Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет

Институт экономики, управления и права

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

Пояснительная записка к курсовому проекту по дисциплине

«Железобетонные конструкции» по теме:

«РАСЧЕТ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ»

Нижний Новгород – 2010г.

1. Исходные данные

Район строительства – г.Ярославль (IV снеговой район).

Сетка колонн: поперёк здания – 5.7 м х 4 шт, вдоль здания - 6.7 м х 6 шт.

Высота этажа – 3.3 м.

Количество этажей – 4.

Временная нормативная нагрузка – р= 8.5 кН/м2.

Коэффициенты – к1= 0.75, К2= 0.8.

Бетон тяжелый класса для: плиты – В25, ригеля – В20, колонны – В25.

Рабочая арматура класса для: полка сборной плиты – А400, продольные рёбра плиты – А500, ригель – А500, колонны – А400.

Проектирование элементов железобетонных конструкций выполняется в соответствии с действующими Нормами.

# 2. Конструктивное решение сборного железобетонного каркасного здания

В соответствии с заданием проектируются сборные железобетонные конструкции 4-этажного, 3–пролетного производственного здания без подвала, с обычными условиями эксплуатации помещений (относительная влажность воздуха не выше 75%) и временными нагрузками на перекрытиях p = 8.5 кН/м2.

Здание имеет полный железобетонный каркас с рамами, расположенными в поперечном направлении. Поперечные рамы образуются из колонн, располагаемых на пересечениях осей, и ригелей, идущих поперек здания. Ригели опираются на короткие консоли колонн. Места соединения ригелей и колонн, после сварки выпусков арматуры и замоноличивания стыков, образуют жесткие рамные узлы. Ригели и колонны делаются прямоугольного сечения.

На рамы по верху ригелей опираются плиты перекрытий (покрытия), располагаемой длинной стороной вдоль здания. Номинальная длина плит равна расстоянию между осями рам lк=6.7 м. У продольных стен укладываются плиты половинной ширины, называемыми доборными. По рядам колонн размещаются связевые плиты, приваренные к колоннам и образующие продольные распорки.

Продольные стены выполняются навесными или самонесущими из легкобетонных панелей. Привязка колонн крайних рядов и наружных стен к продольным разбивочным осям – «нулевая».

# 3. Проектирование сборного железобетонного перекрытия

# 3.1 Компоновка сборного перекрытия

План и поперечный разрез проектируемого здания, решенного в сборном железобетоне, представлены на рисунке 1.

Сборное железобетонное перекрытие компонуется из двух элементов: сборных ребристых плит (именуемых ниже «плиты») и сборных ригелей. Ригели поперечных рам во всех зданиях направлены поперек, а плиты – вдоль здания.

Ригели проектируются с ненапрягаемой рабочей арматурой. Поперечное сечение ригеля принимается прямоугольным.

# 4.Расчет сборной ребристой плиты.

Рис. 2. Схема армирования ребристой плиты в поперечном сечении

Для сборного железобетонного перекрытия, представленного на плане и в разрезе на рис. 1, требуется рассчитать сборную ребристую плиту с ненапрягаемой арматурой в продольных ребрах. Сетка колонн l×lк= 5.7 х 6.7 м. Направление ригелей междуэтажных перекрытий – поперек здания. Нормативное значение временной нагрузки на междуэтажные перекрытия 8.5 кН/м2. Вся временная нагрузка условно считается длительной. Коэффициент надежности по назначению здания принимается γn=0,95, коэффициенты надежности по нагрузке: временной - γƒ = 1,2; постоянной - γƒ = 1,1. Бетон тяжелый класса В25. По таблицам СНиП 2.03.01-84 расчетные сопротивления бетона Rb = 14.5 МПа и Rbt = 1.05 МПа; коэффициент условий работы бетона γb1=1,0 С учетом этого значения коэффициента γb1, принимаемые далее в расчетах по несущей способности (первая группа предельных состояний) величины расчетных сопротивлений равны:

Rb = 1,0 ∙ 14.5 = 14.5 МПа;

Rbt = 1,0 ∙ 1.05 = 1.05 МПа.

