|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |  |  | краны с одним крюком | | |  |  |  |  |
| грузопод. | пролет | Основные габариты | | |  | давление | масса,т | | Тип |
| крана,Qт | крана,Lк м | ширина, | база, |  |  | колеса на | тележки | крана с | подкран. |
|  |  | В | К | Н | В1 | подкран. |  | тележкой | рельса |
|  |  |  |  |  |  | рельс, F,кН |  |  |  |
|  | 10,5 | 500 | 3500 |  |  | 70 |  | 13,6 |  |
|  | 16,5 |  |  |  |  | 82 |  | 18,1 |  |
| 5 |  |  |  | 1650 | 230 |  | 22 |  | КР70 |
|  | 22,5 | 6500 | 5000 |  |  | 101 |  | 25 |  |
|  | 28,5 |  |  |  |  | 115 |  | 31,2 |  |
|  | 10,5 |  | 4400 |  |  | 115 |  | 17,5 |  |
|  | 16,5 |  |  |  |  | 125 |  | 21 |  |
| 10 |  | 6300 |  | 1900 | 260 |  | 4 |  | КР70 |
|  | 22,5 |  | 5000 |  |  | 145 |  | 27 |  |
|  | 28,5 |  |  |  |  | 170 |  | 34,8 |  |
|  | 10,5 |  | 4400 |  |  | 145 |  | 20 |  |
|  | 16,5 |  |  |  |  | 165 |  | 25 |  |
| 15 |  | 6300 |  | 2300 | 260 |  | 5,3 |  | КР70 |
|  | 22,5 |  | 4400 |  |  | 185 |  | 31 |  |
|  | 28,5 |  |  |  |  | 210 |  | 41 |  |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |  |  | краны с двумя крюками | | |  |  |  |  |
|  | 10,5 |  | 4000 |  |  | 155 |  | 22,5 |  |
|  | 16,5 |  |  |  |  | 175 |  | 26,5 |  |
| 15/3 |  | 6300 |  | 2300 | 260 |  | 7 |  | КР70 |
|  | 22,5 |  | 5000 |  |  | 190 |  | 24 |  |
|  | 28,5 |  |  |  |  | 220 |  | 43,5 |  |
|  | 10,5 |  | 4400 |  |  | 175 |  | 23,5 |  |
|  | 16,5 |  |  |  |  | 195 |  | 28,5 |  |
| 20/5. |  | 6300 |  | 2400 | 260 |  | 8,5 |  | КР70 |
|  | 22,5 |  | 5000 |  |  | 220 |  | 36 |  |
|  | 28,5 |  |  |  |  | 255 |  | 46,5 |  |
|  | 10,5 |  | 5000 |  |  | 255 |  | 35 |  |
|  | 16,5 |  |  |  |  | 280 |  | 42,5 |  |
| 30/5. |  | 6300 |  | 2750 | 300 |  | 12 |  | КР70 |
|  | 22,5 |  | 6760 |  |  | 315 |  | 52 |  |
|  | 28,5 |  |  |  |  | 345 |  | 62 |  |
|  | 10,5 |  |  |  |  | 365 |  | 47 |  |
|  | 16,5 |  |  |  |  | 425 |  | 56.5 |  |
| 50/10. |  | 6760 | 5250 | 3150 | 300 |  | 18 |  | КР70 |
|  | 22,5 |  |  |  |  | 465 |  | 66.5 |  |
|  | 28,5 |  |  |  |  | 900 |  | 78 |  |





1. Компановка поперечной рамы.

1.1. Определение высоты здания.

Высота (размер) от уровня верха фундамента до низа несущей конструкции покрытия

Н = Нв + Нt

Высота подкрановой части колонны (от уровня верха фундамента до верха консоли) Нв = Н1 – hr – hсв +а1

Имея ввиду, что Н1 = 8,12м; hr = 0,12м; hсв = 1м, а1 = 0,15м; получим

Нв = 8,12 – 0,12 – 1,0 + 0,15 = 7,15м.

Высота надкрановой части колонны (от уровня верха консоли до низа несущей конструкции)

Нt = hп.б. + hr + hсв +а2, имея ввиду, что hп.б.=1,0м; а2 = 0,20м (т.к. при пролете 36м) Нt = 1,0 + 0,12 + 2,4 + 0,20 = 3,72м; получим

Н = 7,15 + 3,72 = 10,87м.

Отметка низа несущей конструкции покрытия

Н – а1 = 10,87 – 0,15 = 10,72м.

С учетом модуля кратности 0,6м.принимаем отметку низа несущей конструкции покрытия (отметка верха колонны) 10,800. так как отметка уровня головки рельса задана технологическими требованиями, корректируем высоту подкрановой части колонны

Н = 10,72 + а1 = 10,72+0,15=10,87м 10,800 – 10,72 = 0,08

Нtфак = Нt + 0,08 = 3,72 + 0,08 = 3,8м.

Нф = 3,8 + 7,15 = 10,95м.

Назначаем высоту фермы Нф = 1/8\*36 = 4,5м

Приняв толщину покрытия 0,6м получим отметку верха здания с учетом парапетной плиты: Нобщ = 10,80 + 4,5 + 0,6 + 0,2 = 16,100м.

1.2 Определение размеров сечения колонн каркаса.

Привязка грани крайней колонны к координационной оси здания а = 250мм (т.к. шаг колонн – 12,0м > 6,0м, грузоподъемность крана Q = 20/5т < 30т)

- надкрановая часть: ht = 60см. так как привязка а=250мм; в=50см. так как шаг 12м.;

- подкрановая часть из условия hв = (1 – 1 )\*Нв hв = 0,715 – 0,511,

10 14

принимаем hв = 800мм.

- глубина заделки в фундамент определяется из условий:

hз > 0,5 + 0,33 hв; hз = 0,5 + 0s,33\*0,8 = 0,764

hз > 1,5b; hз = 1,5\*0,5 = 0,750

hз < 1,2м. принимаем hз = 800мм.

2. Определение нагрузок на поперечную раму.

2.1. Определение нагрузок

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| №№  п/п | Вид нагрузок | Нормативная  нагрузка, Н/м | | Коэф.  надеж.по нагруз-ки | Расчетная  нагрузка,  Н/м2 |
| 1 | 2 | 3 | | 4 | 5 |
|  | I.Постоянные |  | |  |  |
| 1. | Ж/б ребристые плиты покрытия размером в плане 3х6м с учетом заливки швов: | 1350 | | 1,1 | 1485 |
| 2. | Обмазочная пароизоляция: | 50 | | 1,3 | 65 |
| 3. | Утеплитель (готовые плиты): | 400 | | 1,2 | 480 |
| 4. | Асфальтовая стяжка толщиной 2см: | 350 | | 1,3 | 455 |
| 5. | Рулонный ковер: | 150 | | 1,3 | 195 |
|  | Итого: |  | |  | 2680 |
| 7. | Собственный вес стен. панелей с отм.12,6-16,2(δ=25см), ρ=2,5кН/м3: 0,25\*3,6\*1,0\*2,5=2,25кН/м=2250Н/м | 2250 | | 1,1 | 2500 |
| 8. | Собственный вес стен. панелей с отм.7,8-12,6 с учетом веса оконных переплетов с отм. 11,4-12,6, ρп=2,5кН/м3, ρо=0,4кН/м2: 0,25\*3,6\*1,0\*2,5+1,2\*1,0\*0,4=2,73 | 2730 | | 1,1 | 3000 |
| 9. | Собственный вес стен. панелей с отм.0,0-7,8 с учетом веса оконных переплетов с отм. 1,8-7,8, ρп=2,5кН/м3, ρо=0,4кН/м2: 0,25\*1,8\*1,0\*2,5+0,6\*1,0\*0,4=3,52 | 3520 | | 1,1 | 3900 |
|  | Итого: |  |  | | 9400 |

2.2 Расчетные нагрузки на элементы поперечной рамы.(при γn = 0,95)

На крайнюю колонну

**Постоянные нагрузки**. Нагрузки от веса покрытия приведены в табл.1. Расчетное опорное давление фермы: от покрытия 3,45\*12\*36/2=745,2кН; от фермы (180/2)\*1,1=99кН, где 1,1- коэффициент надежности по нагрузке γf. Расчетная нагрузка от веса покрытия с учетом коэффициент надежности по назначению здания γп<0,95 на крайнюю колонну F1=(745,2+99)\*0,95=802кН., на среднюю F2 = 2F1 =1604 кН.

Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления, передаваемая на колонну выше отметки 6,6м: F=(2,5\*5,4+0,4\*1,2)\*12\*1,1\*0,95=175,31кН; Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления, передаваемая непосредственно на фундаментную балку: F=3,52\*6\*1,1\*0,95=22,07кН; Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок F=115\*1,1\*0,95=120,2кН, где Gn =115кН-вес подкрановой балки;

Расчетная нагрузка от веса колонн. Крайние колонны: надкрановая часть F=0,5\*0,6\*3,8\*25\*1,1\*0,95=32,9кН; подкрановая часть F=0,5\*0,7\*6,75\*25\*1,1\*0,95=61,72кН. Средние колонны соответственно: F=0,5\*0,6\*3,8\*25\*1,1\*0,95=32,9кН;

F=[0,5\*0,25\*10,05\*2+(0,9+3\*0,4)0,5(1,2-2\*0,25)]25\*1,1\*0,95=84,84кН.

**Временные нагрузки**. Снеговая нагрузка. Вес снегового покрова на 1м2 площади горизонтальной проекции покрытия для III района, согласно главе СниП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», sо=1,0кПа, средняя скорость ветра за три наиболее холодных месяца V=4м/с>2м/с снижают коэффициент перехода μ=1 умножением на коэффициент Κ=1,2-0,1V=1,2-0,1\*4=0,8, т.е. Κμ=0,8. Расчетная снеговая нагрузка при κμ=1\*0,8, γf =1,4, γп =0,95; на крайние колонны: F= sо\*κ\*μ\*а (ι / 2) γf\*γп= =1,5\*0,8\*12\*(36/2)\*1,4\*0,95=344,7кН.; на средние колонны F=2\*344,7=689,4кН.

**Крановые нагрузки.** Вначале строим линию влияния реакции опор подкрановой балки и определяем сумму ординат У.

К=500 М=6300

а = 12000 а = 12000

1,3

Вес поднимаемого груза Q=200кН. Пролет крана 36-2\*0,85=34,3м. Согласно стандарту на мостовые краны база крана М=630см, расстояние между колесами К=500см, вес тележки Gп=8,5кН; Fn,max=220кН; Fn,min=60кН.

# Расчетное максимальное давление на колесо крана при γf =1,1;γп =0,95 Fmax=220\*1,1\*0,95=229,9кН;

Fmin=60\*1,1\*0,95=62,7кН.

Расчетное поперечная тормозная сила на одно колесо:

Нmax=Нmin=200+85\*0,5\*1,1\*0,95=7,45кН

20

Вертикальная крановая нагрузка на колонны от двух сближенных кранов с коэффициентом сочетаний γi =0,85; Dmax=229,9\*0,85\*2,95=576,47кН;

Dmin=62,7\*0,85\*2,95=157,22кН.,гдеΣу=2,95-сумма ординат линии влияния давления двух подкрановых балок на колонну; то же от четырех кранов на среднюю колонну с коэффициентом сочетаний γI=0,7 равна 2Dmax = 2\*229,9\*0,7\*2,95=949,49кН.

Горизонтальная крановая нагрузка на колонну от двух кранов при поперечном торможении Н=7,45\*0,85\*2,95=18,7кН.

**Ветровая нагрузка**. Нормативное значение ветрового давления по главе СниП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» для II района, местности типа Б ωо=0,23кПа (230Н/м2). При условии Н/2L=16,8/(3\*36)=0,156<0,5 значения аэродинамического коэффициента для наружных стен принято:

* с наветренной стороной *с*е= 0,8,
* с подветренной стороны *с*е= -0,5

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки ωm с наветренной стороны равно:

* для части здания высотой до 5м от поверхности земли при коэффициенте, учитывающем изменение ветрового давления по высоте, при К=0,5: ωm1= 300\*0,5\*0,8=120Н/м2;
* то же высотой до 10м, при К=0,65: ωm2= 300\*0,65\*0,8=156Н/м2;
* то же высотой до 20м, при К=0,85: ωт3= 300\*0,85\*0,8=204Н/м2;
* На высоте 16,8м в соответствии с линейной интерполяцией с наветренной стороны: ωm4=ωm2+(( ωm3-ωm2)/10)(Н1-10)= 156+((204-156)/10\*(16,8-10)=189Н/м2;
* то же на высоте 10,8м : ωm5=ωm2+(( ωm3-ωm2)/10)(Н1-10)= 156+((204-156)/10\*(10,8-10)=160Н/м2;

Переменную по высоте ветровую нагрузку с наветренной стороны заменяют равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в заделке консольной балки длиной 10,8:

ωm=2Масt = {2\*[120\*5² + 120+156 \*(10-5)(10-5 + 5)+ 156+160(10,8-10)

# Но² 2 2 2 2

# \*(10,8-10 +10)]}/10,8² =140,5Н/м2;

2

С подветренной стороны ωms=(0,45/0,8)\*140,5=79Н/м2.

Расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонны до отметки 13,8м при коэффициенте надежности по нагрузке γf =1,4, коэффициенте надежности по назначению здания γп=0,95:

- с наветренной стороны р=140,5\*12\*1,4\*0,95=2242,4Н/м;

* с подветренной стороны рs=79\*12\*1,4\*0,95=1260,8Н/м.

Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка выше отм.10,8м:

W=ωm4-ωm5(Н1-Но)аγfγп(*с*е-*с*еs)=0,189+0,160(16,8-13,8)\*6\*1,4\*0,95(0,8+0,5)=21

1. 2

кН.

