Содержание

1. Исходные данные
2. Проектирование сборных плит покрытия с деревянным ребристым каркасом

2.1 Исходные данные

2.2 Компановка поперечного сечения плиты

2.3 Расчётная схема плиты, нагрузка и усилия

2.4 Проверка прочности панели по нормальным напряжениям

2.5 Проверка растянутой обшивки с учётом сращивания листов фанеры на "ус" в расчётном сечении

2.6 Проверка сжатой обшивки на устойчивость

2.7 Проверка фанеры на скалывание по собственному клеевому шву

2.8 Проверка жёсткости панели в целом

1. Проектирование дощатоклееной балки

3.1 Исходные данные

3.2 Решение по 1 варианту из неармированного дощатоклееного пакета.

3.3 Решение по 2 варианту с продольной арматурой в растянутой зоне.

1. Проектирование дощатоклееных колонн поперечной рамы одноэтажного дома

4.1 Составление расчётной схемы двухшарнирной поперечной рамы и определение расчётных усилий в колоннах

4.2 Конструктивный расчёт стержня колонны

4.2.1 Проверка устойчивости колоны в плоскости поперечника

4.2.2 Проверка устойчивости колоны из плоскости поперечника

4.3 Расчёт и конструирование узла крепления колоны к фундаменту

* 1. Определение расчётных усилий в плоскости сопряжения с фундаментом
	2. Расчёт фундаментных болтов
	3. Расчёт соединительных болтов

1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

1. Пролет поперечника в осях А – Б, L = 21 м;
2. Высота корпуса в чистоте, H = 10 м;
3. Температурно-влажностный режим эксплуатации соответствует А3;
4. Класс ответственности здания по назначению – III
5. Район строительства:
* по снеговой нагрузке – IV;
* по ветровой нагрузке – IV;
* по типу местности соответствует С.

6. Материал – сосна I, II, III сорта, фанера строительная водостойкая марки ФСФ (принимается по сортаменту).

* 1. Проектирование сборных плит покрытия с деревянным ребристым каркасом.

2.1. Исходные данные

Рассчитать и сконструировать утепленную ребристую плиту покрытия с фанерными обшивками при следующих данных.

Номинальные размеры плиты в плане (из схемы расположения элементов) bхl=1.5 х 4.5 м, конструктивные – соответственно 1.48 х 4.48 м.

Материал ребер каркаса – сосновые доски 2-го сорта для продольных ребер и без ограничения для поперечных.

Обшивки из березовой водостойкой фанеры марки ФСФ.

Утеплитель минераловатные в виде полужестких плит марки 75 на синтетическом связующем, толщина 100 мм (по теплотехническому расчету).

Пароизоляция из полиэтиленовой пленки толщиной 0.2 мм (масса 0.1 кг/м2).

Кровля из 3-х слоев рубероида на битумной мастике (масса 0.1 кг/м2).

Условия эксплуатации по температурно-влажностному режиму соответствуют А3.

Район строительства по снеговой нагрузке – IV.

Класс ответственности здания по назначению – III .

2.2 Компоновка поперечного сечения плиты

Предварительно принимаем продольные ребра из доски толщиной bр=40 мм.

При ширине плиты b=1480 мм целесообразно поставить четыре ребра. Тогда расстояние между ними в свету равно:

 мм,

а между осями мм, что меньше 500 мм.

Удовлетворяет рекомендации.

Предварительно задаемся толщиной листа фанеры верхней обшивки

δф.в.= 10 мм, что составляет 1:46 шага ребер, близко рекомендуемой.

Проверяем достаточность толщины расчетом на местный изгиб сосредоточенной силой Р=1.2 кН.

Лист фанеры рассматриваем как балку–пластинку с рабочей шириной

100 см, защемленную по концам в местах приклейки к ребрам (Рис. 1).

Расчетный изгибающий момент (выровненный):

М=Р⋅а /8=1.2\*42.7/8=6.405 кН⋅см;

Момент сопротивления рабочего сечения обшивки:

W=100⋅0.82/6=10.7 см3;

Условие прочности обшивки :

σmax=M/W ≤ mн⋅Rф.и.90

где mн=1.2 – коэффициент, учитывающий кратковременность

монтажной нагрузки [1, табл.6];

Rф.и.90 = 6.5 МПа = 0.65 кН/см2 – расчетное сопротивление

семислойной фанеры толщиной 10 мм изгибу из плоскости

листа поперек наружных волокон [1, табл.10].

