет настила

При расчете настила рассматривается полоса шириной bн=1м. Расчет настила выполняется с учетом неразрезности элементов. Расчетная схема принимается в виде двухпролетной неразрезной балки с пролетами равными расстоянию между прогонами Bпр = 6м. В двойных настилах защитный настил не рассчитывается, его работа заключается только в распределении нагрузки на доски рабочего настила.

При незначительных уклонах кровли (до 10о) угол наклона в расчете обычно не учитывается и расчет ведется на вертикальные нагрузки.

Согласно п.6.14 [1] настилы рассчитываются на следующие сочетания нагрузок:

1. постоянная и временная от снега (расчет на прочность и прогиб);
2. постоянная и временная от сосредоточенного груза N = 1кН (100 кгс) с умножением последнего на коэффициент перегрузки n = 1,2 (расчет только на прочность).

При сплошном или при разреженном настиле с расстоянием между осями досок не более 150мм нагрузка от сосредоточенного груза (N = 1кН) передается двум доскам, а при расстоянии более 150мм одной доске.

При двойном настиле (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) сосредоточенный груз принимают распределенным на ширину 500мм рабочего настила, т.е.

Подсчет нагрузок на настилы производится в соответствии со СНиП 2.01.07-85\* “Нагрузки и воздействия” [2].

Расчет нагрузок на настил приведен в таблице 1.

# Таблица 1

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № | Конструктивные элементы и нагрузки | Нормативная нагрузка, Па | γf | Расчетная нагрузка, Па |
| 1. Постоянные нагрузки |
| 1.1 | Четырехслойная рубероидная кровля 4х30 | 120 | 1,3 | 156 |
| 1.2 | Защитный настил из досок толщиной δз.н.=19мм.δз.н. · ρ · g = 0,019 · 500 · 10 | 95 | 1,1 | 104,5 |
| 1.3 | Рабочий настил из досок толщиной δр.н.=25мм.δр.н. · ρ · g = 0,025 · 500 · 10 | 125 | 1,1 | 137,5 |
| 1.4 | ИТОГО постоянная нагрузка на рабочий настил: |  | - |  |
| 2. Временные нагрузки |
| 2.1 | Полное значение снеговой нагрузки, S | 1260 | 0,7 | 1800 |
| 2.2 | Полное значение доли длительной нормативной нагрузки,  | 340 + 1800·0,5 = 1240 |  |  |
| Примечания:1. В п. 1.1 30Па – вес одного слоя рубероида на битумной мастике;
2. В п. 1.2 и 1.3 ρ = 500кг/м3 – плотность древесины ели согласно приложения 3 норм /1/; δз.н.=0.019 м - толщина досок защитного настила; δр.н. = 0.025 м – толщина досок рабочего настила;
3. В п. 2.1 Sg = 1800Па – расчетное значение веса снегового покрова на 1м2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое согласно п. 5.2. /2/.
 |

3.1 Расчет рабочего настила на первое сочетание нагрузок

Полная линейная расчетная нагрузка на рабочий настил (на bн = 1 м)

g1=(Sg+gп) ∙bн ∙γn = (1800+398) ∙ 1.0∙ 0.9=1979 Н/ м

где: - коэффициент надежности по ответственности, принимаемый по приложению /2/.

Принимаем шаг расстановки прогонов Впр = 2,0 м. Тогда расчетный изгибающий момент в настиле от первого сочетания нагрузок составит

М1= (g1 ∙ В2пр)/ 8= (1979∙4.0)/8 = 990 Нм.

Геометрические характеристики поперечного сечения рабочего настила шириной bн = 100см и толщиной δр.н. = 2,5см:

* момент сопротивления

* момент инерции

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям

М1/ W= 990/104∙10-6 =9,52 МПа ≤ Ru=14 МПа

где: Ru = 14 МПа – расчетное сопротивление изгибу для элементов настила под кровлю для древесины 2-го сорта согласно примечанию 5, табл.3 норм.