## Комбинация нагрузок и расчетные усилия в сечениях

крайней колонны

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Нагрузка | Эпюра  изгибающих  моментов | | Номера  загружений | Коэффициент сочетаний | сечения | | | | | | |
| 1 - 0 | | 1 - 2 | | 2 - 1 | | |
| M | N | M | N | M | N | Q |
| Постоянная |  | | 1 | 1 | 86,11 | 1041,8 | -100,6 | 1162 | 38,24 | 1342,6 | 19,42 |
| Снеговая |  | | 2  3 | 1  0,9 | 69,21  62,29 | 344,7  310,23 | 8,89  8,0 | 344,7  310,2 | 6,87  6,18 | 344,7  310,23 | 6,87  6,18 |
| Ветровая слева |  | | 4  5 | 1  0,9 | -53,18  -47,86 | 0  0 | -53,18  -47,86 | 0  0 | -65,56  -59,0 | 0  0 | 6,28  5,65 |
| Ветровая справа |  | | 6  7 | 1  0,9 | -34,29  -30,86 | 0  0 | -34,29  -30,86 | 0  0 | -148,1  -133,3 | 0  0 | 7,17  6,45 |
| Dmax на левой стойке |  | | 8  9 | 1  0,9 | -140,4  -126,4 | 0  0 | 205,5  184,9 | 576,5  518,8 | -58,65  -52,79 | 576,5  518,8 | -36,94  -33,25 |
| Dmin на левой стойке |  | | 10  11 | 1  0,9 | -54,79  -49,31 | 0  0 | 39,54  35,59 | 157,2  141,5 | -63,56  -57,2 | 157,2  141,5 | -14,42  -12,98 |
| Т на крайней стойке |  | | 12  13 | 1  0,9 | -6,48  -5,83 | 0  0 | -6,48  -5,83 | 0  0 | 40,6  36,54 | 0  0 | 8,25  7,43 |
| Т на второй стойке |  | | 14  15 | 1  0,9 | -1,25  -1,13 | 0  0 | -1,25  -1,13 | 0  0 | -12,04  -10,84 | 0  0 | -1,10  -0,99 |
| Основное сочетание нагрузок с учетом крановых и ветровой | | Соответствующие загружениям эпюры М приведены выше | | | Mmax | Ncoт | Mmax | Ncoт | Mmax | Ncoт | Qcoт |
| 1+2 |  | 1+3+9+13 |  | 1+2 |  |  |
| 155,3 | 1386,5 | 86,51 | 1991 | 45,11 | 1687,3 | 26,29 |
| Мmin | Ncoт | Мmin | Ncoт | Мmin | Ncoт | Qcoт |
| 1+5+9+13 |  | 1+4 |  | 1+7+  11+15 |  | 1+7+  11+15 |
| -93,94 | 1041,8 | -153,8 | 1162 | -163,1 | 1484,1 | 11,9 |
| Мcoт | Nmax | Мcoт | Nmax | Мcoт | Ncoт | Qcoт |
| 1+3+7 |  | 1+3+9+13+7 |  | 1+3+9+13+5 |  |  |
| 117,5 | 1352,0 | 55,65 | 1991 | -30,83 | 2171,6 | 5,43 |
| То же без учета крановых и ветровой | | То же | | | М | N | М | N | М | N | Q |
| 1+2 |  | 1+2 |  | 1+2 |  |  |
| 155,3 | 1386,5 | -91,7 | 1506 | 45,11 | 1687,3 | 26,29 |

4. Расчет и конструирование колонны крайнего ряда.

Данные для расчета сечений: бетон тяжелый класса В15, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, Rb=8,5МПа; Rbt=0,75МПа; Еb=20,5х10³ МПа. Арматура класса АIII, d>10мм, Rs=Rsc=365МПа, Еs=2х10³ МПа.

Сечение 1 – 0 на уровне верха консоли колонны.

Сечение колонны b х h=50 х 60см при а=а′=4см, полезная высота сечения h0=h-a=60-4=56см. В сечении действуют 2 комбинации расчетных усилий.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Усилия | 1-я | 2-я |
| М, кН\*м | 155,32 | -93,94 |
| N, кН | 1386,5 | 1041,8 |

Усилия от продолжительного действия нагрузки МL=86,11кН\*м; NL=1041,8кН. При расчете сечения на 1-ую и 2-ую комбинации усилий расчетное сопротивление Rb следует вводить с коэффициентом γb2=1,1, так как в комбинации включены постоянная, снеговая, крановая и ветровая нагрузки. Расчет внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения с несимметричной арматурой. Необходимо определить Аs и Аs′.

1. Определение моментов внешних сил относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наиболее сжатого стержня арматуры:

- от действия полной нагрузки:

МII=М1=Мtot + Ntot \* (h0 -a′)/2=155,32+1386,5\*(0,56-0,04)/2 =515,8кН\*м

- от действия длительно действующих нагрузок:

МI=M1L=ML + NL \* (h0-a′)/2=86,11+1041,8\*(0,56-0,04)/2=356,98кН\*м.

1. Определение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения:

е0=Мtot ≥ еa, еa – случайный эксцентриситет:

Мtot

еa ≥ 1 \* ι = 380 = 0,63см; еa ≥ 1 \*h = 60/ 30 = 2см; еa ≥ 1см.

600 600 600

е0 = М = 155,32 =11,2см ≥ еa

N 1386,5

3. Определение гибкости элемента:

λ = ιо , λ > 4 (η > 1)

h

ιо= 2Н2 = 2\*3,8 ≥ 7,6м; λ = 760 / 60 = 12,7 – 0,2% → к Аs′

необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

1. Определение коэффициента δе:

δе = ιо ≥ δе,min=0,5-0,01\* ιо - 0,01Rв \* γb2 =0,5-0,01\*760 - 0,01\*1,1\*8,5=

h h 60

=0,28; δе = 11,2 / 60 = 0,187 < δе,min принимаем δе = 0,28

1. Определение коэффициента, учитывающего влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии:

ϕl = 1 + β \* М1L = 1 + 1\*356,98 = 1,69 ≤ (1 + β ) = 2

М1 515,8

1. С учетом гибкости элемента задаемся процентом армирования:

μ = Аs + Аs′ = (1 – 2,5%) = (0,01 – 0,025)

μ = 0,004 – первое приближение

7. Определение коэффициента α: α = Еs = 200000 = 9,77

Еb 20500

1. Вычисление условной критической силы:

Ncr = 6,4\*Eb ⎡ I ⎛ 0,11 + 0,1⎞ + αIs⎤ =

ι20 ⎣ ϕl ⎝ 0,1 + δеϕ ⎠ ⎦

= 6,4\*20500(100) ⎡ 900000 ⎛ 0,11 +0,1⎞ + 9,77\*7571,2 ⎤ =

760² ⎣ 1,69 ⎝ 0,1 + 0,28 ⎠ ⎦

= 63,94\*10³Н = 6394кН.

Здесь I = b\*h³ = 50 \* 60³ = 900000см4;

12 12

Is = μ\* b\*ho (0,5h – а)² = 0,004 \* 50 \* 56 (0,5\*60 – 4)² = 7571,2см4

1. Определение коэффициента η, учитывающий влияние прогиба:

η = 1 = 1 = 1,28

1 – Ntot/ Ncr 1 – 1386,5/6394

10. Определение значения эксцентриситета приложения продольной силы относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого стержня арматуры, с учетом прогиба элемента:

е = е0 \* η + ho - а′ = 11,2 \* 1,28 + 56 – 4 = 40,34см

2 2

11. Вычисление высоты сжатой зоны х = Ntot = 1386,5 =

Rв \* γb2\* b 8,5\*1,1\*50

= 29,66см².

Относительная высота сжатой зоны ξ = х / ho = 29,66 / 56 = 0,53

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

ξR = ω / ⎡1 + Rs ⎛1 - ω ⎞⎤ = 0,7752 / ⎡1+ 365 ⎛1 – 0,7752⎞ ⎤ = 0,611

⎣ 4 ⎝ 1,1⎠⎦ ⎣ 400⎝ 1,1⎠ ⎦

ω = 0,85 – 0,008\* Rв \* γb2 = 0,85 – 0,008\*8,5\*1,1 = 0,7752

Так как ξ =0,53 < ξR =0,611 – случай больших эксцентриситетов, то:

Аs′ = Ntot \*е – 0,4\* Rв\* γb2\* b\*hо² = 1386,5\*40,34 – 0,4\*8,5\*1,1\*60\*56²=

Rsc (ho - а′) 356\*(56 – 4)

= - 35см² < 0

Аs′< 0, принимаем по конструктивным требованиям, т.к. ιо/h =12,7

находится в пределе значений 10 < ιо/h ≤ 24, то принимаем min % армирования 0,2% т.е. 0,002 → к Аs′.

