1. **Расчет деревянной клеефанерной балки покрытия**
	1. **Сбор нагрузок**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование нагрузки | норма нагрузки на ед. площади, кгс/м2 | норма нагрузки от грузовой площади кгс/м2 | γк | расчетная нагрузка |
| Постоянные |
| Рубироид, 16мм ρ=600кг/м3 | 9,60 | 435,46 | 1,2 | 522,55 |
| ЦПС, 25мм ρ=600кг/м3 | 45,00 | 2041,20 | 1,3 | 2653,56 |
| Утеплитель, 100мм ρ=600кг/м3 | 12,50 | 567,00 | 1,2 | 680,40 |
| Дощатый настил, 42мм ρ=600кг/м3 | 21,00 | 952,56 | 1,1 | 1047,82 |
| собственный вес | 7,58 | 81,86 | 1,1 | 90,05 |
|   |   |   | Итого | 4994,37 |
| Временные |
| Снег |   |   |   | 5443,2 |

Ветреные нагрузки:

Wm = Wo\*k\*c

k – коэффициент учитывающий изменения ветряного давления по высоте Нзд

Нзд = 8 м

с – аэродинамический коэффициент: наветренная сторона = 0,8; не наветренная = 0,6

Wm = 30\*0,8\*8 = 192 кгс/м - наветренная сторона

Wm = 30\*0,6\*8 = 144 кгс/м – не наветренная сторона

Расчетная нагрузка на 1 м длины балки:

q=(qр+qсн)/L

q = (4994,37+5443,2)/10,8 = 966,4 кгс/м

* 1. **Выбор конструктивной схемы балки**

Принимаем двускатную клеефанерную балку с уклоном верхнего пояса i = 1/12. Высота балки пролета h = L/8 = 1,35 м. Высота балки на опоре:

hоп = h-iL = 1,35-0,9 = 0,45 м.

Для предварительного расчета принята высота поясов hп = 15 см, толщина досок с учетом острожки δп = 3,4 см, зазор между внутренними досками пояса с = 1 см; bп = 15 см σФ = 24 мм.

2

1

2

1

* 1. **Определение расчетных усилий в балке**

Расстояние от опоры до расчетного сечения:

xм = (√ŋ2+ŋ-ŋ)\*L

ŋ = h'оп/Ltgα

h'оп = hоп - hп/2 = 0,45 – 0,075 = 0,375 м

tgα = (h-hоп)/L1 = (1,35-0,45)/5,4 = 0,167

L1 = 5,4 м

ŋ = 0,375/(0,167\*10,8) = 0,2

xм = (√0,04+0,2-0,2)\*10,8 = 3,1 м

Расчет сечения при равномерном распределении нагрузки находящейся на расстоянии xм от опоры.

Изгибающий момент в этом сечении:

Mx = [q\*xм/2]\*(L-xм)

Mx = (966,4\*3,1/2)\*(10,8-3,1) = 1497,9\*7,7 = 11533,83 кгс\*м = 115,3 кН\*м

h'x = h'оп + xм\* tgα

h'x = 0,375 + 3,1\*0,167 = 0,893 м

Продольная сила:

Nx = Mx/ h'x

Nx = 115,3/89,3 = 129,1 кН

* 1. **Определение площади сечения нижнего пояса**

Fтр = Nx/Rр

Rр – расчетное сопротивление

Rр = 120 кгс/см2

Fд = 197,2 см2

σФ = 2,4 см

hx = h'x + 15 = 89,3 + 15 = 104,3 см

Fтр = 129,1/120 = 107,6 см2

Момент инерции приведенного сечения:

Iп = Iф +( /Eф)\*Iд

Iф = bh3/12

Eд = 10000 МПа

Iп = 1095189,5 см4

Приведенный момент сопротивления расчетного сечения:

Wпрх = 2Iп/hx

Wпрх = 2\*1095189,5/104,3 = 21000,8 см2

σ = Mx\*10/ Wпрх = 115,3\*103/21000,8 = 5,5 МПа < Rф.р = 9 МПа

**1.5. Проверка стенки на срез по нейтральной оси**

Q = qL/2

Q = 9,66\*10,8/2 = 51,84 кН

τ = QSпр/(Iпрbрасч)< Rф.cр

hоп = 45 см

Sпр = 3861,3 см3

Iпр = 119190,04 см4

τ = (51,84\*103\*3861,3\*10-6\*10-6)/(119190,04\*2,4\*10-10) = 7 МПа Rф.cр = 6 МПа

**1.6 Проверка скалывания по швам между поясами и стенкой**

τ = QSпр/(Iпрbрасч)< Rф.cк

bрасч = n(hп – c); n = 2; hп – c = 14 см

τ = (51,84\*103\*3861,3\*10-6\*10-6)/(119190,04\*2\*14\*10-10) = 0,6 МПа < Rф.cк= 0,8 МПа

**1.7 Проверка прочности стенки в опасном сечении на действие главных растягивающих напряжений**

σст/2 + √((σст/2)2+ τст2) < Rф.ра

где Rф.ра – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α (по графику прилож. 5 СНиП II-25-80); σст – нормальное напряжение в стенке от изгиба на уровне внутренней кромки поясов.