Рис. 1. К расчету верхней обшивки на местный изгиб:

а – схема деформации балки пластинки;

б – расчетная схема и эпюра моментов.

Подставляем:

σmax = 6.405/10.7 = 0.6 кН/см2 < mн⋅Rф.и.90 = 1.2⋅0.65 = 0.78 кН/см2.

Условие прочности удовлетворяется.

Задаемся толщиной нижней обшивки 6 мм.

Размеры листов фанеры по сортаменту принимаем b×l = 1525×1525 мм. Так как длина плиты равна 4500 мм, то необходимо сращивать листы по длине, совмещая стыки c поперечными ребрами.

Высоту сечения плиты назначаем в пределах

hп=(1/25…1/30)⋅l=180…150 мм.

По сортаменту пиломатериалов принимаем ребра из досок 150×40 мм.

После фрезерования кромок действительная высота плиты будет равна

hп=150-10+10+6=156 мм,

что достаточно для размещения слоя утеплителя и образования продух (Рис. 2).

Дальнейшим расчетом проверяем достаточность принятых размеров.

Рис. 2. Конструкция клеефанерной плиты с ребристым каркасом из досок: 1 – продольные ребра; 2 – поперечные ребра;3 – обшивка верхняя; 4 – обшивка нижняя; 5 – утеплитель; 6 – продух; 7 – стык фанеры.

2.3 Расчетная схема плиты, нагрузка и усилия

Расчетная схема плиты на действие эксплуатационной нагрузки – балка на двух опорах, загруженная равномерно распределенной нагрузкой от собственной массы плиты с кровлей и снега (Рис. 3). Расчетная длина l0 = 0.98⋅l = 0.98⋅4.5 = 4.41 м.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная | γf | Расчетная |
| кН/м2 | кН/м при b=1.5 м | кН/м2 | кН/м при b=1.5 м |
| 1. | 2. | 3. | 4. | 5. | 6. |
| Постоянные: 1.От собственной массы каркаса плиты:– четыре продольных ребра и шпунтовые рейки из сосновых досок (γсм = 500 кг/м3)5⋅(0.04×0.14×4.48)⋅500 = 62.72 кг– четыре поперечных ребра4⋅(0.04×0.14×1.48)⋅500=16.6 кг– фанерные обшивкипри γсм =700 кг/м3(0.006+0.01)⋅1.48×4.48×700== 74.26 кг |  |  |  |  |  |
| Общая масса отнесенная к 1м2(62.72+16.6+74.26)/(4.5×1.5)= 22.75 кг/м22.От массы утеплителя слоем 100 мм при γсм = 75кг/м2[4, прил.III]3.Масса трехслойной рубероидной кровли4.Пароизоляция полиэтиленовая | 0.22750.0750.100.001 | 0.3410.1130.1500.0015 | 1.11.21.31.2 | 0.250.090.1300.0012 | 0.3750.1350.1950.0018 |
|  Итого : | qсмн = 0.606 кН/м |  | qсм = 0.707 кН/м |
| Временная:Снеговая для II снегового района по [1], табл.4 с учетомп. 5.7\* | 1.71 | 2.56 | 1.4 | 2.4 | 3.6 |
|  Всего : | qн = 3.166 кН/м |  | q = 4.307 кН/м |

\*В соответствии с п. 5.7 при отношении постоянной нагрузки к снеговой 0.606/3.6 = 0.168<0.8 принят γf =1.6.

Расчетные усилия :

 кН⋅м;

 кН.

Рис. 3. К расчету плиты на эксплуатационную нагрузку:

а – схема опирания плиты на стропильные балки; б – расчетная схема плиты и усилия; 1 – плита; 2 – стропильные балки.

2.4 Проверка прочности панели по нормальным напряжениям

Расчетное поперечное сечение показано на Рис. 4. Так как

l0 = 4480 > 6⋅a = 6⋅467 = 2800 мм,

то вводимая в расчет ширина обшивок

bрасч = 0.9 ⋅b = 0.9⋅148 = 133 см.

Суммарная ширина дощатых ребер

Σbр = 4⋅4 = 16 см.