Полная линейная нормативная нагрузка на рабочий настил:

gн = gдл.н∙bн ∙γn = 1240∙1,0∙0,9=1116 Н/м

Прогиб настила определяется как для двух пролетной неразрезной балки по формуле

F = 2,13/384 ∙ (gн Впр⁴/ ЕJ)= 2,13/384 ∙ (1116∙2,0⁴/ 1010 ∙130∙10-8)=0,01м

где: Е = 1010 Па – модуль упругости древесины при расчете конструкций по предельному состоянию второй группы согласно п. 3.5 норм.

#### При расчете по прогибам должно выполняться условие

,

где: fu – предельно допустимый прогиб, определяемый по табл. 19 /2/.

- предельный прогиб для пролета настила l = 2,0 м.

fu= 1/135 ∙ 2.0 = 0.0148м.

Следовательно

f=0.01 м ≤ fu=0,0148 м

Таким образом, жесткость и прочность рабочего настила от первого сочетания нагрузок обеспечена.

3.2 Расчет рабочего настила на второе сочетание нагрузок

При двойном настиле сосредоточенный груз принимается распределенным на ширину 0,5 м, т.е.

Н.

Расчетная линейная нагрузка на 1 п.м. настила от действия только постоянной нагрузки

 Н/м.

Расчетный изгибающий момент в настиле от второго сочетания нагрузок определяется по формуле:

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям

 МПа < Ru · mн = 14 · 1,2 =16,8 МПа,

где: mн =1,2 – коэффициент, учитывающий кратковременность монтажной нагрузки NP, определяемый по табл. 6 /1/.

Прочность настила от второго сочетания нагрузок обеспечена.

4. Расчет прогонов

Неразрезные спаренные прогоны проектируем по равнопрогибной схеме из двух досок поставленных на ребро со стыками вразбежку, расположенными на расстоянии от оси опор (рис. 3). Здесь l – пролет прогонов, равный шагу колонн (балок) В = 6 м.

а = 0.21 ∙ 6 = 1.26 м (от оси опор).

При расстоянии между прогонами Впр = 2,0 м, линейные нагрузки на прогон составят:

* расчетная:

gпр= g ∙Впр∙ γn=(1800+398)∙2.0∙0.9=3956 Н/м

* нормативная:

g нпр= gн ∙Впр∙ γn=1240 ∙2.0∙0.9=2232 Н/м

Расчетный изгибающий момент в неразрезных прогонах, выполненных по равнопрогибной схеме, находится на средних опорах и равен:

Моп= (gпр ∙ l 2)/12= (3956 ∙62) /12= 11868 Н∙м

Задаемся толщиной брусьев прогона b = 100мм и по табл.3 /1/ определяем расчетное сопротивление древесины сосны изгибу, которое согласно п.1 табл.3 равно Ru = 14 МПа = 14·106 Па.

Определяем требуемый момент сопротивления поперечного сечения прогона:

Wтр=М оп/Ru =11868/114∙106 =0,0008 м3

Тогда требуемая высота поперечного сечения прогона составит:

hтр = √6Wтр/ 2b = √6∙0,0008/ 2∙0,1 = 0.155 м.

Согласно существующего сортамента пиломатериалов компонуем сечение прогона из двух досок размерами каждая b\*hтр = 100 х 175 мм.

Нормативная линейная нагрузка от собственного веса прогона:

gн св = 2∙b∙ρ∙hтр ∙ g∙ γn = 2∙ 0,1∙0,175∙500∙10∙0,9 = 157,5 Н/м

Нормативная линейная нагрузка на прогон с учетом собственного веса:

glнсв = gн св + g нпр= 157,5 + 2232 = 2389,5 Н/м

Фактический момент инерции полученного поперечного сечения прогона равен:

J= 2( b∙h3пр /12)=2(10∙17,53/ 12) ∙10-8= 8932∙10-8 м3.

Значение прогиба прогона определяется по формуле

f = 1/384 ∙ (gнпр ∙l4)/ЕJ= 1/384 ∙(2389,5∙64)/1010 ∙8932∙10-8 =0,008 м.

Согласно табл.19 /2/ при пролете l =6,0м предельно допустимый прогиб прогона равен

fu = l/200=6/200=0.03 м

f = 0,008 м ≤ f u = 0.03 м,

следовательно, условие жесткости прогона обеспечено.