Для расчета по второй группе предельных состояний (расчет прогиба и ширины раскрытия трещин) расчетные сопротивления бетона будут Rb,ser= 18.5 МПа, Rbt,ser= 1,55 МПа; модуль упругости бетона Eb = 30000 МПа (п. 5.2.10).

Основные размеры плиты:

– длина плиты: ln = lk – 50 мм = 6700 – 50 = 6650 мм;

– номинальная ширина: В = l:5 = 5700:5 = 1140 мм;

– конструктивная ширина : В1 = В – 15 мм = 1140 – 15= = 1125 мм.

Высоту плиты ориентировочно, принимая всю нагрузку длительной, определяем по формуле:

h=c∙l0Θ (4.1)

h = 30 ∙ 64001,5 = 511 мм

но не менее h = ln/15 = 6650/15= 443 мм.

с = 30 – при армировании сталью класса А400

l0 = lк – b = 6700 – 300 = 6400 мм – пролёт ребра плиты в свету, где

b=300 мм – предварительно принимаемая ширина сечения ригеля;

Rs=355 МПа – расчётное сопротивление арматуры класса А‑ІІІ (А400) для предельного состояния первой группы;

Es=2⋅105 МПа – модуль упругости арматуры;

θ =1,5.

Принимаем h = 500 мм.

# 4.1 Расчет плиты по прочности (первая группа предельных состояний)

1. Расчет полки плиты.

Толщину полки принимаем h′ƒ = 50 мм.

Пролет полки в свету l0п = В1 – 240 мм = 1125 – 240 = 885 мм = 0,885 м.

Расчетная нагрузка на 1 м2 полки:

Постоянная (с коэффициентом надежности по нагрузке γƒ = 1,1):

1. вес полки: γƒ ∙ h′ƒ ∙ ρ = 1,1 ∙ 0,05 ∙ 25 = 1,375 кН/м2,

25 кН/м3 – вес 1 куб. м тяжелого железобетона;

1. вес пола и перегородок 1,1 ∙ 2,5 = 2,75 кН/м2. При отсутствии сведений о конструкции пола и перегородок, их нормативный вес принимаем 2,5 кН/м2.

Итого постоянная нагрузка: g0 = 1,375+2,75 = 4,125 кН/м2.

Временная нагрузка (с γƒ = 1,2): p0 = 1,2 ∙ 8.5 = 10.2 кН/м2.

Полная расчетная нагрузка (с γn = 0,95):

q = γn (g0+ p0)=0,95(4,125+10.2) = 13.61 кН/м2.

Изгибающий момент в полке (в пролете и на опорах) по абсолютной величине равен:

М = , кН∙м. (4.2)

М =13.61·(0.885)2/11= 0.97 кН∙м.

По заданию полка армируется сварными сетками из обыкновенной арматурной проволоки класса А400.

Расчетное сопротивление Rs = 355 МПа

h0 = hƒ′ - a = 50 – 17,5 = 32,5 мм; b = 1000 мм,

где а = 17.5 – 19 мм, примем а = 17.5 мм

По формулам имеем:

 (4.3.)

Проверяем условие αm < αR:

. (4.4.)

Граничная относительная высота сжатой зоны:

 (4.5.)

αR = ξR(1-0,5 ξR) (4.6.)

αR = 0,531(1-0,5∙0,531) = 0,39

Таким образом, условие αm = 0,063 < αR = 0,39 выполняется.

Находим площадь арматуры:

Аs= (4.7.)

Аs=14.5/355·1000·32.5·(1-√1-2·0.063) = 86 мм2

Нижние (пролётные) и верхние (надопорные) сетки принимаем:

С1(С2) ; Аs =141 мм2 (+8,5%).

Процент армирования полки:

μ%=0.43%.