Модули упругости древесины Ед = 1000 кН/см2, фанеры семислойной марки ФСФ при δ ф = 8 мм, Еф = 850 кН/см2, при δ ф = 6 мм, Еф = 950 кН/см2. Принимаем усредненно Еф = 900 кН/см2, тогда коэффициент приведения древесины к фанере nд/ф = 1000/900 = 1.11.

Расстояние от низа плиты до центра тяжести приведенного сечения:

см,

а от верха плиты до центра тяжести приведенного сечения:

 см.

Приведенные геометрические характеристики:



 см3;

 см3.

Рис. 4. Расчетное поперечное сечение плиты

Расчетные сопротивления фанеры березовой семислойной по [1, табл.10] растяжению вдоль волокон: Rф.р = 14 МПа = 1.4 кН/см2, сжатию вдоль волокон при толщине листа 8 мм: Rф.с = 12 МПа = 1.2 кН/см2. Вводим поправочные коэффициенты. Для условия работы А3 по [1, табл.5] mв = 0.9. Для зданий II класса ответственности по [2, с. 34] γn = 0.9. Поправочный множитель к расчетным сопротивлениям:

 

2.5 Проверка растянутой обшивки с учетом сращивания листов фанеры на "yс" в расчетном сечении

 кН/см2,

что меньше чем 

= 0.6 ⋅ 1.4 ⋅ 1 = 0.84 кН/см2,

где mф = 0.6 – коэффициент, учитывающий снижение прочности фанеры

при наличии стыков в расчетном сечении.

Прочность растянутой обшивки обеспечена.

2.6 Проверка сжатой обшивки на устойчивость

Предварительно, согласно [1, п. 4.26], вычисляем ϕф.

При а0/δф = 467/10 = 46.7< 50, находим

ϕф = . 

Условие устойчивости:



Подставим значения:

 кН/см2;

 кН/см2;

 кН/см2.

Устойчивость сжатой обшивки обеспечена.

2.7 Проверка фанеры на скалывание по собственному клеевому шву

Предварительно находим статические моменты сдвигаемых частей относительно центра тяжести приведенного сечения.

Сдвигается верхняя обшивка,

Sсжотс = 133 ⋅ 1 ⋅ (7,1 – 1⋅0.5) =877,89 см3.

Сдвигается нижняя обшивка,

Sротс = 133 ⋅ 0.6 ⋅ (8,5 - 0.6⋅0.5) = 654,3 см3.

Наибольшим сдвигающим напряжениям соответствует

Smaxотс = Sсжотс = 877,89 см3 верхней обшивки.

По [1], табл.10 при δф = 10 мм расчетное сопротивление скалыванию в плоскости листа вдоль волокон наружных слоев Rф.ск = 0.8 Мпа = 0.08 кН/см2.

Проверяем условие [1], (42):

 кН/см2 < Rф.ск ⋅ 1 = 0.8 кН/см2

Прочность клеевого шва достаточна.

2.8 Проверка жесткости панели в целом

Наибольший относительный прогиб панели как двухопорной балки по середине пролета вычисляем по формуле:



Условие жесткости

 [1],

 табл.16 удовлетворяется.

3. Проектирование дощатоклееной балки

Для двухскатного малоуклонного покрытиятребуется рассчитать и сконструировать стропильную балку в двух вариантах: 1-дощатоклееная не армированная; вариант 2 – дощатоклееная с продольным армированием.

3.1 Исходные данные

Пролет поперечника в осях L = 21 м, шаг балок В = 4.5 м.

Настил из сборных клеефанерных плит. Нагрузка от собственной массы плит с кровлей: нормативная – 0.404 кН/м2; расчетная – 0.471 кН/м2.

Снеговая нормативная нагрузка – 1.71 кН/м2.

Класс ответственности здания – III.

Температурно-влажностный режим соответствует A3.

Пиломатериал - сосновые доски 2-го и 3-го сортов.

Предельный прогиб балки посередине [f/l] = 1:300.

3.2 Решение по варианту 1 из неармированного дощатоклееного пакета

Расчетная схема балки на рис.6.

Уклон крыши i = 1:15.

Расчетный пролет l0 = L - hк = 21 - 0.6 = 20.4 м.

