**Пояснительная записка**

к курсовому проекту:

«Одноэтажное промышленное здание»

**1.1 Компоновка поперечной рамы и определение нагрузок**

Компоновку поперечной рамы производим в соответствии с требованиями типизации конструктивных схем одноэтажных промышленных зданий. Находим высоту надкрановой части колонн, принимая высоту подкрановой балки 0,8 м (по приложению XII) для шага колонн 6 м., а кранового пути 0,15 м с учетом минимального габарита приближения крана к стропильной конструкции 0,1 м и высоты моста крана грузоподъемностью 32/5 т Hk – 2,75 м (по приложению XV):

Высоту подкрановой части колонн определяем но заданной высоте до низа стропильной конструкции 12 м и отметки обреза фундамента – 0,150 м.:

Н2 = 2,75 + 0,8 + 0,15 + 0,1 = 3,8 м => принимаем Н2 = 3,9 м

Н1 = 12 - 3,9 + 0,15 = 8,25 м.

Расстояние от верха колонны до уровня головки подкранового рельса соответственно будет равно:

у = 3,9 - 0,8 - 0,15 = 2,95 м.

Для назначения размеров сечений колонн по условию предельной гибкости вычислим их расчетные длины в соответствии с требованиями табл. 32 [2]. Результаты представлены в табл. 1.

 **Таблица 1. Расчетные длины колонн (l0)**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  Частьколонны | При расчёте в плоскости поперечной рамы | В перпендикулярномнаправлении |
| При учёте нагрузок от крана | Без учёта нагрузок от крана |
| ПодкрановаяН1 = 8,25 м. | 1,5∙Н1=1,5∙8,25=12,375 м | 1,2∙(Н1+Н2) = 14,58 м. | 0,8∙Н1 = 6,6 м. |
| Над крановаяН2 = 3,9 м. | 2∙Н2=2∙3,9=7,8м | 2,5∙Н2 = 9,75 м. | 1,5∙Н2 = 5,85 м. |

Согласно требованиям п. 5.3 [2], размеры сечений внецентренно сжатых колонн должны приниматься такими, чтобы их гибкость l0/r (l0/h)в любом направлении, как правило, не превышала 120 (35). Следовательно, по условию максимальной гибкости высота сечения подкрановой части колонн должна быть не менее 14,58/35 = 0,417 м, а над крановой – 9,75/35 = 0,279 м. С учетом требований унификации для мостовых кранов грузоподъемностью более 30 т принимаем поперечные сечения колонн в над крановой части 400×600 мм. В подкрановой части для крайних колонн назначаем сечение 400×800 мм, и для средней – 400×600 мм. В этом случае удовлетворяются требования по гибкости и рекомендации по назначению высоты сечения подкрановой части колонны в пределах:

(1/10...1/14)Н1 = (1/10...1/14)8,25 = 0,825...0,589 м.

В соответствии с таблицей габаритов колонн (приложение V) и назначенными размерами поперечных сечений принимаем для колонн крайнего ряда по оси А номер типа опалубки 5, а для колонн среднего ряда по оси Б – 9.

Стропильную конструкцию по заданию принимаем в виде сегментной раскосной фермы типа ФС-18 из тяжелого бетона. По приложению VI назначаем марку конструкции 2ФС-18, с номером типа опалубочной формы 2, с максимальной высотой в середине пролета равной; hферм = 2.45 + 0.18/2 +0.2/2 = 2.64 м., и объемом бетона 2,42 м3.

По приложению XI назначаем тип плит покрытия размером 3×6 м (номер типа опалубочной формы 1 высота ребра 300 мм, приведенная толщина с учетом заливки швов бетоном 65,5 мм).

Толщина кровли (по заданию тип 5), согласно приложению XIII, составляет 140 мм. По заданию проектируем наружные стены из сборных навесных панелей. В соответствии с приложением XIV принимаем панели из ячеистого бетона марки по плотности D800 толщиной 200 мм. Размеры остекления назначаем по приложению XIV с учетом грузоподъемности мостовых кранов.

Результаты компоновки поперечной рамы здания представлены на рис. 1.

**Рис.1. Фрагмент плана одноэтажного трехпролётного промышленного здания и поперечный разрез.**

Определяем постоянные и временные нагрузки на поперечную раму: постоянные нагрузки, распределенные по поверхности от веса конструкции покрытия заданного типа (рис. 2) приведены в табл. 2.

**Таблица 2. Постоянные нагрузки на 1 м² покрытия:**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Элемент совмещённого покрытия | Нормативная нагрузка[кН/м2] | Коэффициент γс | Расчётная нагрузка[кН/м2] |
| Кровля: |  |  |  |
| Слой гравия, втопленного в битум | 0,16 | 1,3 | 0,208 |
| Трехслойный рубероидный ковёр | 0,09 | 1,3 | 0,117 |
| Цементная стяжка (δ = 25 мм) | 0,27 | 1,3 | 0,351 |
| Ячеистый бетон | 0,03 | 1,3 | 0,39 |
| Пароизоляция (рубероид 1 слой, 0,03 мм.) | 0,03 | 1,3 | 0,039 |
| Ребристые плиты покрытия размером 3х6 м с учётом заливки швов (δ = 65,5 мм, ρ = 25 кН/м³) | 1,75 | 1,1 | 1,925 |
| ФС-18 (Vб=2,42 м3, пролёт 18 м, шаг колонн 6 м, бетон тяжелый)  | 0,6534 | 1,1 | 0,7187 |
| Итого |  |  | 3,748 |

С учетом коэффициента надежности по назначению здания γn = 1 (класс ответственности I) и шага колонн в продольном направлении 6 м, расчетная постоянная нагрузка на 1 м ригеля рамы будет равна:

 G = 3,748·1·6=22,4922 кН/м.

Нормативная нагрузка от 1 м2 стеновых панелей из бетона на пористом заполнителе марки D 800 при толщине 200 мм составит 8,8·0,2 = 1,76 кН/м2, где ρ= 8,8 кН/м3 – плотность бетона на пористом заполнителе, определяемая согласно п. 2.13 [3].

Нормативная нагрузка от 1 м2 остекления в соответствии с приложением XIV равна 0,5 кН/м2.