0,002 \* b\* hо = 5,6 см² = Аs′ принимаем 3Ø16 АIII с Аs = 6,03 см².

Аs = 0,55 \* Rв\* γb2\* b\*hо – Ntot + Аs′= 0,55\*8,5\*1,1\*50\*56 - 1386,5 = 1,5

Rs 356

Проверка прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с несимметричной арматурой.

Необходимо определить несущую способность сечения.

1. μфакт = Аs + Аs′ = 6,03 + 1,57 = 0,0025

b\* h 3000

2.Определение высоты сжатой зоны бетона:

Х=Ntot + Rs\*Аs – Rsc\*Аs′=1042+365\*103 \*6,03\*10-4 – 365\*103\*1,57\*10-4=

Rв\* γb2\* b 1,1 \* 8,5\*103 \* 0,5

Х = 1204,8 = 0,26 см

4675

1. ξR \* hо = 0,611\* 56 = 34,22 см

при Х < ξR \* hо (0,26 < 34,22) – случай больших эксцентриситетов, прочность сечения обеспечина при условии:

Ntot \* е ≤ Rв\* γb2\* b \* Х (hо – 0,5\*Х) + Rsc \* Аs′( hо - а′)

ео = Мtot = 94 = 0,09 см

Ntot 1042

МII=М1=Мtot + Ntot \* (h0 -a′)/2= - 94 + 1042 \* 0,26 =176,92 кН\*м МI=M1L=ML + NL \* (h0-a′)/2=86,11+1041,8\*(0,56-0,04)/2=356,98кН\*м

ϕl = 1 + β \* М1L = 1 + 1\*356,98 = 2,02 ≤ (1 + β ) = 2 ϕl > 2

М1 176,92

следователҗно принимаем ϕl = 2

Ncr = 6,4\*Eb ⎡ I ⎛ 0,11 + 0,1⎞ + αIs⎤ =

ι20 ⎣ ϕl ⎝ 0,1 + δеϕ ⎠ ⎦

= 6,4\*20500(100) ⎡ 900000 ⎛ 0,11 +0,1⎞ + 9,77\*7571,2 ⎤ =

760² ⎣ 2 ⎝ 0,1 + 0,28 ⎠ ⎦

= 63,94\*10³Н = кН > Ntot = 1042 кН

η = 1 = 1 = 1,2

1 – Ntot/ Ncr 1 – 1042 / 6394

е = е0 \* η + ho - а′ = 0,09 \* 1,2 + 56 – 4 = 26,11см

2 2

1042 \* 0,2611 ≤ 8,5 \* 103 \* 1,1 \* 0,5 \* 0,003 (0,56-0,5 \* 0,003) + 365 \* 103 \* 0,000603 (0,56-0,04)

272,07 кН\*м < 122,3 кН\*м – условие выполняется.

Расчет сечения 1-0 в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба, не делаем, так как ιо′ / h′ = 5,7 / 0,5 = 11,4, где ιо′=1,5Н2=1,5\*3,8 = 5,7 м < ιо / h = 12,7.

h′ = b – ширина сечения надкрановой части колонны в плоскости рамы.

5. Расчет внецентренно нагруженного фундамента под колонну.

Район строительства : г.Азнакаево

Расчетное сопротивление грунта Rо = 0,36 МПа (360кН/м²)

Глубина заложения фундамента d = 1,7м (по условию промерзания грунтов). Бетон фундамента класса В12,5, арматура сеток из стали класса АII.

Определение нагрузок и усилий.

На уровне верха фундамента от колонны в сечении 2 - 1 передаются максимальные усилия:

Мmax = 45,11 кН\*м N = 1687,32 кН Q = 26,39 кН

Мmin = - 163,13 кН\*м N = 1484,12 кН Q = 11,9 кН

Nmax = 2171,65 кН M = - 30,83 кН\*м Q = 5,43 кН

То же, нормативные:

Мn = 39,23 кН\*м Nn = 1467,23 кН Qn = 22,86 кН

Мn = - 141,85 кН\*м Nn = 1290,54 кН Qn = 10,35 кН

Nn = 1888,4 кН Мn = - 26,81 кН\*м Qn = 4,72 кН

От собственного веса стены передается расчетное усилие

Nω = 74,5 кН с эксцентриситетом е = 0,525м = 52,5 см

Мω = - 74,5\*0,525 = - 39,11кН\*м Мωn = - 34,0 кН\*м

Расчетные усилия, действующие относительно оси симметрии подошвы фундамента, без учета массы фундамента и грунта на нем:

- при первой комбинации усилий

М = М4 + Q4 \* hf + Мω = 45,11 + 26,29\*1,55 – 39,11 = 46,75 кН\*м

где высота фундамента по условию заглубления

hf = 1,7 – 0,15 = 1,55м;

N = N4 + Nω = 1687,32 + 74,5 = 1761,82 кН

- при второй комбинации усилий:

М = - 163,13 + 11,9\*1,55 – 39,11 = - 183,8 кН\*м

N = 1484,12 + 74,5 = 1558,62 кН

- при третьей комбинации усилий:

М = - 30,83 + 5,43\*1,55 – 39,11 = - 61,52 кН\*м

N = 2171,65 + 74,5 = 2246,15 кН

то же, нормативные значения усилий:

Мn = 39,23 + 22,86\*1,55 – 34 = 40,66 кН\*м

Nn = 1467,23 + 64,78 = 1532 кН

Мn = - 141,85 +10,35 \*1,55 – 34 = -159,81 кН\*м

Nn = 1290,54 + 64,78 = 1355,32 кН

Мn = -26,81 + 4,72 \*1,55 – 34 = -53,49 кН\*м

Nn = 1888,4 + 64,78 = 1953,18 кН

Предварительные размеры подошвы фундамента.

Ориентировочно площадь подошвы фундамента можно определить по усилию Nmax n как для центрально загруженного фундамента с учетом коэффициента γn = 0,95

А = Nn \* γn = 1953,18 \* 0,95 = 5,69 м2

Rо – d\*γm 360 – 1,7 \* 20

Rо = 360кН/м² γm = 20 кН/м³

Назначая отношение сторон фундамента b/а = 0,8, вычисляем размеры сторон подошвы:

аf = √ 5,69 / 0,8 = 2,67 м bf = 0,8 \* 2,67 = 2,14 м

Учитывая наличие момента и распора, увеличиваем размеры сторон ≈ на 10-15%; принимаем аf х bf = 3,0х2,7м (кратно 30см); площадь подошвы А = 3 х 2,7 = 8,1 м2

Момент сопротивления подошвы в плоскости изгиба

Wf = 2,7 \* 32 / 6 = 4,05 м3

Так как заглубление фундамента меньше 2м, а ширина подошвы более1м, то необходимо уточнить нормативное сопротивление грунта основания по форме

R = R0 ⎡1+k1 ⎛ bf – b0⎞⎤\*⎛d + d0 ⎞ = 0,36 ⎡1+0,05 ⎛ 2,7 - 1⎞⎤\*⎛1,7+2 ⎞=0,361

⎣ ⎝ b0 ⎠⎦ ⎝ 2d0 ⎠ ⎣ ⎝ 1 ⎠⎦ ⎝ 2 \* 2 ⎠

k1 = 0,05 для глинистых грунтов: b0 = 1м, d0 = 2м; d = 1,7м; bf = 2,7м.