Нагрузку от собственной массы балки со связями найдем, приняв

Ксв = 6

кН/м2

Подсчет нагрузок на балку приведен в таблице.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная | γf | Расчетная |
| кН/м2 | кН/мпри В=4.5м | кН/м2 | кН/м приВ=4.5 м |
| Постоянная:от плит настила и кровли от собственной массы балки и связей | 0.4040.295 | 1.8181.329 | 1.2 | 0.4710.355 | 2.121.593 |
| Итого: | 0.699 | 3.147 |  | 0.826 | 3.715 |
| Временная: снеговая | 1.71 | 7.695 | 1.4 | 2.4 | 10.8 |
| Всего: |  | 10.862 |  |  | 14.51 |

\*Коэффициент надежности по снеговой нагрузке γf = 1.4 принят в соответствии с п. 5.7 [2] при qнп/pнс = 0.699/1.71 = 0.408 < 0.8.

Высоту балки по середине пролета h предварительно определим из условия надежности по деформациям с учетом выражения для прогиба и известной формулы прогиба балки постоянной высоты при равномерно распределенной нагрузке

, где .

После подстановки и решения относительно h получим

,

где b – ширина сечения пакета;

 – поправочный коэффициент.

Задавшись предварительно рекомендуемыми отношениями h0/l = 1/15 и

h0/h ≈ 0.5, по формулам вычисляем

;

.

Тогда



Шириной досок для пакета зададимся: b = 17.5 см без фрезерования кромок. Модуль упругости сосны Ед = 1000 кН/см2 = 107 кН/м2.

Подставив значения получаем

 м.

Принимаем h = 167 см.

На опоре h0 = h – 0.5⋅l0⋅i = 1.67 – 0.5⋅20.4⋅1/15 = 0.99м, что > 0.4⋅h = 0.668.м.

Проверим сечение балки из условий прочности.

По [1,табл. 3] находим требуемые расчетные сопротивления: при изгибе для древесины 2-го сорта Rи =15 МПа = 15 кН/см2; при скалывании вдоль волокон для 3-го сорта Rск = 1.5 МПа = 0.15 кН/см2.

Коэффициенты условий работы:

- для условий эксплуатации A3 по [1,табл.5], mв = 0.9;

- для балок высотой 120 см и более по [1,табл.7], mб = 0.8;

- при толщине слоя досок в пакете 33 мм по [1,табл.8], mсл = 1.

Коэффициент надежности по назначению для зданий II класса γn = 0.9.

Поправочные коэффициенты при расчетах:

на изгиб ;

на скалывание.

Поперечная сила в опорном сечении

Qmax = 0.5⋅q⋅l0 = 0.5⋅14.51⋅20.4 =148.1 кН.

Минимальная высота балки в опорном сечении из условия прочности на скалывание:

 см,

h0 = 99 > 85 см.

Прочность на скалывание обеспечена.

Расстояние от опоры до расчетного нормального сечения:

 м.

Изгибающий момент в сечении xр = 6.05 м равен:

 кН⋅м.

Высота балки в расчетном сечении:

 см.

Момент сопротивления расчетного сечения:

 см3.

Проверим условие устойчивости, задавшись предварительно коэффициентом устойчивости при изгибе ϕм = 1:

 кН/см2,

что < Rи⋅∏mi = 1.5⋅0.8 = 1.2 кН/см2.

Условие устойчивости удовлетворяется. При этом фактическая величина коэффициента

.

Найдем расстояние между связями в плоскости сжатой кромки, при котором

ϕм = 0.927:

 см,

гдеkф = 1.13 и  – коэффициенты.

Примем расстояние между связями lр = 255 см из условия расстановки.

Поперечное сечение балки компонуем из досок в заготовках 40 мм, после острожки – по пласти 33 мм. В крайних слоях располагаем доски 2-го сорта, а в среднем – 3-го сорта.

3.3 Решение по варианту 2 с продольной арматурой в растянутой зон

Задаемся арматурой из 2 ∅ 20 А-II, А =6.28 см2.

Из условия расположения стержней следует принять . Примем  мм , тогда мм , по сортаменту b= 175 мм

Требуемый момент инерции среднего сечения для обеспечения жесткости берем из расчета по варианту 1 ,

I =I = = 6792133.54 см2

Комплексное металлодеревянное сечение приведем к однородному с помощью коэффициента

η=ЕS / Еd =20 .

Коэффициент

μ =  = =0.0021

Для I находим требуемую высоту :

см

В опорном сечении

h0 =h – 0.5⋅l0⋅i = 1.606 – 0.5⋅21⋅1/15 = 0.906м >м, из расчета по прочности на скалывание (см. вариант 1).