##### Расчетная линейная нагрузка от собственного веса прогона

gсв = 2∙b∙ρ∙hтр ∙ g∙ γn∙γf = 2∙ 0,1∙0,175∙500∙10∙0,9∙1,1 = 173 Н/м

Линейная нагрузка на прогон с учетом собственного веса:

gпр = gпр + g св = 3956 + 173 = 4129 Н/м.

Расчетный изгибающий момент:

М1оп = (g 1 пр ∙ l2) /12 = (4129 ∙ 62) /12= 12387 Н∙м.

Момент сопротивления:

W= 2(b∙h2пр /6)=2(10∙17,52/ 6) ∙10-6 = 1021∙10-6 м3.

Проверка прочности прогона по нормальным напряжениям с учетом собственного веса:

М1оп/ W = 12387/ 1021∙ 10-6 =12,1 МПа ≤ 14 МПа.

Прочность прогона обеспечена.

Стыки брусьев прогона слева и справа от опоры на расстоянии α = 0,21∙l прикрепляются к неразрезной доске гвоздями, количество которых определяется из условия восприятия половины поперечной силы Qгв в месте стыка, определяемой по формуле:

где: хгв – расстояние от опоры до геометрического центра размещения гвоздей, которое принимается равным:

- при однорядной расстановке гвоздей:

- при двухрядной расстановке гвоздей:

Здесь dгв - диаметр гвоздя; S1 = 15dгв - расстояние между осями гвоздей вдоль волокон древесины и между осями гвоздей и торцом деревянного элемента при его толщине с ≥ 10d, а при с = 4d и S1 = 25dгв (п. 5.21 /1/). Для промежуточных значений толщины наименьшее расстояние S1 определяется по интерполяции.

Принимаем для крепления стыков досок гвозди диаметром dгв = 6 мм, длиной 1ГВ = 200мм (см. табл. 3 приложения). В данном случае с = 10см > 10d = 6 см.

Определяем значения а и dгв:

а = 0,21⋅6= 1,26 м;

хгв = 1,26 - 15 ⋅ 0,006 = 1,17 м (при однорядной расстановке);

хгв = 1,26 - 15 ⋅ 0,006 – (15∙0.006)/2 = 1,125 м (при двухрядной расстановке).

Принимаем двухрядную расстановку гвоздей.

Поперечная сила, воспринимаемая гвоздями, определяется по формуле:

Qгв = 12387/2∙ 1,125 = 5505 Н

Глубина защемления гвоздя агв в древесине брусьев прогона при их одинаковой толщине (с = b/2 = 100мм) определяется из следующих условий (рис. Зд):

- если длина гвоздя 1ГВ = 2с, то

- если длина гвоздя 1ГВ < 2с, то

где: 0,2см - нормируемый зазор на каждый шов между соединяемыми элементами (п. 5.20 /1/).

При этом расчетная длина защемления гвоздя должна быть не менее 4dгв (п. 5.20 /1/), т.е. должно выполняться условие

агв ≥ 4dгв.

Для 1ГВ = 2с = 200мм:

агв = 10 - 1,5⋅0,6 - 0,2 =8,9см > 4dгв = 4⋅0,6 =2,4см.

Определяется несущая способность одного условного "среза" гвоздя по формулам табл.17 /1/ из следующих условий:

- из условий изгиба гвоздя

- из условия смятия древесины в более толстых элементах односрезных соединений

Тсм.с = 0,35 ⋅ с ⋅ dгв = 0,35 ⋅ 10 ⋅ 0,6= 2,1кН = 2100Н;

- из условия смятия древесины в более тонких элементах односрезных соединений

Тсм.а = кн ⋅ агв ⋅ dгв = 0,37 ⋅8,9⋅ 0,6= 1,976кН = 1976Н.

Здесь коэффициент кн = 0,37 определен по табл. 18 /1/ в зависимости от отношения

В четырех формулах по определению несущей способности одного условного среза гвоздя все размеры подставляются в см, а ответ получается в кН.

Расчетная несущая способность гвоздя принимается равной меньшему из всех значений, те.

Тр = Тmin=1440 Н.

Требуемое количество гвоздей по одну сторону стыка определяется по формуле:

nгв = Qгв/ Ттр = 5505/1440 = 3,8 ≈ 4 шт.