Расчетные нагрузки от стен и остекления оконных переплетов производственного здания:

на участке между отметками 11,4 и 13,8 м **G1** = 27,8784 кН;

на участке между отметками 7,8 и 11,4м **G2** = 21,5892 кН

на участке между отметками 0,0 и 7,8 м **G3** = 35,7192 кН;

Расчетные нагрузки от собственного веса колонн из тяжелого бетона (ρ = 25 кН/м3):

Колонна по оси А, подкрановая часть с консолью:

**G41** = (0,8·8,25+0,5·0,6+0,52/ 2)·0,4·25·1,1·1 = 77,275 кН;

Над крановая часть:

**G42** = 0,4·0,6·3,9·25·1,1·1 = 25,74кН;

итого

**G4** = **G41**+**G42 =** 103,015 кН.

Колонна по оси Б, подкрановая часть с консолями**:**

**G51** = (0,8·8,25+2·0,6·0,65+0,652)·0,4·25·1,1·1 = 94,9025 кН;

над крановая часть:

**G52** = 0,6·0,4·3,9·25·1,1·1= 25,74 кН;

итого

**G5**= G51+G52 = 120,6425 кН.

Расчетная нагрузка от собственного веса подкрановых балок (по приложению XII) и кранового пути (1,5 кН/м) будет равна: **G6** =(35+1,5·6) ·1,1·1 = 48,4 кН

**Временные нагрузки:** снеговая нагрузка для расчета поперечной рамы принимается равномерно распределенной во всех пролетах здания. Для заданного района строительства

(г. Братск) по [7] определяем нормативное значение снегового покрова so = 1 кПа (район III) и соответственное полное нормативное значение снеговой нагрузки s = so·μ = 1·1 = 1,0 кПа (при определении коэффициента μ не следует учитывать возможность снижения снеговой нагрузки с учетом скорости ветра). Коэффициент надежности для снеговой нагрузки **γf**= 1,4. Тогда расчетная нагрузка от снега на 1 м ригеля рамы с учетом класса ответственности здания соответственно будет равна **Psn** = 1·1,4·6·1= 8,4 кН/м. Длительно действующая часть снеговой нагрузки согласно п. 1.7 [7] составит **Psn,l** = Psn·k= 0,3·8,4 = 2,52 кН/м.

**Крановые нагрузки:** по приложению XV находим габариты и нагрузки от мостовых кранов грузоподъемностью **Q** = 32 т : ширина крана **Вк** = 6,3 м; база крана **Ак** = 5,1 м; нормативное максимальное давление колеса крана на подкрановый рельс **Рмaх,п** = 235 кН; масса тележки **GT** = 8,7 т; общая масса крана **Gк** = 28,0 т;

Нормативное минимальное давление одного колеса крана на подкрановый рельс (при 4 колесах):

**Рмin,п**= 0,5(**Q** + **Qк**) – **Рмaх,п**= 0,5(313,9 + 28·9,81) – 235 = 59,3 кН.

Нормативная горизонтальная нагрузка на одно колесо крана, направленная поперек кранового пути и вызываемая торможением тележки, при гибком подвесе груза будет равна:

**Тп**= 0,5·0,05(**Q** + **Qт**) = 0,5·0,05(313,9 + 8,7·9,81) = 9,98 кН.

Расчетные крановые нагрузки вычисляем с учетом коэффициента надежности по нагрузке **yf** = 1,1 согласно п. 4.8 [7].

Определим расчетные нагрузки от двух сближенных кранов по линии влияния (рис.3) без учета коэффициента сочетания Ψ:

**Рис. 3 Линия влияния давления на колонну и установка крановой нагрузки в не выгодное положение.**

максимальное давление на колонну

**Dмaх**= **Рмaх,п**·**γf**·**Σу**·**γn** = 235·1,1·1,95·1=504,075 кН, где **Σу** –

сумма ординат линии влияния,

 **Σу =** 1+0,8+0,15 = 1,95;

 минимальное давление на колонну

**Dmin** = **Рmin,п**·**γf**·**Σу**·**γn** = 59,3·1,1·1,95·1=127,1985 кН.

тормозная поперечная нагрузка на колонку

**Т**= **Тп**·**γf**·**Σу**·**γn** = 9,98·1,1·1,95·1 = 21,4071 кН.

**Ветровая нагрузка:** Пенза расположена в II ветровом районе по скоростным напорам ветра. Согласно п. 6.4 [7] нормативное значение ветрового давления равно **w0**=0,3 кПа. Для заданного типа местности В с учетом коэффициента **k** (см. табл 6 [7]) получим следующие значения ветрового давления по высоте здания:

на высоте до 5 м **wn1**= 0,5·0,3 = 0,15 кПа;

на высоте 10 м **wn2**= 0,65·0,3 = 0,195 кПа;

на высоте 20 м **wn3**= 0,85·0,3 = 0,255 кПа.

Согласно рис. 4, вычислим значения нормативного давления на отметках верха колонн и покрытия:

на отметке 13,2м **wn4**=0,195+[(0,255–0,195)/(20–10)](12–10)=0,207 кПа;

на отметке 15,3м **wn5** = 0,195 + [(0,255 – 0,195)/(20 – 10)](15,08 – 10) = 0,225 кПа. Переменный по высоте скоростной напор ветра заменяем равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной балки длиной 6 м:

 кПа

**Рис. 4 К определению эквивалентного нормативного значения ветрового давления.**

Для определения ветрового давления с учетом габаритов здания находим по прил. 4 [7] аэродинамические коэффициенты **се** = 0,8 и **се3** = – 0,4; тогда с учетом коэффициента надежности по нагрузке, **γf**= 1,4 и шага колонн 6 м получим:

 расчетную равномерно распределенную нагрузку на колонну рамы с наветренной стороны **w1** = 0,177·0,8·1,4·6·1= 1,18944 кН/м;

то же, с подветренной стороны **w2** = 0,177·0,4·1,4·6·6 = 0,5947 кН/м;

расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка от давления ветра на ограждающие конструкции выше отметки 12 м.:

·γf··L·γn=

= (0,207+0,225)/2(15,8 – 12)·(0,8+0,4)·1,4·6·1 = 6,706 кН.

Расчетная схема поперечной рамы с указанием мест приложения всех нагрузок приведена на рис.5. При определении эксцентриситета опорных давлений стропильных конструкций следует принимать расстояния сил до разбивочных осей колонн в соответствии с их расчетными пролетами по приложениям VI – X.

**Рис. 5 Расчетная схема поперечной рамы.**

**Проектирование стропильной конструкции.**

**Сегментная раскосная ферма:**

Решение. Воспользуемся результатами автоматизированного статического расчета безраскосной фермы марки 2ФС24 для III снегового района.