Определение краевого давления на основание.

Нормативная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах

Gnf = af \* bf \* d \* γm = 2,7\*3\*1,7\*20 = 275,4 кН; расчетная нагрузка

Gf = Gnf \* γf = 302,94 кН.

Эксцентриситет равнодействующий усилий всех нормативных нагрузок, приложенных к подошве фундамента:

- при первой комбинации усилий

е0 = Мn / (Nn + Gnf) = 40,66 / (1532 + 275,4) = 0,022 м

- при второй комбинации усилий

е0 = - 159,81 / (1355,32 + 275,4) = - 0,098 м

- при третьей комбинации усилий

е0 = - 53,49 / (1953,18 + 275,4) = - 0,024 м

Так как е0 = 0,022м < af / 6 = 3 / 6 = 0,5 м, то краевое давление вычисляем по формуле

- при первой комбинации усилий

Р1 = Nnf\*γn ⎛1+ 6 е0 ⎞ = 1807,4\*0,95 ⎛1 + 6 \* 0,022 ⎞ = 221,3 кН/м2

аf \* bf ⎝ аf ⎠ 2,7\* 3 ⎝ 3 ⎠

что меньше 1,2R = 421 кН/м2; где Nnf = Nn + Gnf =1532+275,4= 1807,4 кН

Р2 = 1807,4\*0,95 ⎛1 - 6 \* 0,022 ⎞ = 202,65 кН/м2 < 0,8 R = 281 кН/м2

2,7\* 3 ⎝ 3 ⎠

- при второй комбинации усилий

Nnf = 1355,32 + 275,4 = 1630,72 кН

Р1 = 1630,72\*0,95 ⎛1 + 6 \* (-0,098) ⎞ = 153,77 кН/м2 < 1,2 R = 421 кН/м2

2,7\* 3 ⎝ 3 ⎠

Р2 = 1630,72\*0,95 ⎛1 - 6 \* (-0,098) ⎞ = 228,74 кН/м2 < 0,8 R = 281 кН/м2

2,7\* 3 ⎝ 3 ⎠

- при третьей комбинации усилий

Nnf = 1953,18 + 275,4 = 2228,58 кН

Р1 = 2228,58\*0,95 ⎛1 + 6 \* (-0,024) ⎞ = 248,8 кН/м2 < 1,2 R = 421 кН/м2

2,7\* 3 ⎝ 3 ⎠

Р2 = 2228,58\*0,95 ⎛1 - 6 \* (-0,024) ⎞ = 273,9 кН/м2 < 0,8 R = 281 кН/м2

2,7\* 3 ⎝ 3 ⎠

Максимальное значение эксцентриситета е0 = 0,022 м < 0,1аf = 0,1\*3=0,3 м, поэтому можно считать, что существенного поворота подошвы фундамента не будет т защемление колонны обеспечивается заделкой ее в стакане фундамента.

Расчет тела фундамента.

Глубина заделки в фундамент приняли hз = 800мм, что удовлетворяет условно по заделке арматуры hз ≥ 30d1 + δ = 30 \* 18 + 50 = 590 мм (где d1= 18мм – диаметр продольной арматуры крайней колонны).

Принимая толщину стенок стакана поверху 225мм и зазор 75 мм, размеры подколонника в плане будут:

ас = hс + 2\*225 + 2\*75 = 800 + 450 + 150 = 1400 мм

bс = bс + 2\*225 + 2\*75 = 500 + 450 + 150 = 1100 мм

Высота подколонника hз = 800мм, уступы высотой по 300 мм.

Момент, действующий от расчетных нагрузок на уровне низа подколонника М1=М4+Q4\*hз - Мω = 45,11+26,29\*0,8–39,11=27,03кН\*м

Эксцентриситет е01 = М1 = 27,03 = 0,015м < hс = 0,8 = 0,13 м

N 1761,82 6 6

Расчет продольной арматуры подколонника.

Толщину защитного слоя бетона принимаем не менее 50мм, берем расстояние от наружной грани стенки стакана до центра тяжести сечения арматуры аb = аb′= 6cм. Расчетный эксцентриситет продольной силы относительно арматуры Аs

е = е01 + ас / 2 – а = 0,015 + 1,4/2 – 0,06 = 0,655м = 65,5см

Площадь сечения продольной арматуры

Аs = Аs′= γn \* N\*е– Rb\* γb2\* S0 = 0,95\*1761820\*65,5 – 7,5(100)\*1,1\*17,2=

Rs \* z 280(100)\*128

где zs = ас – аb - аb′=140 – 6 – 6 = 128см; для коробчатого сечения

S0 = 0,5 (bс \* hо2 – ас \* bо \* zs) = 0,5 (110\*1942 - 90\*60\*128)=17,2\*105 см3

Размеры днища стакана ао = 900, bо = 600 мм; Rb = 7,5 МПа – для бетона класса В12,5; γb2 = 1,1

Аs = Аs′= - 365,3 < 0.

Из конструктивных соображений принимаем минимальную площадь сечения продольной арматуры при μ = 0,001:

Аs = Аs′= 0,001 Аb = 0,001(140\*110 – 90\*60) = 10 см2

Принимаем 7 ∅14 А II, Аs = 10,77 см2

Расчет поперечного армирования подколонника.

Поперечное армирование проектируем в виде горизонтальных сеток С-3 из арматуры класса А-I, шаг сеток принимаем S=150 мм < hс / 4 = 800 / 4 = 250 мм. В пределах высоты подколонника располагается шесть сеток С-2 и две С-3 конструктивно под днищем стакана.

При е = е01 = 0,015м < hс / 2 = 0,8 / 2 = 0,4 м расстояние У от оси колонны до условной оси поворота колонны принимают У=0,015 м, площадь сечения поперечной арматуры стенок стакана Аsw определяют по формуле: Аsw = 0,8 [М + Qhз′ - Nhc/2 – Gw(е + у)] γn =

Rs \* ∑zх

= 0,8 [45,11+26,29\*0,75-1761,82\*0,4-74,5(0,525+0,015)]\*0,95 < 0

225\*103\*2,8

где hз′ = hз - δ = 800 – 5 = 95 см; Rs = 225 МПа = 225\*103 кН/м3 – для арматуры класса А-I; ∑zх – сумма расстояний от обреза фундамента до плоскости каждой сетки в пределах расчетной высоты, равная:

∑zх = 0,05+0,25+0,4+0,55+0,7+0,85 = 2,8м

По конструктивным соображениям принимают для сеток поперечные стержни ∅8 мм из стали класса А-I.

Расчет нижней части фундамента.