Принимаем 4 гвоздя, поставленных в один ряд с расстоянием от крайнего ряда гвоздей до кромки доски S3 = 42 мм и расстоянием между осями гвоздей поперек волокон древесины S2 = 30 мм. Такая расстановка удовлетворяет требованиям п. 5.21, согласно которого, указанные расстояния должны быть не менее 4d, т.е.

S2(S3) ≥ 4d = 4⋅0,6 =2,4см.

Конструкция прогона показана в приложении, рис. 2.

5. Расчет двускатной клееной балки из пакета досок

5.1 Материал для изготовления балок

Древесина для клееных балок должна удовлетворять требованиям ГОСТ 8486 – 66\* , а также дополнительным требованиям, указанным в /1/.

Компоновка поперечного сечения балки выполняется из досок древесины стандартных размеров 2-го и 3-го сортов.

Для склеивания древесины в клееных деревянных балках применяется клей ФР-12 (ТУ 6-05-1748-75) в соответствии с рекомендациями табл. 2 /1/.

Материал для балок – сосна второго сорта, условия эксплуатации – 2А. ρ(сосны) = 500 кг/м3.

5.2 Расчетные сопротивления древесины

Достоинством клееных балок является возможность рационального размещения пиломатериалов разного сорта по высоте “h” сечения. Слои из досок 2-го сорта укладываются в наиболее нагруженных зонах балки (на расстоянии 0,15h от сжатой и растянутой от момента кромки), а слои из досок 3-го сорта укладываются в средней части сечения балки.

 Значения расчетных сопротивлений определяются по табл. 3 /1/ для древесины сосна 2-го сорта.

Принимаем ширину клееных деревянных балок массивного прямоугольного поперечного сечения шириной более 13 см расчетное сопротивление древесины изгибу согласно п.1, в табл.3 /1/ составляет

Rи =16 МПа

Расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов (для древесины 3-го сорта):

Rск = 1,6 МПа.

Расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон в опорных частях конструкций согласно п. 4а табл. 3/1/ составляет

Rсм, 90 = 3МПа.

5.3 Модуль упругости древесины

Модуль упругости древесины при расчете балок по предельному состоянию второй группы согласно п. 3.5 /1/ составляет:

Е = 1010Па.

5.4 Нагрузки на балку

Нагрузка от собственной массы прогона на 1м2 покрытия:

- нормативная

- расчетная

Нормативная нагрузка от собственной массы клееной балки определяется по формуле:

gнб=(gнп +gнпр+sн )/ (1000/ кс.в.∙ zр) -1=(340+88+1260)/ (1000/6∙14,6)-1 =162 Па.

Расчетная нагрузка от собственной массы клееной балки:

gб = gнб ∙γf=162∙1,1= 178,2 Па

Здесь кс в = 6 — показатель веса балки /5/;

Zр = 15 – 0,4 = 14,6 м - расчетный пролет балки.

Определяем значения линейных нагрузок на клееную балку при шаге В=6 м:

- расчетная нагрузка для 1-ой группы предельных состояний:

gб =( gп +gпр + g б + S)∙ В ∙ γп = (398+97+178,2+1800)∙ 3∙0,9= 13351,5 Н/м

- нормативная нагрузка для 2-ой группы предельных состояний:

gб =( g нп +g нпр + g н б+Sн)∙ В∙ γп = (340+88+162+(1800∙ 0,5))∙ 6 ∙0,9= 9830,7 Н/м

5.5 Подбор сечения балки

Ориентировочную высоту поперечного сечения клееной двускатной балки в середине пролета рекомендуется назначать в пределах:

Принимаем:

hб.к.= (1/13)Zр =(1/13)∙14,6 = 1,12 м.

Ширину сечения клееных балок рекомендуется назначать из условия обеспечения общей устойчивости равной:

Принимаем:

bб.к.= (1/8)hб.к.=(1/8)1,12 = 0,14м

Сечение клееной балки компонуем из досок толщиной 32мм в соответствии с требованием п. 5.7 /1/ и шириной 175 мм до острожки . С учетом припусков на фрезерование пластей досок до их склеивания толщина досок составит:

δ = 32- 6 = 26мм

С учетом припусков на фрезерование боковых поверхностей клееных пакетов, которые согласно п. 3.54 /6/ составляют 15мм при длине конструкции 12м и 20мм при длине конструкции свыше 12м, определяем ширину сечения в чистоте:

b =175 - 20= 155 мм = bб.к.