Для анализа напряженного состояния элементов фермы построим эпюры усилий N, М и Q от суммарного действия постоянной и снеговой нагрузок.

Нормативные и расчетные характеристики тяжелого бетона заданного класса В35, твердеющего в условиях тепловой обработки при атмосферном давлении, эксплуатируемого в окружающей среде влажностью 80% (уb2 = 1);

Rbn= Rb,ser = 25,5 МПа; Rb= 1·19,5= 19,5 МПа;

Rbt,n= Rbt,ser = 1,3 МПа; Еь = 31000 МПа;

Rbp = 20 МПа (см. табл. 2.3).

Расчетные характеристики ненапрягаемой арматуры: продольной класса A-III, Rs = Rsc = 365 МПа; Es = 200 000 МПа; поперечной класса А-I, Rsw = 175 МПа; Es = 210 000 Мпа.

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса A-V:

Rsn = Rs,ser = 785 МПа; Rs = 680 МПа; Es = 190 000 МПа.

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры в нижнем поясе фермы Sp= 700 МПа. Способ натяжения арматуры – механический на упоры.

Так как σsp+р = 700+35=735МПа<Rs,ser =785 МПа и σsp– р = 700–35=665>0,3·Rs,ser=235,5 МПа, то требования условия (1) [2] удовлетворяются.

**Расчет элементов нижнего пояса фермы.** Согласно эпюрам усилий N и М, наиболее неблагоприятное сочетание усилий имеем в сечении номер 10 при N= 480,44 кН и М = 1,78 кН·м.

Поскольку в предельном состоянии влияние изгибающего момента будет погашено неупругими деформациями арматуры, то расчет прочности выполняем для случая центрального растяжения.

Площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле (137) [4], принимая η=1,15: As,tot= N/(η·Rs) = 480,44·103/1,15·680= 614,974 мм2.

Принимаем 4 ø 16 A-V(Asp= Asp′=804 мм2).

Определим усилия для расчета трещиностойкости нижнего пояса фермы путем деления значений усилий от расчетных нагрузок на вычисленный ЭВМ средний коэффициент надежности по нагрузке γfm= 1,206. Для сечения 10 получим усилия от действия полной (постоянной и снеговой) нагрузки:

N= N¯/ γfm = 480,44/1,206 = 398,3748 кН;

М= M¯/ γfm = 1,78/1,206 = 1,476 кН·м;

то же, от длительной (постоянной) нагрузки:

Nl = [Ng + (N¯– Ng)kl] / γfm= [346,35+(480,44–346,35)0,3] /1,206 = 320,5448 кН;

Мl =[Мg + (М ¯– Мg)kl] / γfm= 1,8574 кН·м.

Согласно табл. 1, б [4] нижний пояс фермы должен удовлетворять 3-й категории требований по трещиностойкости, т. е. допускается непродолжительное раскрытие трещин до 0,3 мм и продолжительное шириной до 0,2 мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения вычисляем по формулам (11)–(13) [4] и (168)—(175) [5].

Площадь приведенного сечения:

 Ared=A+α·Asp,tot= 250·200+6,129·804 = 54927 мм2

где α = Es/Eb = 190 000/31 000 = 6,129

Момент инерции приведенного сечения

Ired=I+∑α·Asp·y2sp= 250·2003/12+6,129·402·552+6,129·402·552=1,8157·108 мм4

где уsp = h/2 — ар = 250/2 – 60 = 55мм.

Момент сопротивления приведенного сечения:

Wred = Ired/y0 = 1,8157·108/100 =1,8157 · 106 мм3, где у0 = h/2 = 250/2 = 125 мм.

Упругопластический момент сопротивления сечения:

Wpl = γ·Wred = 1,75·1,8175·106 = 3,1775 ·106 мм3, где v = 1,75

принят по табл. 38 [5].

Определим первые потери предварительного напряжения арматуры по поз. 1– 6 табл. 5 [2] для механического способа натяжения арматуры на упоры.

Потери от релаксации напряжений в арматуре σ1 = 0,1·σsр–20 = 0,1·700–20 = 50 МПа,

Потери от температурного перепада σ2 = 1,25·Δt = 1,25·65 =81,25 МПа.

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств

σ3 = (Δℓ/ℓ)Es= =(3,65/19 000)190 000 = 36,5 МПа, где Δℓ = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15-16 = 3,65 мм и ℓ = 18 + 1 = 19 м = 19 000 мм.

Потери σ4 – σ6 равны нулю.

Напряжения в арматуре с учетом потерь по поз. 1 – 6 и соответственно усилие обжатия будут равны:

σsр1 = σsр – σ1 – σ2 – σ3 = 700–50–81,25–36,5 = 532,25 МПа;

P1 = σsр1·Аsр,tot= 532,25·804= 427,929 • 103 Н = 427,929 кН.

Определим потери от быстро натекающей ползучести бетона:

σbp=PI/Ared= 427,929·103/54927 = 7,7909 МПа;

α= 0,25+0,025·Rbр = 0,25 + 0,025·20 = 0,75<0,8,

принимаем α=0,75;

поскольку

σbp /Rbp= 7.7909/20 = 0,389<α, то σ6 = 0,85·40· σbp /Rbp = 0,85·40·0.389 = 13.244 МПа.

Таким образом, первые потери и соответствующие напряжения в напрягаемой арматуре будут, равны;

 σlosl = σ1+ σ2 + σ3+ σ6 = 180.9945 МПа; σspl = σsp - σlosl = 700–180.9945 = 519.0055 МПа.

Усилие обжатия с учетом первых потерь и соответствующие напряжения в бетоне составят:

Рl = σsр1·Аsр,tot = 519.0055·804=417.28·103Н = 417.28 кН; σbp=PI/Ared= 417,28·103/54927 = 7,597 МПа.

Поскольку

σbp /Rbp= 7,597/20=0,3798<0,95,

то требования табл. 7 [2] удовлетворяются.

Определим вторые потери предварительного напряжения арматуры по поз. 8 и 9 табл. 5 [2].

Потери от усадки бетона σ8 = 35 МПа.

Потери от ползучести бетона при σbp /Rbp= 0,318< 0,75 будут равны:

σ9 = 150 • 0,85· σbp /Rbp= 150·0,85·0,3798 = 48,4308 МПа.

Таким образом, вторые потери составят

σlos2 = σ8+ σ9 = 35+48,4308=83,4308 МПа,

а полные будут равны:

σlos = σlos1+ σlos2 = 180,9945+83,4308=264,4253 МПа>100 МПа.