Определяем напряжения в граните под подошвой фундамента при сочетаниях от расчетных нагрузок без учета массы фундамента и грунта на его уступах. Расчет ведем на действие третьей комбинации усилий, при которой от нормативных нагрузок были получены большие напряжения в грунте, чем при первой и второй комбинациях:

Р1 = ⎛N + М ⎞γn = ⎛2228,58 + (-61,52) ⎞\*0,95 = 246,94 кН/м2;

⎝Аf Wf ⎠ ⎝ 8,1 4,05 ⎠

Р2 = ⎛N - М ⎞γn = ⎛2228,58 - (-61,52) ⎞\*0,95 = 275,8 кН/м2;

⎝Аf Wf ⎠ ⎝ 8,1 4,05 ⎠

Рабочую высоту плиты у основания подколонника из условия прочности на продавливание вычисляем по формуле:

hо ≥ - bс + ас + 1 N + ⎛ bс + ас ⎞2

4 2 √ k\*Rbt\*γb2+psf ⎝ 2 ⎠

где psf = р1 = 247 кН/м2 k = 1;

Rbt\*γb2 = 1,1\*0,66 = 0,726 МПа = 726 кН/м2;

N = р1(аf \* bf – ас\* bс) = 247 (3\*2,7 – 1,1\*1,4) = 1620 кН

hо ≥ - 1,2 + 1,4 + 1 1620 + ⎛ 1,1 + 1,4 ⎞2 = 0,25м

4 2 √ 1\*726+247 ⎝ 2 ⎠

из конструктивных соображений принятая общая высота плиты h=60см, уступы по 30 см, hо = h – а = 60 – 5 = 55 см.

Расчет рабочей арматуры сетки нижней плиты в напрвление

длинной стороны аf.

Расчетный изгибающий момент в сечении 1-1, проходящем по грани bс подколонника

М1-1 = рм1\*а12\* bf / 2 = 243,1\*0,82\*2,7/2 = 210 кН\*м = 210\*105 Н\*см

рм1= 0,5(р1 + р1-1) = 0,5(246,94 + 239,24) = 243,1 кН/м2

р1-1= р1 – (р1 – р2) а1 / аf = 246,94 – (246,94 – 275,8) \* 0,95 / 3=239,24 кН/м2

Требуемое сечение арматуры Аs = М1 = 210\*105 = 15,2см2

0,9 Rs \* bо 0,9\*280(100)\*55

назначая шаг стержней S = 200 мм, на ширине bf = 2,7 м укладываем 14 стержней; принимаем 16 ∅12 А-II, Аs = 15,83 см2

Процент армирования:

μ = 15,83 \* 100 = 0,11% > μmin = 0,1%

270\*55

Изгибающий момент в сечении 2-2, проходящем через точку пересечения грани призмы продавливания с арматурой нижней сетки плиты,

М2-2 = рм2\* а22 \* bf = 247,89\*0,22 \* 2,7 = 13,4 кН\*м

1. 2

рм2 = 0,5 (р1 + р2-2) = 0,5 (246,94 + 248,84) = 247,89 кН/м2

р2-2= р1 – (р1 – р2) а2 / аf = 246,94 – (246,94 – 275,49) \*0,2 / 3 = 248,84кН/м2

Требуемая площадь сечения арматуры

Аs = М2 = 13,4\*105 = 2,13см2

0,9 Rs \* bо 0,9\*280(100)\*25

Расчет рабочей арматуры сетки плиты в направлении

короткой стороны bf.

Среднее давление в грунте под подошвой фундамента

рм = 0,5 (р1 + р2) = 0,5 (246,94 + 275,49) = 261,2 кН/м2

Изгибающий момент в сечении 3-3, проходящем по грани подколонника,

М3-3 = рм \* b12 \* аf = 261,2 \* 0,82 \* 3 = 250,75 кН\*м

1. 2

Требуемая площадь сечения арматуры

Аs = М3 = 250,75\*105 = 18,1см2

0,9 Rs \* bо 0,9\*280(100)\*55

При шаге стержней 200 мм на длине аf = 3м принимаем 17 ∅12 А-II,

Аs = 19,23 см2

Процент армирования:

μ = 19,23 \* 100 = 0,12% > μmin = 0,1%

300\*55

6. Проектирование стропильной фермы

с параллельными поясами.

Ферма проектируется предварительно напряженной на пролет 36м., цельной при шаге ферм 12м. Геометрическая схема показана на рис.

Напрягаемая арматура нижнего пояса и второго раскоса из канатов класса К-7 ∅15мм с натяжением на упоры:

Rs,ser = 12950 МПа; Rs = 1080 МПа; Еs = 180000 МПа.

Сжатый пояс и остальные элементы решетки фермы армируются арматурой класса А-III; Rs = Rsс = 365 МПа (d > 10мм);Еs = 200000 МПа;

Хомуты класса А-I, Rs = Rsс = 225 МПа; Rsw = 175 МПа. Бетон тяжелый класса В40; Rb = 22 МПа; Rbt = 1,4 МПа; Rbtn = 2,1 МПа; γb2 = 0,9; Eb = 32500 МПа.

1. Определение нагрузок на ферму.

При определении нагрузок на ферму принимается во внимание, что расстояние между узлами по верхнему поясу (панель фермы) составляет 3м. Плиты покрытия имеют ширину 3м., что обеспечивает передачу нагрузки от ребер плиты в узлы верхнего пояса и исключает влияние местного изгиба. Рассматриваем загружение фермы постоянной нагрузкой и снеговой в 2-х вариантах: 1) снеговая нагрузка с пониженным нормативным значением по всему пролету фермы длительно действующая (для III снегового района понижающий коэффициент0,3). Вес фермы 180кН учитывают в виде сосредоточенных грузов, прикладываемых к узлам верхнего пояса.

Нагрузки на покрытие.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Нагрузки | Нормативная нагрузка  Н/м² | Коэффициент надежности по нагрузке  γf > 1 | Расчетная нагрузка,  Н/м² |
| Постоянные:  Собственный вес кровли (см.табл.из пункта2.1)  Собственный вес плит покрытия 3 х 12 м.  То же ферм 180/(36\*12)кН | 950  2050  417 | 1,3-1,2  1,1  1,1 | 1195  2255  458 |
| Итого | 3417 |  | 3908 |
| Временная снеговая:  Кратковременная (полная 1500\*0,8)  Длительная с коэффиц 0,3  (0,3\*1500\*0,8) | 1200  360 | 1,4  1,4 | 1680  504 |

Узловые расчетные нагрузки по верхнему поясу фермы, кН:постоянная F1=g\*a\*b\*γn = 3,908\*12\*3\*0,95=133,65; кратковременная (полная) снеговая F2 = 1,68\*1,2\*3\*0,95 = 57,46; длительная снеговая

F3 = 0,504\*12\*3\*0,95 = 17,24

Узловые нормативные нагрузки соответственно, кН:

Fn1 = 3,417\*12\*3\*0,95 = 116,86; Fn2 = 1,2\*12\*3\*0,95 = 41,04;

Fn3 = 0,36\*12\*3\*0,95 = 12,31.

Определение усилий в элементах фермы.

Железобетонная ферма с жесткими узлами представляет собой статически неопределимую систему. На основании опыта проектирования и эксплуатации установлено, что продольные усилия в элементах пояса и решетки слабо зависит от жесткости узлов. Изгибающие моменты, возникающие в жестких узлах, несколько снижают трещиностойкость в элементах фермы, что учитывается в расчетах трещиностойкости путем введения опытного коэффициента

γi = 1,15. Усилия в элементах фермы от единичных загружений сведены в таблице; знаки усилий « + » при растяжении, « - » при сжатии.

Усилия от нагрузок получают умножением единичных усилий на значения узловых нагрузок Fi. Эти усилия определяют от нормативных и расчетных значений постоянной и снеговой нагрузок.