1. Каждое поперечное торцовое ребро армируется -образным сварным каркасом с рабочей продольной арматурой 3 Ø 6 А400 и поперечными стержнями Ø 4 В500 с шагом 100 мм.
2. Расчет продольных ребер. Продольные ребра рассчитываются в составе всей плиты, рассматриваемой как балка П-образного сечения с высотой h =500 мм и конструктивной шириной В1=1125 мм (номинальная ширина В=1,14 м). Толщина сжатой полки h′ƒ = 50 мм.

Расчетный пролет при определении изгибающего момента принимаем равным расстоянию между центрами опор на ригелях:

l=lk – 0,5b = 6,7 – 0,5 ∙ 0,3 = 6.55 м;

расчетный пролет при определении поперечной силы:

l0 = lk – b = 6,7 – 0,3=6.4 м,

где b=0,3 м – предварительно принимаемая ширина сечения ригеля.

Нагрузка на 1 пог. м плиты (или на 1 пог. м двух продольных ребер) составит:

а) расчетная нагрузка для расчета на прочность (первая группа предельных состояний, γƒ >1): постоянная

7.29 кН/м

где– расчётная нагрузка от собственного веса двух рёбер с заливкой швов

 кН/м, где

=220 мм – средняя ширина двух рёбер.

ρ = 25 кн/м3.

временная p = γn p0 B = 0,95 · 10.2 · 1,14 = 11.05 кН/м;

полная q = g + p = 7,29 + 11.05 = 18.34 кН/м;

б) расчетная нагрузка для расчета прогиба и раскрытия трещин (вторая группа предельных состояний, γƒ=1):

qII = qn = 15.84 кН/м.

Усилия от расчетной нагрузки для расчета на прочность

М =98.4 кН·м;

Q =58.7 кН.

Изгибающий момент для расчета прогиба и раскрытия трещин

МII =84.95 кН·м.

4.2 Расчет прочности нормальных сечений

Продольная рабочая арматура в ребрах принята в соответствии с заданием класса А500, расчетное сопротивление Rs=435 МПа. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне; расчетная ширина полки:

b´f = B1 – 40 мм = 1125 – 40 = 1085 мм;

h0 = h – a = 500 – 50 = 450 мм (а=50 мм при двухрядной арматуре).

Полагая, что нейтральная ось лежит в полке, имеем:

αm =0,031;

ξ== 0,031;

x = ξh0 = 0,031 ⋅ 450 = 14 мм < hf′=50мм;

Проверяем условие αm < αR:

Граничная относительная высота сжатой зоны:

αR = ξR(1-0,5 ξR) = 0,49(1-0,5∙0,49) = 0,370.

Таким образом, условие αm = 0,031 < αR = 0,370 выполняется.

Площадь сечения продольной арматуры:

As=

As517 мм2

Принимаем продольную арматуру 4∅14 А400 с Аs = 616 мм2 по два стержня в каждом ребре.

μ%=1.37% < 5%.

4.3 Расчет прочности наклонных сечений на поперечную силу

Поперечная сила на грани опоры Qmax = 58.7 кН. В каждом продольном ребре устанавливается по одному каркасу с односторонним расположением двух рабочих стержней диаметром d = 14 мм (рис. 2). Диаметр поперечных стержней должен быть не менее 4 мм. Принимаем поперечные стержни диаметром dsw= 4 мм из проволоки класса В500, Asw1=12,6 мм2; расчетное сопротивление Rsw = 300 МПа. При Asw1=12,6 мм2 и n = 2 (на оба ребра) имеем:

Asw = n Asw1=2⋅12,6 = 25,2 мм2.

Бетон тяжелый класса В25 (Rb = 14.5 МПа; Rbt = 1.05 МПа; коэффициент условий работы бетона γb1=1,0 т.к. кратковременная нагрузка составляет более 10% от всей временной нагрузки).

Шаг хомутов предварительно принимаем:

Sw1 = 150 мм (S1 ≤ 0,5h0 = 0,5 ∙450 = 225 мм; S1≤300мм)

Sw2=300мм (S2 ≤ 0,75 h0 = 0,75 ∙ 450 = 337мм; S2 ≤500мм).