Вычислим напряжения в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь и соответствующее усилие обжатия:

σsp2 = σsp – σlos = 700–264,4253=435,5747 МПа;

Р2 = σsр2·Аsр,tot = 435,5747·804=350,202·103Н = 350,202 кН.

Проверку образования трещин выполняем по формулам п. 4.5 [2] для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин.

 Определим расстояние r от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от максимально растянутой внешней нагрузкой грани сечения. Поскольку N=398,3748 кН > Р2 = 350,202 кН, то величину г вычисляем по формуле:

r = Wpl /[A + 2 α ·(Asp + A'sp)] = 3,1775·106/[250·200+2·6,129·(804)] = 53,0862 мм

Тогда Мrp=Р2(еор2+г) = 350,202·103·(0+53,0862) = 18,5909·106 Н·мм = 18,5909 кН·м; соответственно Мcrc = RbtserWpl + Мrp = 1,95·3,1775·106 + 18,5909·106 =59,2823·106Н·мм =59,2823 кН·м.

Момент внешней продольной силы Mr = N(ео + г) = 22,6242 кН·м,

Поскольку Мcrc = 59,2823 кН·м >Mr = 22,6242 кН·м, то трещины не образуются и расчет по раскрытию трещин не требуется.

**Расчет элементов верхнего пояса фермы.** В соответствии с эпюрами усилий N и М,

наиболее опасным в верхнем поясе фермы будет сечение 2 с максимальным значением продольной силы. Для сечения 2 имеем усилия от расчетных нагрузок:

N = 492,69 кН; М =2,53 кН·м; NL = 355,18 кН; МL = 1,82 кН·м.

Расчетная длина в плоскости фермы, согласно табл. 33 [2], при эксцентриситете

е0= M/N = 3,7050 мм < h/8 = 22,5 мм будет равна ℓ0= 0,9·ℓ= 0,9·3,224 = 2,9016 м.

Находим случайный эксцентриситет еа>h/30 = 180/30 = 6 мм; еа ≥ 10 мм; принимаем еа = 10 мм.

Так как ℓ0 = 2,9016< 20h = 3.6, то расчет прочности ведем как для сжатого элемента.

Тогда требуемая площадь сечения симметричной арматуры будет равна:

Принимаем конструктивно 4Ø10 A-III, (As=A's=314мм2).

При этом μ =(As+A's)/(b·h)=2·226/(300·300)=0,5 > 0,2% (при ℓ0/h > 10).

Попречную арматуру конструируем в соответствии с требованиями п.5.22[2] из арматуры класса Вр-I диаметром 4 мм, устанавливаемую с шагом s=200 мм, что не менее 20d=20·12=240 мм и не более 500 мм.

 **Расчет элементов решетки фермы.** К элементам решетки относятся стойки и раскосы фермы, имеющие все одинаковые размеры поперечного сечения b=150 мм, h=120 мм для фермы марки 2ФС18.

Максимальные усилия для подбора арматуры в элементах решетки определяются из таблицы результатов статического расчета фермы с учетом четырех возможных схем нагружения снеговой нагрузкой.

Раскос 13-14, подвергающийся растяжению с максимальным усилием N=39,2 кН. Продольная ненапрягаемая арматура класса А-III, Rs=Rsc=365 Мпа. Требуемая площадь сечения рабочей арматуры по условию прочности составит Аs= N/Rs=39,2·103/365=107,3972кН. Принимаем 4 Ø 8 А-III (Аs=201 мм2).

Аналогично конструктивно армируем остальные сжатые элементы решетки, т.к. усилия в них меньше, чем в раскосе 13-14.

Стойка 11-12, подвергающийся растяжению с максимальным усилием N=-15,35 кН, Nl=-8.7 кН. Расчетная длинна l0=0,8·h=1,76·2,2=1,76 м.Так как l0/h=1,76/0,12=14,6667<20, то прогибов не образуется и η=1.

Принимаем симметричное армирование 4 Ø 10 А-III (Аs=314 мм2).

**Расчет и конструирование опорного узла фермы.**

Расчет выполняем в соответствии с рекомендациями [10]. Усилие в нижнем поясе в крайней панели N = 438,16 кН, а опорная реакция Q = Q мах = 225,73кН.

Необходимую длину зоны передачи напряжений для продольной рабочей Ø 16 мм класса А–III находим по требованиям п. 2.29 [2]:

 *l*p = (ωp·σsp·Rbt+λp)d = (0,25·700/20 + 10)16 = 300 мм, где σsp = 700 МПа

(большее из значений Rs и σsp), a ωр =0,25 и λр = 10 (см. табл. 28 [2]).

Выполняем расчет на заанкеривание продольной арматуры при разрушении по возможному наклонному сечению ABC, состоящему из участка АВ c наклоном под углом 45° к горизонтали и участка ВС с наклоном под углом 27,6 ° к горизонтали (см. приложение VIII).

Координаты точки В будут равны: у = 105 мм, х = 300 + 105 = 405 мм.

Ряды напрягаемой арматуры, считая снизу, пересекают линию ABC при у, равном: для 1-го ряда – 60 мм, *1*Х = 300 + 40 = 345 мм; для 2-го ряда — 300 мм (пересечение с линией ВС), *1*Х = 455 мм. Соответственно значения коэффициента γsp = *l*x/*l*p (см. табл. 24 [2]) для рядов напрягаемой арматуры составят:

для 1-го ряда — 345/300 = 1,15; для 2-го ряда — 455/300 = 1,5167.

Усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой в сечении ABC:

Nsp = Rs·∑γspi·Aspi = 680(1,15 · 402 + 1,5167 · 402) = 728,9691·103H = 728,9691 кН.

Из формулы (1) [10] находим усилие, которое должно быть воспринято ненапрягаемой арматурой при вертикальных поперечных стержнях:

Ns=N–Nsp=438,16–728,9691= –290,8091 кН.

Требуемое количество продольной ненапрягаемой арматуры заданного класса принимаем конструктивно 4 Ø 10 A-III, As = 314 мм2 (Rs = 365 МПа), что более Аsmin=0,15·N/Rs= 0,15·438,16·103/365 = 180,0657 мм2.

Напрягаемую арматуру располагаем в два ряда по высоте: 1-й ряд – у = 85 мм, пересечение с линией АВ при х = 385 мм, *l*х = 385 — 20 = 365 мм; 2-й ряд – у = 115 мм, пересечение с линией ВС, при х = 429 мм, *1x*= 409 мм.