Усилия в элементах фермы от единичных нагрузок.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Элемент | Обозначение стержня по расчетной схеме | Усилия, кН, в элементах при загружении силами F=1 всего пролета |
| Верхний пояс:  В1  В2  В3  В4  В5  В6 | 2 – 3  3 – 4  4 – 6  6 – 8  8 – 9  9 – 11 | 0  - 6,99  - 6,99  - 11,28  - 11,28  - 12,7 |
| Нижний пояс:  Н1  Н2  Н3 | 1 – 5  5 – 7  7 – 10 | 3,78  9,49  12,35 |
| Раскосы:  Р1  Р2  Р3  Р4  Р5  Р6 | 1 – 3  3 – 5  5 – 6  6 – 7  7 – 9  9 – 10 | - 6,66  5,53  - 4,3  3,07  - 1,84  0,611 |
| Стойки:  С1  С2  С3  С4 | 1 – 2  4 – 5  7 – 8  10 – 11 | - 0,5  - 1  - 1  - 1 |

Расчет сечений элементов фермы.

1.Верхний сжатый пояс.

Расчет верхнего пояса ведем по наибольшему усилию (элемент В6)

N = 2427 кН, в том числе N = 1916 кН. Ширину верхнего пояса принимают из условия опирания плит покрытия пролетом 12м – 300мм. Определяют ориентировачно требуемую площадь сечения верхнего сжатого пояса:

А = N = 2427100 = 920,75 см²

0,8(Rb + 0,03Rsс) 0,8(22(100)+0,03\*365(100))

Назначают размеры сечения верхнего пояса b х h = 30 х 35 см с

А =1050 см² > 920,75 см².

Случайный начальный эксцентриситет еa ≥ 1 = 300 = 0,5см;

1. 600

где 1 = 300см – расстояние между узлами фермы; еa ≥ h = 35 = 1,17см;

1. 30

еa ≥ 1 см. При еa < 1/8 h = 35/8 = 4,37 см; l0 = 0,9l = 270 см.

Наибольшая гибкость сечения равна l0 / h = 270 / 35 = 7,71 > 4.

Необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила

Ncr = 6,4 Eb ⎡ J ⎧ 0,11 + 0,1 ⎫ + αJs ⎤ =

l0² ⎣ ϕе ⎩ 0,1+δ ⎭ ⎦

6,4\*32500(100) ⎡107187,5⎧ 0,11 + 0,1 ⎫ + 6,154\*4068 ⎤ = 24100000Н

270² ⎣ 0,79 ⎩ 0,1+0,225 ⎭ ⎦

=24100кН, где J = b\*h³ = 30 \* 35³ = 107187,5 см4;

12 12

ϕе = 1 + β \* М1L / М1 = 1 + 1 \* 258,66 / 327,65 = 0,79, β=1(тяжелый бетон)

М1L = МL + NL (h0 – а) / 2 = 0 + 1916 (0,31 – 0,04) / 2 = 258,66кН\*м;

М1 = 0 + 2427 (0,31 -0,04) / 2 = 327,65 кН\*м;

δе = l0 / h = 1,17 / 35 = 0,03; δе,min = 0,5 – 0,01\* (270 / 35) – 0,01\*0,9\*22 = = 0,225; δе < δе,min принимают δе = 0,225.

α = Еs / Еb = 2000000 / 32500 = 6,154; при µ = 0,024 (первое приближение ) Js = µ\*b\*h0 (0,5h – a)² = 0,024 \* 30 \* 31 (0,5\*35-4)² = 4068 см4

Коэффициент η = 1 / (1- N / Ncr) = 1/ (1-2427 / 24100) = 1,11

е = е \* η + 0,5 h – а = 1,17\*1,11+0,5\*35 - 4 = 14,8 см.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона при

γb2 = 0,9

ξR = 0,6916 / ⎡1 + 365 ⎛ 1 – 0,6916 ⎞ ⎤ = 0,544

⎣ 500 ⎝ 1,1 ⎠ ⎦

ω = 0,85 – 0,008 \* γb2 – Rb = 0,85 – 0,008 \* 0,9 \* 22 = 0,6916;

σs1 = Rs = 365 МПа

αn = N = 2427(100) = 1,318 > ξR = 0,544

Rb\*b\*h0 0,9\*22\*100\*30\*31

δ = а / h = 4 / 36 = 0,13

αs = 1,318 (14,8 / 31 – 1 + 1,318 / 2) =0,207

1 – 0,13

ξ = 1,308 (1 – 0,544) + 2 \* 0,207 \* 0,544 = 0,948 > ξR = 0,544

1 – 0,544 + 2 \* 0,207

армирование принимают симметричное

Аs = Аs′ = 2427(1000)\*14,8/36 – (0,948/1,318) (1 – 0,948/2) = 7,49 см²

365(100) (1 – 0,13)

коэффициент армирования µ = (Аs + Аs′) = 2\*7,49 = 0,016

b\*h0 30\*31

что не значительно отличается от принятого ранее значение. Из конструктивных соображений принимаем: 6 ∅18 А-III с Аs = 15,27см².

Расчет сечения пояса из плоскости фермы не делают, так как все узлы фермы раскреплены.

Нижний растянутый пояс.

Расчет прочности выполняется на расчетное усилие для панели Н3.

Nn = 1950,1 кН; N = 1595,25 кН – от постоянной и длительной нагрузок, расчетное значение от постоянной и полной снеговой нагрузок N=2360,2кН.

Определяют площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры:

Аsp = N = 2360200 = 19 см²,

γsb \* Rs 1,15\*1080(100)

принимают 16 канатов ∅15 класса К-7, А = 22,656 см² (из условий трещиностойкости), сечение нижнего пояса 30х35см. Напрягаемая арматура отклонена хомутами. Продольная арматура каркасов из стали класса А-III (6 ∅10 А-III с Аs = 4,71 см²). Суммарный процент армирования, µ = (Аs + Аs′) = 22,656\*4,71 \* 100% = 2,606%

b\*h0 30\*35

Приведенная площадь сечения

Аred = А + ΣА = 30\*35 + 22,656\*5,54 + 4,71\*6,15 = 1204 см²,

где α1= Еs / Еb = 180000 /32500 = 5,54; α2 = 200000 / 32500 = 6,15 (для арматуры класса А-III).

Расчет нижнего пояса на трещиностойкость.

Элемент относится к 3-й категории. Принимают механический способ натяжения арматуры. Значение предварительного напряжения в арматере σsр при р = 0,05σsр назначают из условия σsр + р ≤ As,ser;

σsр + 0,05σsр ≤ 1295 МПа; σsр 1295 / 1,05 = 1233,3 МПа. Принято σsр=1200МПа.

Определяют потери предварительного напряжения в арматуре при γsр=1. Первые потери:

от релаксации напряжений в арматуре

σ1=[0,22 (σsр /Rs,ser) – 0,1] σsр = [0,22(1200 / 1295) – 0,1]1200 = 124,6 МПа;

от разности температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств (при Δt = 65˚С)

σ2= 1,25\* Δt = 1,25 \* 65 = 81,25 МПа;

от деформации анкеров

σ3= Еb \* / ι = 180000\*0,35 / 2500 = 25,2 МПа;

где Δι = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \* 1,5 = 3,5 мм;

от быстронатекающей ползучести бетона при σbp / Rbp = 18,23 / 28 = 0,65 < α = 0,75

σ6= 40 \* 0,85 \* σbp / Rbp = 40 \* 0,85 \*0,65 = 22,1 МПа,

где σbp = Р1 / Аred = 2195,3 (1000) / 1204 = 1823,3 Н/см² = 18,23 МПа;

Р1= As (σsр - σ1 - σ2 - σ3 ) = 22,656 (1200 – 124,6 – 81,25 – 25,2) (100) = =2195,3 кН; 0,85 – коэффициент, учитывающий тепловую обработку.