Σст = Mx?/Iпрх\*(hx/2 – hп)

σст = (115,3\*103\*10-6)/(1095189,5\*10-8)\*(104,3/2 – 15)\*10-2 = 3,9 Мпа

Qx = (Qmax(L/2 – xм))/(L/2) = 51,84(540 – 310)/540 = 22,08 кН

Sпрх = 15\*3,4\*2(104,3/2 – 7,5) + 7\*3,4\*2(104,3/2 – 3,5) + 7\*3,4\*2(104,3/2 –15 + 3,5) + 0,9\*1,4\*15(104,3/2 – 7,5) = 4554,3 + 2315,7 + 1934,9 + 843,9 = 9648,8 см3

τст = QxSпрx/(Iпрb)

τст = (22,08\*103\*9648,8\*10-6)/(1095189,5\*2,4\*10-10)\*10-6 = 0,81 Мпа

tg2α = 2τст/σст = 2\*0,81/3,9 = 0,42

2α = 22,8°

α = 11°20'

Rф.ра = 11,2 Мпа

3,9/2+√((3,9/2)2+0,812) = 4,05 Мпа

**1.8 Проверка устойчивости стенки на действие касательных и нормальных напряжений**

Расчет производится, если отношение hст/δ>50. В проектируемой балке в середине пролета это отношение (135-30)/2,4 = 43,8, в расчетном сечении (104,3-30)/2,4 = 31

Устойчивость стенки проверяют по формуле СНиПа:

(σст/(ku(100/hст)2))+(τст/(kt(100/hрасч)2))<1

В расчетном сечении σст =3,9 МПа; τст =0,81 МПа

Для расчетного сечения hст = 74,3 см, ar = 135 см; γ = ar/ hст = 135/74,3 = 1,8

По графикам 18, 19 прилож. 5 СНиПа ku = 16 МПа; kt = 2,6 МПа

(3,9/(16(100\*2,4/74,3)2))+(0,81(2,6(100\*2,4/74,8)2)) = 0,023+0,03 = 0,053 < 1

Устойчивость стенки обеспечена.

**1.9. Определение прогиба балки в середине пролета**

f = (f0/k)[1+c(h/l)2]

f0 – прогиб балки постоянного сечения без учета деформаций сдвига; k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения.

Для клееных элементов из фанеры с древесиной принимается жесткость сечения равной 0,7 EIпр. Коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения на прогиб, по табл. 3 прилож. 4 СНиПа

k = 0,4+0,6β; β = hоп/h = 45/135 = 0,33

Коэффициент, учитывающий деформации сдвига от поперечной силы там же:

с = (45,3 – 6,9 β)γ

здесь γ – отношения площади поясов к площади стенки балки (высота стенки между центрами тяжести поясов)

γ = 2Fп/Fст = (2\*197,2)/((135-15)\*2,4) = 1,4

k = 0,4+0,6\*0,33 = 0,598

c = (45,3 – 6,9\*0,33)\*1,4 = 60,2

f0 = (5/384)\*(ql4/0,7EIпрx) = 0,013\*((9,66\*13604,9\*103)/(0,7\*10000\*106\*1095189,5\*10-8)) = 0,022 м = 2,2 см

f = (2,2/0,33)[1+60,2(1,35/10,8)2] = 6,67\*1,94 = 12,9 см

[f] = l/200 = 1080/200 = 5,4 см

1. **Расчет и конструирование балки перекрытия**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование наргрузки | Нормативное значение, qп(кгс/м2) | коэффициент надежности, γf | Расчетное значение, qp(кгс/м2) |
| **1.Постоянные нагрузки:** |   |   |   |
| 1.1 Линолеум(5мм), р=800кг/м3 | 4 | 1,2 | 4,8 |
| 1.2 Лист ДСП (толщ. 16мм), р=800кг/м3 | 12,8 | 1,2 | 15,36 |
| 1.3 Цемент. Песч. Стяжка(20мм), р=2200кг/м3 | 44 | 1,3 | 57,2 |
| 1.4 Желез.бетонная плита(100мм), р=2500кг/м3 | 250 | 1,1 | 275 |
| 1.5 Собственный вес | 100 | 1,05 | 105 |
| **Итого** | 410,8 | - | 457,4 |
| **2.Временные нагрузки** | (кгс/м2) |   | (кгс/м2) |
| 2.1 Полезная нагрузка на перекрытие | 200 | 1,2 | 1560 |
| **Итого общая нагрузка** | 610,8 |   | 2017,4 |

qp(погон.м.) = 2017,4\*4,2 = 8473 (кг/м.погон)

qп(погон.м.) = 610,8\*4,2 = 2565,4 (кг/м.погон)