В соответствии с п. 5.14 [2] определяем требуемую длину анке-ровки ненапрягаемой продольной арматуры в сжатом от опорной реакции бетоне. По табл. 37 [2] находим: ωаn = 0,5; ∆λan = 8; λan = 12 и *l*an,min=200мм.

По формуле (186) [2] получим:

*l*an = (ωan·Rs/Rb+∆λan)·d=(0,5-365/19,5+8)10=173,5897мм >λan·d = 12·10 = 120 мм

и > lan,min=200 мм. Принимаем *l*an= 200 мм. Тогда значение коэффициента условий работы ненапрягаемой арматуры γs5 = *lx/ly* при *l*x > *l*anбудет равно γs5 =1.

Следовательно, усилие, воспринимаемое ненапрягаемой продольной арматурой, составит. Ns=Rs·∑γs5i·Aspi =365(1·157+1·157)=114,61·103Н=114,61 кН, т. е. принятое количество ненапрягаемой арматуры достаточно для выполнения условия прочности на заанкеривание.

Из условия прочности на действие изгибающего момента в сечении АВ, поперечная арматура не требуется и устанавливается конструктивно.

Принимаем вертикальные хомуты минимального диаметра 6 мм класса A-I с рекомендуемым шагом s = 100 мм.

Определяем минимальное количество продольной арматуры у верхней грани опорного узла в соответствии с п. 6.2 [10]: As = 0,0005A=0,0005-250-780= 97,5мм2. Принимаем 2 Ø 10 A-III, As= 157мм2.

**1.3 Оптимизация стропильной конструкции**

**Методические указания.** Программная система АОС-ЖБК [11] позволяет выполнить оптимизацию проектируемой стропильной конструкции по критерию относительной стоимости стали и бетона, при этом за единицу автоматически принимается относительная стоимость рассчитанного студентом варианта по индивидуальному заданию.

Варьируемыми параметрами могут быть: тип стропильной конструкции и соответствующие типы опалубочных форм, классы бетона, классы ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

**1.4 Проектирование колонны:**

 **Таблица 3. Определение основных сочетаний расчетных усилий в сечении 3-3 колонны по оси Б.**

| № | Загружения и усилия | Расчетное сочетание усилий (силы – в кН; моменты – в кН/м) |
| --- | --- | --- |
| N Mmax | N Mmin | Nmax Mmax (Mmin) | Nmin Mmax (Mmin) |
|  | загруженния | 1+(10+18)\*0,85 | 1+(6+12)\*0,7+14\*0,85 | 1+2+(6+12)\*0,7++14\*0,85 | 1+(6+12)\*0,7+14\*0,85 |
| 1 | УСИЛИЯ | N | 248,89 | 248,89 | 324,49 | 248,89 |
| M | 47,0835 | -97,289 | -90,059 | -90,059 |
| N1 | 248,89 | 248,89 | 324,49 | 324,49 |
| M1 | 11,29 | 11,29 | 18,52 | 18,52 |
| Nsh | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Msh | 35,7935 | -108,58 | -108,58 | -108,58 |
|  | загруженния | 1+(2+(10+18)\*0,85+22)\*1 | 1+((6+14)\*0,85+23)\*0,9 | 1+(2+(6+14)\*0,85+23)\*0,9 | 1+((6+14)\*0,85+23)\*0,9 |
| 2 | УСИЛИЯ | N | 316,93 | 248,89 | 316,93 | 248,89 |
| M | 52,4951 | -94,09 | -87,58 | -94,09 |
| N1 | 248,89 | 248,89 | 248,89 | 248,89 |
| M1 | 11,29 | 11,29 | 11,29 | 11,29 |
| Nsh | 68,04 | 0 | 68,04 | 0 |
| Msh | 41,2051 | -105,38 | -98,87 | -105,38 |

Размеры сечения надкрановой части колонны b=400 мм, h=600 мм. Назначаем для продольной арматуры а=а'=40 мм, тогда h0=h–а=600–40=560 мм.

Определим сначала площадь сечения продольной арматуры со стороны менее растянутой грани (справа) при условии симметричного армирования от действия расчетных усилий в сочетании N и Мmin :

N = 248,89 кН, М = | Mmin | = 97,289 кН·м;

N*l*= 248,89 кН, М*l* = 11,29; Nsh = 0; Мsh = 108,58 кН·м.

Поскольку имеются нагрузки непродолжительного действия, то вычисляем коэффициент условий работы бетона γ*bl* согласно п. 3.1 [3]. Для этого находим: момент от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (кроме нагрузок непродолжительного действия) относительно оси, проходящей через наиболее растянутый (или менее сжатый) стержень арматуры:

 MI=(N – Nsh)(h0 - а')/2 + (М – Msh) = (248,89-0) (0,56-0,04) / 2+ (97,289-108,581)= 53,42 кНм;

то же, от всех нагрузок

MII=N(h0 –а')/2+М= 248,89(0,56–0,04) / 2 + 97,289 = 162,0004 кНм.

Тогда при γb2 =0,9 получим γ*bl* = 0,9МП/МI = 0,9·162 /53,42= 2,73>1,1.

Принимаем уы = 1,1 и Rb = 1,1·19,5 = 21,45 МПа.

Расчетная длина подкрановой части колонны при учете нагрузок от кранов равна *l*0= 12,375 м (см. табл.1). Так как *l*0/h=12,375/0,6=6,5>4, то расчет производим с учетом прогиба элемента, вычисляя Ncr по формуле (93) [3]. Для этого находим е0 = M/N=97,28·106/(248,89·103) =390,89 мм > еа = h/30=600/30=20 мм; так как е0/h= 390,9/700=0,55 > δe,min=0,5–0,01·*l*0/h–0,01Rb=0,2205, принимаем δe =*e*0/h=0,55.

Поскольку изгибающие моменты от полной нагрузки и от постоянных и длительных нагрузок имеют разные знаки и е0=390,89 мм>0,1h=70 мм, то принимаем φl=1.

С учетом напряженного состояния сечения (малые эксцентриситеты при больших размерах сечения) возьмем для первого приближения коэффициент армирования μ=0,004, тогда при а=Еs/Еb=190 000/32 500=5,85 получим:

Коэффициент η будет равен: η= 1/(1–N/ Ncr)=l / (1–248,89/30745)=1,008.

Вычислим значение эксцентриситета с учетом прогиба элемента по формуле:

 е=е0η+(hо—а'}/2= 390,8· 1,008+ (560—40)/2=653,12 мм.