Принимаем h0 =90.6 см, не изменяя средней высоты.

Уклон при этом равен: , что находится в рекомендуемых пределах.

Положение расчетного нормального сечения находим по

 м .

Изгибающий момент:

кН⋅м.

Высота расчетного сечения

см.

Приведенные геометрические характеристики расчетного сечения :

см4,

 см3,

 кН/см2 , что < Rи⋅∏mi = 1.5⋅0.8 = 1.2 кН/см2.

Допустимый коэффициент

,

при этом расстояние между связями в плоскости сжатой кромки должно быть не больше

см.

Принимаем шаг lр =340 см по условию размещения.

Стержни 2 O20, А-|| располагаем в квадратных пазах со сторонами а=25мм на эпоксидном клее ЭПЦ-1 или К-123 с наполнителем из древесной муки.

Проверяем прочность на скалывание древесины по периметру клеевого шва. Предварительно вычислим геометрические характеристики в опорном сечении. При этом

,

см4,

см3,

 см,

 кН/см2,

что < кН/см2

Прочность на скалывание по клеевому шву обеспечена.

Проверяем прочность опорной площадки на смятие древесины поперек волокон. По [1, табл.3] для опорных узлов Rсм =3.0 МПа.

При ширине опорной площадки b=17.5см требуемая длина ее

см.

Расчёт опорного узла с вклееными поперечными стержнями

Расчётная несущая способность одного стержня

,

Принимаю стержень d=1.6 см ; ℓ-длина заделки стержня =64 см

причём ℓ≥10d и ℓ≥0,7h0



 - учитывает неравномерность по длине



=1 при одном стержне; 0,9-при двух ; 0,8- при трёх в ряд. Если 2 и 3 стержня расположены в 2 ряда,  уменьшается на 0,1.



Рекомендуется на опоре в 2 ряда с центральной прокладкой на сварке.

 - на срез независимо от сорта древесины.



Требуется  -длиной по 64 см. или 6стержней меньшей длины.

Проверяем условие жесткости :



Где



;



;

 см4,

4. Проектирование дощатоклееных колонн поперечной рамы одноэтажного здания

4.1 Составление расчетной схемы двухшарнирной поперечной рамы и определение усилий в колоннах

Схема поперечника показана на Рис. 5. Поперечное сечение колонн принято bк = 17.5 см, hк = 80 см. Плиты покрытия ребристые клеефанерные толщиной

15.6 см. Кровля рубероидная. Стены панельные навесные толщиной 15.4 см, конструктивно подобны плитам покрытия.

Рис. 5. Расчетная схема поперечной рамы: а – вертикальные нагрузки на поперечную раму; б – параметры ветрового давления; в – статическая расчетная схема (основная система)

Расчетные нагрузки от собственной массы конструкций:

- от плит покрытия с рулонной кровлей qп = 0.471 кН/м2.

- от стропильных балок со связями qб = 0.354 кН/м2.

- от стеновых панелей qст = 0.341 кН/м2.

Расчетная снеговая нагрузка pсн = 2,4 кН/м2.

Ветровой район строительства – IV. Тип местности – C.

Расчетная схема поперечника представляет двухшарнирную П-образную раму. Стойками рамы являются колонны, защемленные в фундаментах, а ригель – – условно недеформируемая стропильная балка, шарнирно опертая на колонны.

При подсчете расчетных нагрузок на раму используем разрез и план здания. Шаг рам В = 4.5 м, свес карниза C = 1 м.

Постоянные нагрузки:

-от покрытия

кН;

-от навесных стен

 кН,

гдеhω = 1.262 м – величина участка выше верха колонны;

-от собственной массы со связями при

ρm = 500 кг/м3 и γf = 1.3:

 кН.

От снега на покрытии:

 кН.

Нормативное ветровое давление на уровне земли для III ветрового района принимаем по [2, табл. 5] ω0 = 0.48 кН/м2. На высоте Z от поверхности земли, согласно [2], ветровое давление вычисляется по формуле:

ωz = ω0 ⋅ k,

где k – коэффициент, характеризующий изменение ветрового давления на

 высоте, принимаемый по [2, табл. 6].

Для местности типа C значение k и вычисление соответствующих ωz приведены ниже :

Неравномерное ветровое давление ωz на участке высотою Нк заменяем эквивалентным равномерным ωэк. Допускается использовать при этом условие равенства площадей эпюр ωz и ωэк.