Прочность бетонной полосы проверим из условия (7):

>Qмах = 58700 Н

т.е. прочность полосы обеспечена

Интенсивность хомутов определим по формуле:

, Н/мм (4.8.)

 Н/мм

Поскольку qsw=50.4 Н/мм > 0,25Rвtb = 0,25⋅1.05⋅170 =44.6 Н/мм – хомуты полностью учитываются в расчете и значение Мb определяется по формуле:

, Н∙мм (4.9.)

 Н∙мм

Определим длину проекции самого невыгодного наклонного сечения с:

кН/м.

Поскольку

 значение с определяем по формуле:

 , но не более 3h0 (4.10.)

 мм > 3h0=3⋅450=1350 мм,

следовательно, принимаем с=1350 мм.

Длина проекции наклонной трещины с0 – принимается равной с, но не более 2h0. Принимаем

с0 = 2h0 = 2 ⋅ 450 =900 мм. Тогда

QSW = 0,75qSW ⋅c0 = 0,75 ⋅50.4 ⋅ 900 = 34020 Н = 34.02 кН

кН,

кН.

Проверяем условие

кН >кН.

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена.

Проверим требование:

 > Sw1. (4.11.)

 мм > Sw1=150 мм.

т.е. требование выполнено.

4.4 Определение приопорного участка

При равномерно распределённой нагрузке длина приопорного участка определяется в зависимости от:

 Н/мм,

где

.

Поскольку

, тогда:

 , Н/мм

 Н/мм

Так как , то длина приопорного участка:

, (4.12.)

где (4.13.)

Н

мм


# 4.5 Расчет плиты по деформациям и по раскрытию трещин (вторая группа предельных состояний)

1. Расчет прогиба плиты

Исходные данные для расчета:

Изгибающий момент в середине пролета МII=84.95 кН⋅м.

Модуль упругости: бетона Eb=30000 МПа, арматуры Es=200000 МПа.

Сечение тавровое. С учетом замоноличивания бетоном продольного шва между ребрами расчетная ширина полки будет b′f=1140 мм и средняя ширина ребра

b=(255+185)/2=220 мм

Проверяем наличие нормальных к продольной оси трещин в растянутой зоне ребер. Трещины образуются при условии

MII > Rbt,serWpl. ( 4.14.)

Упругопластический момент сопротивления Wpl по растянутой зоне находим по формуле при А′s=0 и γ1=0:

Wpl=(0,292+0,75⋅2μ1α+0,15γ1′)bh2, (4.15.)

где γ1′=

μ1=

α=

Wpl=(0,292+1,5⋅0,0056⋅6,67+0,15⋅0,42)·220⋅5002 = 22,605⋅106 мм3.

Rbt,serWpl.=1,55⋅22,605⋅106=35,04⋅106 Н⋅мм=35,0 4 кН⋅м < MII=84,95 кН⋅м,

т.е. растянутой зоне образуются трещины.

Кривизну 1/r определяем для элемента с трещинами в растянутой зоне, согласно пп. 4.27-4.29 СНиП 2.03.01-84\* [2]. Для железобетонного изгибаемого элемента с ненапрягаемой арматурой формула (160) указанного СНиПа примет вид:

, (4.16.)

Где ψb = 0,9 – для тяжелого бетона (п. 4.27);

v = 0,15 – для тяжелого бетона при продолжительном действии нагрузки (п. 4.27, табл. 35).

Коэффициент ψs вычисляется по формуле (167) СНиП [2] при исключении третьего члена:

ψs=1,25 - ϕlsϕm, (4.17.)

где ϕls=0,8 (п. 4.29, табл. 36, продолжительное действие нагрузки);

ϕm= < 1

(формула (168) для изгибаемого элемента при отсутствии предварительного напряжения).

ψs=1,25 – 0,8⋅0,41 =0.922 < 1. Согласно п. 4.29 СНиПа [2], принимаем ψs=1,0.