Необходимое продольное армирование определим согласно п. 3.62 [3]. По табл. 18 [3] находим ξR=0,519 и αR=0,384.

Вычислим значения коэффициентов:

αn=N/(Rbbh0)=248,89·103/(21,45 • 400 ×560)=0,0518;

αm1=*Ne*/(R bh02)=248,89·103 • 653/(21,45 • 400 • 5602)= 0,0604;

б=а'/h0= 40/560=0,0714.

Так как αn < ξR, значения A=A'S определяем по формуле

Поскольку по расчету арматура не требуется, то сечение ее назначаем в соответствии с конструктивными требованиями табл. 47 [3]: A=A'S= 0,002bh0=0,002·400·560=448 мм2.

Тогда получим (A=(As+A's)/(M)=(448+448)/(400·600)=0,0044, что незначительно отличается от предварительно принятого μ=0,004, следовательно ,расчет можно не уточнять, а окончательно принять Ssn=As=448 мм2.

Определим площадь сечения продольной арматуры со стороны наиболее растянутой грани (слева) для несимметричного армирования с учетом, что со стороны сжатой грани (справа) должно удовлетворяться условие A's≥AS,fact =Asn=448 мм2 (по предыдущему расчету). В этом случае расчетные усилия возьмем из сочетания N и Мmin .

Вычислим коэффициент γ*bl* : , MI=(356,75–75,6)(0,56–0,04)/2+(17,22-6,18)= 62,1кНм; MII=356,75(0,56–0,04)/2+17,22= 110 кНм; γb2 =1 получим γ*bl* = 0,9МП/МI=0,9·110/62,1= 1,6>1,1. Принимаем уы = 1,1 и Rb = 1,1·19,8 = 21,78 МПа. кН • м.

η=l/(l–356,75/4958,4)=1,08.

Вычисляем е0 = М / N=17,22·106/(356,75·103)=48,26 мм, тогда e=e0η+(h0-a')/2=48,26· ·1,08+(566—40)/2==312,1 мм.

Площади сечения сжатой и растянутой арматуры определяем согласно п. 3.66 [3].

Тогда получим:

Поскольку по расчету арматура не требуется, то сечение ее назначаем в соответствии с конструктивными требованиями табл. 47 [3]: A=A'S= 0,002bh0=0,002·400·560=448 мм2.

Конструирование продольной и поперечной арматуры колонны с расчётом подкрановой консоли: анализируя результаты расчета всех опасных сечений колонны, целесообразно в надкрановой части принять симметричную продольную арматуру по 2 ø 18 А-III (ASл=Asn=509 мм2>448 мм2).

В подкрановой части колонны наиболее опасным будет сечение 4-4, 5-5, 6-6, для которого у левой грани принимаем продольную арматуру из 2ø20 А-III(ASл=Asn=628мм2>608 мм2).

Поперечную арматуру в надкрановой и подкрановой частях колонны по условию свариваемости принимаем диаметром 5 мм класса Вр-I, которая должна устанавливаться в сварных каркасах с шагом 300 мм (не более 20d=20·18=360 мм).

Выполняем проверку принятого продольного армирования на прочность в плоскости, перпендикулярной раме, при действии максимальных продольных сил.

Для над крановой части колонны имеем: N=324,49 кН; N,=248,89 кН; Nsh=0. Поскольку нет нагрузок непродолжительного действия, то расчетные сопротивления бетона принимаем с γb2=1 (при заданной влажности 80 %). Размеры сечения: b=600мм, h=400 мм. Назначая а=а'=40 мм, получим h0=h-а=400-40=360 мм. Расчетная длина над крановой части колонны *l*0=5,85 м (см. табл. 2.1). Так как /0/h=5850/400=14,625>4, то необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

Находим значение случайного эксцентриситета:

 еа>h/30=400/30=13,33мм; еа>H2/600=3900/600=6,5мм; еа>10мм. принимаем еа=13,33мм. Тогда соответствующие значения изгибающих моментов будут равны:

М=*N·еа*=324,49·103·13,33=4,325·106Нмм= 4,325 кНм;

М*l* = N*l·e*а=248,89·103·13,33=3,12·106 Нмм=3,12 кНм.

Для определения Ncr вычисляем:

 M1*l*=*Nl·(h0*—а')/2+М*l*=248,89(0,36-0,04)/2+3,12=43,07 кН·м;

 Ml=N(h0—a')/2+M=324,49(0,36-0,04)/2+4,325=56,2434 кНм;

φl=1+(1·43,07)/56,2434= 1.7658<2;

μ=(As+А's)/(bh)=(509+509)/(600·400)=0,00424;

так как ea/h=13,33/400=0,0333<δemin=0,5-0,01·14,625–0,01·19,5=0,158, принимаем δe=δemin=0,156.

Тогда:

е=еаη+(h0—а')/2= 13,33 · l,0521+(360—40)/2= 174,0245 мм.

Проверку прочности сечения выполняем по формулам пп. 3.61 и 3.62 [3]. Определяем x=N/(Rbb)=324,49·103/(19,5-600)=27,73 мм. Так как x<ξR·h0=0,519·360=186,84 мм, то прочность сечения проверяем по условию (108) [3]:

 Rbbx(h0–0,5х)+Rsc·A´s(h0-а')=19,5·600·27,73(360–0,5·27,73) +280·509 (360-40) = =157,9·106 Н·мм =157,9 кНм > Ne = 324,42·0,174 = 56,47 кН·м, т. е. прочность надкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной поперечной раме, обеспечена

При проверке прочности подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, учитываем только угловые стержни по 2 ø20 А-III (As=A's=628мм2). В этом случае имеем размеры сечения: h=700мм, a=400мм и расчетную длину *l*0=6,6 м (см. табл. 2.1). Так как *l*0/h=6600/400=16,5>4, то необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность, а расчетными усилиями в сечении 6 — 6 будут: N=851,25 кН; N*l*=397,6 кН; Nsh=385,62 кН.

Находим значение случайного эксцентриситета: еа>h/30=400/30=13,33 мм; еа>H2/700=7560/700=10.08 мм; еа>10 мм. Принимаем еа=13,33 мм. Тогда соответствующие значения изгибающих моментов будут равны:

М=*N·еа*=922,6·103 ·13,33=12,29·106 Нмм= 12,29 кНм;

 М*l*=N*l·e*а=468,94 ·103·13,33=6,25·106 Нмм=6,25кНм.