кН/2.

Расчетное давление ветра на 1 п.м. вычисляем с участка стены шириной В с учетом аэродинамических коэффициентов с:

,

где γfω =1.4 – коэффициент надежности по ветровой нагрузке по [2, п. 6.11];

В = 4.5 м.

Значения аэродинамических коэффициентов, соответствующие профилю поперечника (см. Рис. 5) находим по [2, прил. 4, схема 2]: с наветренной стороны се = 0.8, с подветренной се3 = – 0.6. При этом:

с наветренной стороны qω = 0.192 ⋅ 0.8 ⋅ 1.4 ⋅ 4.5 = 0.968 кН/м;

с подветренной q'ω = – 0.192 ⋅ 0.4 ⋅ 1.4 ⋅ 4.5 = – 0.726 кН/м.

Ветровое давление с участков стен, расположенных выше верха колонн:

c наветренной стороны

W = ((0.4015+0.42043)/2 )⋅ 1.262⋅ 0.8 ⋅ 1.4 ⋅ 4.5 = 2.614 кН;

с подветренной

W' = – 0.411 ⋅ 1.262 ⋅ 0.6 ⋅ 1.4 ⋅ 4.5 = – 1.96 кН.

Расчетная схема поперечника с усилием в лишней связи X1 показана на рис.8, в.

Вычисляем продольное усилие в стропильной балке:

;

 кН.

Рис. 6. Расчетные схемы и расчетные усилия в колоннах.

Рассматриваем далее левую и правую стойки как статически определимые и для каждой из них определяем усилия в расчетных сечениях. Основными для расчета являются сечения в уровне низа и верха колонн. Заметим при этом, что при изменении направления ветра на противоположное, усилия в каждой из стоек станут также зеркальным отображением противоположной. На рис.9 показаны обе схемы загружения и эпюры N и M.

Левая стойка:

- верх:

 кН;.

- низ :

 кН;



Правая стойка:

- верх: N п0 = 165.4 кН; M п0 = 0;

- низ: N пmax = 190.7 кН;



Расчетные усилия:

N0 =165.4 кН; Nmax = 190.7 кН; Mmax = 63.364 кН⋅м.

4.2 Конструктивный расчет стержня колонны

Производим проверку сечения дощатоклееной колонны (рис.8, а) из условий устойчивости в плоскости и из плоскости поперечника. Сечение колонны

bк = 17.5 см, hк = 80 см. Пиломатериал – сосновые доски 2-го сорта толщиной 33 мм. По [1, табл.3] Rс = 15 МПа. Прикрепление к фундаменту выполнено с помощью анкерных болтов – жесткое в плоскости поперечника и условно-шарнирное из плоскости.

Коэффициенты условий работы:

- для условий эксплуатации A3 по [1, табл.5], mв = 0.9;

- для колонн с высотой сечения 80 см по [1, табл.7], mб = 0.9;

- при толщине слоя досок в пакете 33 мм по [1, табл.8], mсл = 1.0.

Коэффициент надежности по назначению для зданий III класса γn = 0.90.

4.2.1 Проверка устойчивости колонны в плоскости поперечника

Предварительно вычисляем:

 см2;

 см3.

Расчетная длина

lох = 2.2⋅Hк = 2.2 ⋅ 960 = 2112 см;

радиус инерции

rх = 0.289⋅hк = 0.289 ⋅ 80 = 23.12 см;

гибкость

λх = lох / rх = 2112/23.12 = 91.349

что удовлетворяет условию

λх < λmax = 120.

Вычисляем коэффициент продольного изгиба :



Вычисляем:

,

где кН/см2.

Изгибающий момент по деформированной схеме:

 кН⋅м.

Проверяем условие устойчивости:

 кН/см2,

что < Rc = 1.35 кН/см2.

Устойчивость в плоскости поперечника обеспечена.

4.2.2 Проверка устойчивости колонны из плоскости поперечника

Предварительно определим ϕy в предположении, что промежуточных связей нет:

Расчетная длина

lоy = Hк = 960 см;

радиус инерции

ry = 0.289⋅bк = 0.289 ⋅ 17.5 = 5.0575 см;

гибкость

λy = lоy / ry = 960/5.0575 = 189.817.

Так как

λy = 189.817 > λmax = 120,

то постановка промежуточных связей необходима.