Максимальный момент от полной расчетной нагрузки:

M = ql12/8 = 8473\*5,42/8 = 30884,1 (кгмп)

M/c1Wn<Ryγc

c1=1, γc = 0,9, Ry = 2450 кгс/см2

Wn = 30884,1/(1\*2450\*10000\*0,9) = 0,0014 м3 = 140 см3

№18 Б2 W = 146,3 см3

Вес двутавра = 18,8 кг/м

qтвр = qp(итого без собств веса)\* γ+18,8\*l1

qтвр = 1912,4\*0,9+18,8\*5,4 = 1721,16+101,52 = 1822,68 (кг/м погон.)

Q = qpl1/2 = 1822,68\*5,4/2 = 4921,2 (кг/м2)

Sx = 83,2 см3

Y = 1314 см4

b = 91 мм

h = 180 мм

t = 8 мм

tw = 5,3 мм

J = Q\*Sx/Y\*tw = 4921,2\*83,2/1314\*0,53 = 588 кг/м2

Проверим условие J < 0,9Rc

Rc = 1421 кгс/см2

588<1278,9 условие выполняется

M/Wп<Ryγc

30884,1/146,3<2450\*0,9

211,1<2205 условие выполняется

f = (5/384)\*(qнl14/EY)

f = (5/384)((2565,4\*5,44\*106)/(2\*1010\*1314)) = 0,00108 м = 0,108 см

[fн] = l/170 = 540/170 = 3,2

Условие выполняется

1. **Расчет и проектирование сборной железобетонной колонны**

**3.1 Расчет нагрузок**

q2эт  = 0,5\*0,5\*h2\*ρ\*km = 0,5\*0,5\*4\*2500\*1,1 = 2750 (кг/м2)

q1эт  = 0,5\*0,5\*(h1+0,15)\*ρ\*km = 0,25\*(4+0,15)\*2500\*1,1 = 2853,13 (кг/м2)

N1 = (qрппос+qрддл)\*l1\*l2+q1эт+q2эт = (965,49+628)\*5,4\*4,2+2853,12+2750 = 41743,5

N2 = qp\*l1\*l2+q1эт+q2эт = 3005,49\*5,4\*4,2+2853,12+2750 = 73767,6

N1<N2\*0,82 Условие выполняется

γб2 = 1,1

l0 = la\*ŋ

ŋ = 1/(1-N/Nср)

l = 4+0,15 = 4,15 м

l0 = 4,15\*0,7 = 2,905 м

λ = l0/h

λ = 2,905/0,5 = 5,81 Условие выполняется

Nc = 0,15EA/(l0/h)2 = 0,15\*331\*107\*0,25/33,8 = 3670000 кг

Т.к. N<Nc

ŋ = 1/(1-(73767,6/0,367\*107)) = 1,02

l0 = la\* ŋ = 17\*1,02 = 17,34 мм

**3.2 Расчет по 1-ой группе предельных состояний**

ε = x/h0< εR

x = N/Rb\*b = 73767,6/(173\*50\*1,1) = 7,75 (см)

ε = 7,75/48 = 0,16

 εR  = 0,85-0,008\*173 = 0,71

σSR = Rs - σSR

σ= 0

σSR = Rs = 3750 (кгс/см2)

σSС = 5000 кгс/см2

εR = 0,71/((1+3750/5000)\*(1-0,71/0,16)) = 0,198>0,16 условие выполняется

**3.3 Определение требуемого армирования**

an = N/Rb\*b\*h0

an = 73767,6/173\*50\*48 = 0,178

0,178<0,198

l = la+(h0-a)/2 = 17 + (480-20)/2 = 247 мм

M = N\*l

M = 73767,6\*0,247 = 18220,6 кгм

am = M/Rb\*b\*h02

am = 18220,6/173\*0,5\*482 = 0,09

1822060< Rb\*b\*x(h0-0,5\*x)+ Rcs\*As(h0-a)

1822060<3254429 условие выполняется