Для определения Ncr вычисляем:

M1*l*=*Nl·(h0*-а')/2+М*l*=468,94(0,36-0,04)/2+6,25=81,3кНм;

Ml=N(h0-a’)/2+M=922,6(0,36-0,04)/2+12,29=160 кНм;

φl=1+(1·81,3)/160= 1,51<2;

μ=(As+А's)/(bh)=(509+509)/(800·400)=0,00477; так как

ea/h=13,33/400=0,0333<δemin=0,5-0,01·18.9–0,01·19,8=0,113, принимаем δe=δemin=0,113.

Тогда:

' .

е=еаη+(h0—а')/2= 13,33·1,148+(360—40)/2= 175,3 мм.

Проверку прочности сечения выполняем по формулам пп. 3.61 и 3.62 [3]. Определяем

x=N/(Rbb)=922,6·103/(19,8·800)=58,2мм.

Так как x<ξR·h0=0,582·360=209,5мм, то прочность сечения проверяем по условию (108) [3]:

Rbbx(h0–0,5х)+Rsc·A´s(h0-а')=19,8·800·58,2(360-0,5·58,2) +365·763(360-40)=394,17·106Нмм =394,17 кНм > Ne = 922,6·0,1753 = 161,7 кНм, т. е. прочность надкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной поперечной раме, обеспечена.

Расчет прочности подкрановой консоли производим на действие нагрузки от собственного веса подкрановых балок и максимального вертикального давления от двух сближенных мостовых кранов с учетом коэффициента сочетаний ψ=0,85, или Q = G6+Dmaxψ = 48,4+504,1·0,85 = 476,89 кН (см. раздел 2.1).

Проверяем прочность консоли на действие поперечной силы при возможном разрушении по наклонной полосе в соответствии с п. 3.99 [3]. Поскольку 2,5Rbt·b·h0 = 2,5·1,3·400·1060 = =1378·103 Н=1378 кН > Q = 476,89 кН, то по расчету не требуется поперечная арматура. По конструктивным требованиям принимаем хомуты диаметром 6 мм класса A-I, устанавливаемые с максимально допустимым шагом 150 мм.

Для обеспечения прочности консоли в вертикальном сечении на действие изгибающего момента определяем площадь сечения продольной арматуры по формуле (208) [3]:

As=Q*l1*/(h0Rs)=476,89·103·450/(1060·280)=723,3мм2. Принимаем 3 ø 16 А-III (A5=763мм2).

* 1. **Проектирование монолитного внецентренно-нагруженного фундамента:**

Для предварительного определения размеров подошвы фундамента находим усилия Nnf и Mnf на уровне подошвы фундамента для комбинации усилий с максимальным эксцентриситетом с учетом нагрузки от ограждающих конструкций.

Расчетная нагрузка от стеновых панелей и остекления равна G3=35,7192 кН (см. раздел 2.1), а для расчета основания Gn3 = G3/γf = 35,7192/1,1 = 32,472 кН. Эксцентриситет приложения этой нагрузки относительно оси фундамента будет равен е3 = 240/2+400 = 520мм = 0,52м.

Анализируя значения усилий в таблице находим, что наиболее неблагоприятной комбинацией для предварительного определения размеров подошвы фундамента по условию максимального эксцентриситета (отрыва фундамента) является вторая комбинация усилий. В этом случае получим следующие значения усилий на уровне подошвы фундамента:

Nfn= Nn + Gn3 = 474,56+32,472 = 507,032 кН;

Мfn=Мп + Q·hf +G3n·*е*3 = -225,61-29,36·2,4-32,47·0,52= -312,949 кН·м;

*e*0 = | Мfn / Nfn| = 312,1/575,21 = 0,54 м.

С учетом эксцентриситета продольной силы воспользуемся формулами табл. XII.I. [1] для предварительного определения размеров подошвы фундамента по схеме 2:

 м

 м

м

где γm= 20 кН/м — средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах; R= R0 = 0,3 МПа = 300 кПа - условное расчетное сопротивление грунта по индивидуальному заданию.

Принимаем предварительно размеры подошвы фундамента, а =2,7 м и b=2,1 м. Уточняем расчетное сопротивление песчаного грунта основания согласно прил. 3 [9]:

R=R0[1+k1(b– b0)/b0]+ k2·γm(d -d0)=250·(1+0,125·(2,1-1)/1)+0,25·20(2,55-2)=287,125кПа,

где k1 = 0,125 и ki = 0,25 принято для песчаных грунтов по [9].

Определим усилия на уровне подошвы фундамента принятых размеров от нормативных нагрузок и соответствующие им краевые давления на грунт по формулам:

Nninf= Nn + Gn3 +a·b·d·γm·γn; Мninf=Мп + Q·hf +G3n·*е*3; Pnл(п)= Nninf/Af±Мninf/Af: где γm =1 - для класса ответственности здания I; Af= ab = 2,7·1,8 =5,67 м2;Wf = ba2/6 = 1,8·2,72/6=2,552 м3.

 **Таблица 2. Постоянные нагрузки на 1 м² покрытия:**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Комбинация усилий от колонны | Усилия | Давление к.Па. |
| Мninf | Nninf | Pnл | Pnп | Pnm |
| Первая  | 943,522 | 46,95 | 148,005 | 184,807 | 166,406 |
| Вторая  | 796,202 | -312,949 | 263,077 | 17,771 | 140,424 |
| Третья  | 1061,862 |  -212,378 | 270,514 | 104,041 | 187,277 |

Так как вычисленные значения давлений на грунт основания:

Рnmах =270,514кПа < l,2R = 1,2·287,125 = 344,55 кПа;

Pnmin = 17,771 кПа > 0;

Pnm= 187,277 кПа < R = 287,125 кПа;

 то предварительно назначенные размеры подошвы фундамента удовлетворяют предъявляемым требованиям по деформациям основания и отсутствию отрыва части фундамента от грунта при крановых нагрузках. Таким образом, оставляем окончательно размеры подошвы фундамента а = 2,7 м и b = 2,1 м.

Расчет тела фундамента выполняем для принятых размеров ступеней и стакана согласно рисунку . Глубина стакана назначена в соответствии с типом опалубки колонны по приложению V, а поперечное сечение подколенника имеет размеры типовых конструкций фундаментов под колонны промышленных зданий.

Расчет на продавливание ступеней фундамента не выполняем, так как размеры их входят в объем пирамиды продавливания.