Проверяем устойчивость при одной промежуточной связи.

Гибкость

λy = 0.5 ⋅960/5.0575 = 94.909, что < λmax = 120.

Вычисляем коэффициент продольного изгиба при λ > 70:



Проверяем условие устойчивости:

 кН/см2, что < Rc = 1.35 кН/см2.

Устойчивость из плоскости поперечника обеспечена.

4.3 Расчет и конструирование узла крепления колонны к фундаменту

Требуется спроектировать опорный узел дощатоклееной колонны с металлическими траверсами по типу показанного на рис.10.

Рис. 7. Узел соединения колонны с фундаментом: а – конструкция узла; б – расчетная схема; 1 – фундаментные болты; 2 – траверсы; 3 – болты; 4 – вклеенные стержни; 5 – эпоксидная шпаклевка

Исходные данные: поперечное сечение колонны bк х hк = 17.5 х 80 см. Доски из древесины сосны 2-го сорта толщиной 33 мм.

Определение расчетных усилий в плоскости сопряжения с фундаментом.

 кН⋅м;

 кН.

Вычисляем эксцентриситет:

 м.

Так как е = 1.325 м больше hк/6 = 0.80/6 = 0.133, то имеется отрывной участок по плоскости сопряжения, следовательно, требуется расчет фундаментных болтов и элементов траверс.

4.5 Расчет фундаментных болтов

Вычисляем максимальное и минимальное напряжения в опорном сечении (см. Рис. 7, б):

 кН/см2

σmax = 0.52 кН/см2;

σmin = – 0.42 кН/см2 – отрывной участок.

Определяем высоту сжатой зоны:

 см.

Задаемся dб = 20 мм и находим (см. рис.10, а):

а = 0.5 ⋅ S2 + S1 = 4.75 ⋅ dб = 4.75 ⋅ 2.0 = 9.5 см;

см.



Принимаем фундаментные болты из стали марки ВСт3 кп 2 по ГОСТ 535-88 (см. табл. 60 [5]) с расчетным сопротивлением Ry = 185 МПа = 18,5 кН/см2.

Находим требуемую площадь одного болта в нарезной части:

 см2.

Принимаем болт диаметром dан = 27 мм, которому соответствует

Fнт = 4,59см2 > 4,06 см2.

Расстояние между фундаментными болтами в плане (см. Рис. 7, а) получим с учетом принятых а = 95 мм и dан = 27мм:

 мм;

 мм.

4.6 Расчет соединительных болтов

Расчетную несущую способность соединительных (глухих) болтов для крепления траверс к колонне находим по формуле как наименьшее из двух значений:

Тгл=0.5 ⋅ bк⋅ dгл= 0.5 ⋅ 17.5 ⋅ 2 = 17,5 кН/шов.

Тгл = 2,5⋅ d2гл=2,5 ⋅ 22 = 10 кН/шов.

Определяем количество болтов:

 шт.

Принимаем 8 болтов, размещаем их в два ряда с шагом:

S1 ≥ 7 ⋅ dб = 7 ⋅ 20 = 140 мм;

S2 ≥ 3.5 ⋅ dб = 3.5 ⋅ 20 = 70 мм;

S3 ≥ 3 ⋅ dб = 3 ⋅ 20 = 60 мм.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции: Нормы проектирования /Госстрой СССЗ. – М.: Стройиздат, 1983. –31с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия /Госстрой СССР. –М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. –36 с.
3. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмассы: Учебное пособие для студентов вузов, обучающихся по специальности "Промышленное и гражданское строительство". – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 1990. –287 с.
4. Проектирование и расчет деревянных конструкций: Справочник /Под ред. Н.М.Гриня. –К.: Будивельник, 1988. –240 с.
5. Рекомендации по проектированию панельных конструкций с применением древесины и древесных материалов для производственных зданий / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1982. –12 с.
6. Серия 1.265 – 1. Деревянные панели покрытий общественных зданий. Вып. 3./ ЦНИИЭП учебных зданий. – М., 1979. – 28 с.
7. ГОСТ 20850 – 84. Конструкции деревянные клееные. Общие технические условия.
8. ГОСТ 24454 – 80 Е. Пиломатериалы хвойных пород. Размеры.
9. СТ СЭВ 4409 – 83. Единая система проектно-конструкторской документации СЭВ. Чертежи строительные. Правило выполнения чертежей деревянных конструкций.