Первые потери составляют σcos1 = σ1 + σ2 + σ3 + σ6 = 124,6 + 81,25 + 25,2 + 22,1 = 253,15 МПа

Вторые потери:

от усадки бетона класса В40, подвергнутого тепловой обработке, σ8=40МПа;

от ползучести бетона при σbp / Rbp = 0,65 < 0,75 σ9 = 150ασbp / Rbp = 150\*0,85\*0,65 = 82,88 МПа; где σbp = 2145,2(100) / 1204 = 178,17 Н/см2 = 17,82 МПа Р1=22,656 (1200-253,15) (100) = 2145,2 кН, α = 0,85 – для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении.

Вторые потери составляют σcos2 = σ8 + σ9 = 40 + 82,88 = 122,88 МПа.

Полные потери σcos = σ cos1 + σ cos2 = 253,15 + 122,88 = 376,03 МПа

Расчетный разброс напряжений при механическом способе натяжение принимают равным

Δγsp = 0,5 Р ⎛1 + 1 ⎞=0,5 0,05 σsp ⎛1 + 1 ⎞= 0,0309

σsp ⎝ √Пр σsp ⎝ √18⎠

Здесь р = 0,05\*σsp, Пр = 18шт (18 ∅15 К-7). Так как Δγsp = 0,0309 < 0,1, окончательно принимаем Δγsp = 0,1.

Сила обжатия при γsp = 1 - Δγsp = 1-0,1 = 0,9; Р = Аsp (σsp - σcos)\* γsp – (σ6 + σ8 + σ9)\*Аs1 = 22,656 (1200 – 376,03 )\* 0,9 – (22,1 + 40 + 82,88)\* 4,71 = 16118 МПа\*см² = 1611,8 кН.

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин;

Ncrc = [Rbt,ser (A + 2αAsp) + P] = 0,85 [2,1(10-1)\*(105 + 2\*5,54\*22,656) + 1611,8] = 1433 кН, где γi = 0,85 – коэффициент, учитывающий снижение трещиностойкости вследствие жесткости узлов фермы.

Так как Ncrc = 1433 кН < 1950,1 кН = Nп – условие трещиностойкости сечения не соблюдается, то необходим расчет по раскрытию трещин.

Расчет по раскрытию трещин.

Проверяем ширину раскрытия трещин с коэффициентом, учитывающим влияние жесткости узлов γi = 1,15 от суммарного действия постоянной нагрузки и кратковременного действия полной снеговой нагрузки. Приращение напряжения в растянутой арматуре от полной нагрузке:

σs = Nп – Р = 1950,1 – 1798,5 = 6,7 кН/см² = 67 МПа,

Asp 22,656

Р = γsp\* [(σsp - σcos)\* Asp - (σ6 + σ8 + σ9)\*Аs] =

= 1\*[(1200 – 376,03)\*22,656 – (22,1 + 40 + 82,88)\*4,71]\*(100) = 1798500Н = 1798,5 кН.

Приращение напряжения в растянутой арматуре от постоянной и длительной нагрузки.

σsi = 1595,25 – 1798,5 ≤ 0, следовательно, трещины от действия

9,91

постоянной и длительной нагрузки не возникают (Nп1 = 1595,25 кН).

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки: аcrc1 = γi \*20\*(3,5 – 100\*μ)\*δ\*ϕl\*η\*σs \*3√d =

Еs

= 1,15\*20\*(3,5 – 100\*0,022)\*1,2\*1\*1,2\* 67 \*3√15 = 0,04 мм

1,8\*105

где δ - коэффициент, принимаемый для растянутых элементов равный 1,2; η = 1,2 – для канатов;

μ = As = 22,656 = 0,022; d = 15мм – диаметр каната К-7.

b\*h 30 \* 35

Тогда acrc = acrc1 - a′crc1 + acrc2 = 0.04 – 0 + 0 = 0,04 < 0,15 условие соблюдается.

Расчет растянутого раскоса Р2.

Растягивающее усилие в раскосе: нормативное значение усилия от постоянной и полной снеговой нагрузок Nп = 873,2 кН, нормативное значение усилия от постоянной и длительной (50% снеговой) нагрузок Nпе = 714,31 кН; расчетное значение усилия от постоянной и полной снеговой нагрузок N = 1056,84 кН. Напрягаемая арматура раскоса 7 ∅15 класса К-7 (заводится из нижнего пояса) с А = 9,912 см2. Натяжение выполняется на упоры, способ натяжения – механический. Необходимая площадь сечения арматуры из условия прочности сечения As = 1056,84 (1000) / 1,15\*1080(100) = 8,51 см2 < 9,912 см2. Принятой площади сечения арматуры достаточно. Сечение раскоса: 30 х 20 см.

Расчет поперечной арматуры в опорном узле.

Расчетное усилие из условия прочности в наклонном сечении по линии отрыва АВ

Nω = N – Nsp – Ns

ctg α

Nsp = Rsp\*Аsp\*ι1 / ιар = 1080(10-1)\*22,656\*30 / 92,7 = 791,86 кН

где ιар = ιр = [ωp (σsp / Rbp + λp)]d = [1,25(823,97 / 28 + 25)]\*15=926,8 мм – длина зоны анкеровки напрягаемой арматуры

σsp = 1200 – 376,03 = 823,97 МПа – предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь

Ns = Rs\*Аs\*ι1а / ιап = 365(10-1)\*4,71\*23 / 16,29 = 242,73

ιар = [

Расчет поперечной арматуры в промежуточном узле.

Растянутый раскос, нагруженный максимальным расчетным усилием N = 1056,84 кН. Фактическая длина заделки стержней расхода Р2 за линии АВС 28см, требуемая длина заделки арматуры ∅25 А-III составляет ιап = 35d = 35\*2,5 = 87,5 см.

Необходимое сечение поперечных стержней каркасов определяем по формуле:

Аsw ≥ Nsw = 1056,84\*1⎛1 – 1\*28 + 7,5⎞

h\*Rsw ⎝ 1,05\*87,5⎠ = 1,44 см2

6 \* 290(10-1)\*0,8138

Поперечные стержни назначаем из проволочной арматуры ∅6 мм А-I через 100мм (6шт с Аs = 1,7 см2).

Площадь сечения относительно стержня в промежуточном узле определяется по усилию

Nоs = 0,04 Д1 Д1 = N = 1056,84 кН

Nоs = 0,04\*1056,84 = 42,274 кН

Площадь сечения окаймляющего стержня

Аs = Nоs = 42274 = 2,35 см2

n\*Rso  2\*90(100)

Принимаем ∅18 А-III с Аs = 2,545 см2

Требуемая А поперечного сечения продольных ненапрягаемых стержней в нижнем поясе в пределах опорного узла

Аs = 0,2N = 0,2\*596860 = 3,27 см2

Rs  365(100)

Принимаем 4 ∅12 А-III с Аs = 4,52 см2

Список литературы.

1.Байков В.Н., Сигалов Э.Е. «Железобетонные конструкции»

Общий курс – М., Стройиздат 1991г.

2.Мандриков А.П. «Примеры расчета железобетонных конструкций» -

М., Стройиздат 1989г.

3.Методические указания к практическим занятиям по курсу

« Железобетонные и каменные конструкции» Наб.Челны КамПи 1997г.

4.Методические указания к курсовому проекту №2 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» Наб.Челны КамПи 1997г.

5.СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» - М.1985г.