Для расчета арматуры в подошве фундамента определяем реактивное давление грунта основания при действии наиболее неблагоприятной комбинации расчетных усилий (третьей) без учета собственного веса фундамента и грунта на его обрезах. Находим соответствующие усилия на уровне подошвы фундамента:

Ninf= Nc + G3 = 851,25+35,7192 = 886,9692 кН;

Minf= Мc + G3е3 + Qcht = -142,63-35,7192·0,52-39,23·2,4 = -255,356 кНм.

Тогда реактивные давления грунта будут равны:

ршах = 886,9692/5,67 + 255,356/2,5515 = 256,5127 кПа

ршin = 886,9692/5,67 - 255,356/2,5515 = 56,3512 кПа

*Р1* = *рmах – (рmах – pmin/a)·a1* = 256,5127 – (256,5127 – 56,3512)/2,7*·*0,3 = 234,27258 кПа;

*Р2* = 212,0324кПа;

 Расчетные изгибающие моменты в сечениях 1 *–* 1, 2 *–* 2 и т.д. вычисляем по формуле:

М1-1 *= b·аi2·(2·рmах+ pi)/6* = 2,1*·*0,32(2*·*256,5127+234,2725)/6 = 23,539 кНм;

М 2-2 = 2,1*·*0,62(2*·*256,5127+212,0324)/6 = 91,3572 кНм.

Требуемое по расчету сечение арматуры составит:

*As,1-1= Ml-1/(Rs·0,9·h01)* =23,54·106/(280·0,9·260) = 359,2643 мм2

*As,2-2= M2-2/(Rs·0,9·h02)* = 91,3572·106/(280·0,9·560) = 647,3724 мм2;

Принимаем минимальный диаметр арматуры для фундамента при *а*=2,7 м равным 10 мм. Для основного шага стержней в сетке 200 мм на ширине *b* = 2,1 м будем иметь в сечении 2–2 9*ø*10, А-III, *As =* 707 мм2 > 647,37 мм2. Процент армирования будет равен *μ* *=Аs·100/(b·h04)* = =647,37·100/(1800·560) = 0,06 *% >μmin* = 0,05 %.

Расчет рабочей арматуры сетки плиты фундамента в направлении короткой стороны выполняем на действие среднего реактивного давления грунта *рт =* 270,053 кПа, соответственно получим:

М3–3=*pm*·*a*·*b12/2*=156,43·2,7·0,32/2 = 19,0062 кНм;

 *As,3–3= M3–3/(Rs·0,9·h0)* = 19,0062·106/(280·0,9·250) = 301,6857 мм2.

По конструктивным требованиям принимаем минимальное армирование 14ø10, А - III, с шагом 200мм.

Расчет продольной арматуры подколенника выполняем в ослабленном коробчатом сечении 4–4 в плоскости заделки колонны и на уровне низа подколонника в сечении 5–5. Размеры коробчатого сечения стаканной части фундамента преобразуем к эквивалентному двутавровому с размерами, мм: *b* = 650; *h* = 1500; *bf = b'f =* 1200; *hf = h'f* = 300; *а = а´ =* 50; *h0 =* 1450. Вычислим усилия в сечении 4 *–*4 от второй комбинации усилий в колонне с максимальным изгибающим моментом по следующим формулам:

 N =Nc+G3+ac·bc·dc·γ·γm·γп=545,75 + 35,7192+1,5·1,2·0,9·25·1,1·1 = 626,0192 кН

 M =Mc+Qc·dc+G3·е3= 259,45 + 33,76·0,9 + 35,7192·0,52 = 308,408 кН\*м.

 Эксцентриситет продольной силы будет равен:

 e0=M/N=308,4082/626,0192 = 0,493м = 493 мм > *еа* = *h*/30 = 1500/30 = 50 мм.

Находим эксцентриситет силы *N* относительно центра тяжести растянутой арматуры:

 e = eо +(hо – a´)/2 =493 + (1450 – 50)/2 = 1193мм.

Проверяем положение нулевой линии. Так как Rb·b´f·h´f = 11,5·1200·300 = 4140·103 Н = =4140 кН >N= 626,0192 кН, то указанная линия проходит в полке и сечение следует рассчитывать как прямоугольное с шириной b = b'f = 1200 мм. Расчет прочности сечения для случая симметричного армирования выполняем согласно п. 3.62 [3]. Вычисляем коэффициенты:

αn=N/(Rb·b·h0)=626,0192·103/(11,5·1200·1450)=0,0313;

αm1= N·е/(Rb·b·h02) = 626,0192·10³·1193/(11,5·1200·14502) = 0,0257;

δ = а'/h0 = 0,0345.

Требуемую площадь сечения продольной арматуры вычислим по следующей эмпирической формуле:

Армирование назначаем в соответствии с конструктивными требованиями в количестве не менее 0,05 % площади подколонника: *As = A's* = 0,0005·1200·1500 = 900 мм2. Принимаем *As = A's = 1005* мм2 (5*ø*16 А-III).

В сечении 5–5 по аналогичному расчету принято конструктивное армирование.

Поперечное армирование стакана фундамента определяем по расчету на действие максимального изгибающего момента. Вычисляем эксцентриситет продольной силы в колонне от второй комбинации усилий *е0* = *Mc/Nc* = 259,45/545,75 = 0,4754 м. Поскольку *еo* = 0,4754 м > *hс*/6 = 0,8/6 = 0,1333 м, то поперечная арматура стакана требуется по расчету. Так как *еo* = 0,4754 м *> hc/2* = 0,4 м, то момент внешних сил в наклонном сечении 6–6 вычисляем по формуле:

*M6–6=Mc+Qc·dc – 0,7·Nc·еo*= 259,45 + 33,67·0,9 – 545,75·0,4 = 71,534 кНм.

Тогда площадь сечения одного стержня поперечной арматуры стакана фундамента будет равна:

*Аs* = М6–6/(4*·Rs·Σzi*) = 71,534*·*106/[4*·*225(850+750+550+350+150)] = 29,9932мм2.

Принимаем *As =* 50,3 мм2 5ø8 A-III).

**Список используемой литературы.**

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М.; Стройиздат, 1985.

2. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. М.; ЦИТП, 1985.

3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). М.; ЦИТП, 1986.

4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч.1. М.; ЦИТП, 1986.

5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч.2. М.; ЦИТП, 1986.

6. СНиП 2.03.01-84.Нагрузки и воздействия. М.; ЦИТП, 1987

7. СНиП 2.03.01-84.Основания зданий и сооружений/Госстрой СССР. М.;Стройиздат, 1985.

8. Бородачев Н.А. Автоматизированное проектирование ЖБК одноэтажных промышленных зданий. Методические указания.