-определяем количество слоев в сечении балки

n= bб.к./δ= 1120/26=43,1

Поскольку число слоев должно быть целым, то высота балки в середине пролета принимается равной hб = 44 ∙ 26 = 1144 мм > 1120 мм.

Угол наклона верхнего пояса двускатных клееных балок находится в пределах

Принимаем, i = 1/15, тогда высота балки на опоре составит

hоп = h-i∙(Zp/2)=1,144 – (1/15∙(14,6/2)) = 0,65 м

В двускатных балках определяется расстояние “х” от опоры до расчетного сечения с максимальным нормальным напряжением по формуле:

х = (hоп ∙ Zр )/ 2h= (0,65∙14,6)/ 2∙1,144 = 4,1 м

Определяется высота балки в расчетном сечении по формуле:

hх = hоп + i ∙ х = 0,65 +4,1/15 =0,94 м

5.6 Проверка прочности, устойчивости плоской фермы деформирования и жесткой клееной балки

Расчетная схема балки приведена на рис. 3, приложения, и представляет собой однопролетную шарнирно закрепленную балку, загруженную линейной нагрузкой.

Опорная реакция и максимальный изгибающий момент в балке составят:

А=Qmax =(gб ∙Zр) /2 = (13351,5 ∙14,6)/2 = 97466 Н,

Мmax =(gб ∙Z 2р) /8 = (13351,5 ∙ 14,62)/8 = 355751 Н∙м

Значение расчетного изгибающего момента в расчетном сечении определяется по формуле

Мx = (gб ∙ х ∙(Zр -х))/2 =(13351,5 ∙ 4,1∙ (14,6-4,1))/2 =287391 Н∙м.

Геометрические характеристики поперечного сечения балки:

- момент сопротивления в расчетном сечении:

Wx= (bб ∙ h2 x)/6= (14 ∙ 942)∙10-6 / 6 =20617∙10-6 м3;

и в середине пролета:

Wбр= (bб ∙ h2 б)/6= (14∙114,42 ∙10-6)/6=30537 ∙10-6 м3

- момент инерции в середине пролета:

Jб = (bб ∙ h3 б)/12= (14∙114,43)∙10-8/12 = 1743674 ∙10-8м3

- момент инерции на опоре:

Jоп = (bб ∙ h3 оп)/12= (14 ∙ 653)∙10-8/12 = 320396 ∙10-8м3.

- статический момент сдвигаемой части сечения на опоре:

Sоп = (bб ∙ h2 оп)/8= (14∙652)∙10-8/8=7394∙10-6м3.

Проверка прочности клееной балки:

- по нормальным напряжениям в расчетном сечении

Mx/ Wx = 287391 / 20617∙10-6 =13.94 ∙ 106 Па,

13.94 ∙ 106 Па ≤ Ru ∙mб∙mcл = 16∙ 0,87∙1,05=14,62 МПа.

где: mб =0,87 - коэффициент, учитывающий высоту сечения балки в расчетном сечении (для двускатных балок), принимаемый по табл. 7/1/;

mсл. =1,05 - коэффициент, учитывающий толщину слоев балки, принимаемый по табл. 8/1/;

- по касательным напряжениям на опоре:

(Qmax∙ S)/ J ∙ bб= (97466 ∙ 7394 ∙10-6) / 320396 ∙ 10-8 ∙ 0,14= 1,61 МПа,

1,61 МПа ≤ Rск ∙mс =1,6 ∙ 1,05 = 1,68 МПа.

- на смятие древесины поперек волокон на опоре

Qmax /Аоп = Qmax / bб ∙lоп = 97466 / 0,14 ∙ 0,35 = 1,99 МПа ≤ Rсм90˚=3 МПа.

где: 1оп - длина опорной площадки балки принята равной 35см.

Таким образом, прочность балки обеспечена.

Проверка устойчивости плоской фермы деформирования двускатных клееных балок прямоугольного сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента кромке выполняется по формуле:

где: Мmax= 355751 Н∙м - максимальный изгибающий момент;

Wбр=30537 ∙10-6 м3- момент сопротивления сечения в середине пролета;

φм – коэффициент, определяемый по формуле:

где: 1Р - расстояние между опорными сечениями балки, а при раскреплении сжатой от момента кромки в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба - расстояние между этими точками.

По условиям задания сжатая кромка балки раскреплена прогонами, поставленными с шагом Впр = 1р = 2,0м.

Коэффициент Кф определяется по табл. 2 приложения 4 /1/ в зависимости от формы эпюры изгибающих моментов на участке 1Р. На участке 1Р = 2,0 м от сечения с максимальным изгибающим моментом эпюра моментов имеет очертание трапеции. Для этого случая Кф определяется по формуле:

Кф = 1,75 - 0,75α = 1,75 - 0,75 ⋅ 0,925= 1,056

где: α = М1/ Ммах = 329109 /355751 = 0,925

М1 - изгибающий момент на расстоянии 2,0м от сечения Мmах или на расстоянии

от опоры

Следовательно

Следовательно,

φм = 140∙(142/200∙114,4) ∙1,056=1,27

Коэффициент Кжм определяется по табл. 2 приложения 4 /1/. Для двускатной балки с эпюрой моментов в виде трапеции на расчетной длине коэффициент Кжм определяется по формуле:

Кжм = β1/2 = (0.57)1/2 = 0.75

где,

β = hоп/h = 0.65/1.144 = 0.57

Выполняется проверка устойчивости плоской формы деформирования

Mmax/φм∙Kжм∙Wбр= 355751 / (1.27∙0,75∙30537∙10-6 ) = 12,2 МПа,

12,2 МПа ≤ Ru∙ mб ∙ mсл=16 ∙ 0,87 ∙ 1,05=14,62 МПа

Устойчивость обеспечена.

Максимальный прогиб определяется по формуле

где: f0 - прогиб балки постоянного сечения высотой h = 1,144 м при загружении линейной нагрузкой = 9830,7 Н/м определяется из выражения:

fo = (5/384)∙(gнб∙Z4p) / EJ = (5/384)∙(9830,7∙14,64)/1010∙1743674∙10-8=0,033 м.

Коэффициенты К и С принимаются по табл. 3 /1/ и учитываются соответственно влияние переменной высоты сечения и влияние деформаций сдвига от поперечной силы, определяемые по формулам:

К = 0,15 + 0,85 ⋅β= 0,15 + 0,85 ⋅ 0,57 = 0,63;

С = 15,4 + 3,8 ⋅β = 15,4 + 3,8 ⋅ 0,57 = 17,57.

Следовательно, прогиб балки

f = (0,033/0,63) ∙[1+17,57∙(1,144/14,6)2] = 0,058 м

не превышает предельно допустимого

f u = Zp/200=14,6/200 = 0,073 м (см. табл. 19 /2/)

f = 0,058 м ≤ f u = Zp/200=14,6 / 200 = 0,073 м

Таким образом, условие жесткости обеспечено.

Список использованной литературы

1. Строительные нормы и правила. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. СниП II-25-80. М. 1995.
2. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия. СниП 2.01.07-85\*. Минстрой России. – М.:ГП ЦПП, 1996. – 44 с.
3. Цепаев В.А. Краткий курс лекций по деревянным конструкциям. Часть 1: учеб. пособие. – Н.Новгород: ННГАСУ, 2006. – 68 с.
4. Цепаев В.А. Краткий курс лекций по деревянным конструкциям. Часть 1: учеб. пособие. – Н.Новгород: ННГАСУ, 2006. – 66 с.
5. Руководство по изготовлению и контролю качества дер. Клееных констр. Центр. н.-и. ин-т строит, конструкций им. В.А Кучеренко Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1982. – 79 с.
6. Кравцов Е.А. Покрытие по треугольным металлодеревянным фермам с клееным верхним поясом. Методические указания по выполнению курсового проекта/ ГИСИ им. В.П. Чкалова. – Горький, 1987. – 40 с.