Плечо внутренней пары сил и площадь сжатой зоны бетона определяется по приближенным формулам, полагая:

x= мм,

 мм,

 мм2.

Кривизна составит:

мм

Прогиб плиты в середине пролета будет

f= мм < fult= мм,

т. е. прогиб плиты лежит в допустимых пределах (см. [1], табл. 19).

2. Проверка ширины раскрытия трещин, нормальных к оси продольных ребер, производится согласно пп. 4.14 и 4.15 СНиП 2.03.01 – 84\* [2]. Ширина раскрытия трещин определяется по формуле (144) СНиПа:

Для рассчитываемой плиты, загруженной только длительной нагрузкой, входящие в расчетную формулу для аcrc величины согласно п. 4.14 СНиПа равны:

 < 0,02;

φl=1,6-15μ=1,6-15•0,0062=1,507 (тяжелый бетон естественной влажности); δ=1,0; η=1,0; d- диаметр принятой арматуры.

Напряжение в арматуре σs в сечении с трещиной при расположении арматуры в два ряда по высоте находится на основании формул (147) и (149) СНиПа [2] при значении Р=0 (предварительное напряжение отсутствует):

,

Где

Значения z и x принимаются такой же величины, как при расчете прогиба:

а1=50 мм; мм;

;

Н/мм2=340.7 МПа < Rs,ser=500 МПа

(требование п. 4.15 СНиПа [2]).

Ширина раскрытия трещин составит:

 0,36 мм = acrc2 = 0,36 мм,

т.е. ширина раскрытия трещин лежит в допустимых пределах.

# 5. Расчет сборного ригеля поперечной рамы

Для сборного железобетонного перекрытия, план и разрез которого представлены на рис. 1, требуется рассчитать сборный ригель. Сетка колонн l× lк = 6.7×5.7 м. Для ригеля крайнего пролета построить эпюры моментов и арматуры.

1. Дополнительные данные

Бетон тяжелый, класс бетона B20, коэффициент работы бетона γb1 = 1,0. Расчетные сопротивления бетона с учетом γb1 = 1,0 равны:

Rb = 1,0∙11,5 = 11,5 МПа;

Rbt = 1,0∙0,9 = 0,9 МПа.

Продольная и поперечная арматура – класса A500. Коэффициент снижения временной нагрузки к1=0,75.

1. Расчетные пролеты ригеля

Предварительно назначаем сечение колонн 400×400 мм (hc = 400 мм), вылет консолей lc = 300 мм. Расчетные пролеты ригеля равны:

* крайний пролет l1 = l-1,5hc-2lc = 5,7 – 1,5 ∙ 0,4 – 2 ∙ 0,3 = 4,5 м;
* средний пролет l2 = l - hc - 2lc = 6,7 – 0,4 – 2 ∙ 0,3 = 4,7 м.
1. Расчетные нагрузки

Нагрузка на ригель собирается с грузовой полосы шириной lк = 6,7 м, равной расстоянию между осями ригелей (по lк/2 с каждой стороны от оси ригеля).

а) постоянная нагрузка (с γn = 0,95 и γƒ = 1,1):

вес железобетонных плит с заливкой швов:

0,95∙1,1∙3∙6,7 = 21 кН/м;

вес пола и перегородок:

0,95∙1,1∙2,5∙6,7 = 17.5 кН/м;

собственный вес ригеля сечением b×h ≅0,3×0,6 м (размеры задаются ориентировочно)

0,95∙1,1∙0,3∙0,6∙25 = 4,7 кН/м;

итого: постоянная нагрузка g = 43.2 кН/м.

б) Временная нагрузка с коэффициентом снижения к1 = 0,75 (с γn = 0,95 и γƒ = 1,2):

ρ = 0,95∙0,75∙1,2∙8.5∙6,0 = 41.42 кН/м.

Полная расчетная нагрузка: q = g + ρ = 43.2 + 41.42 = 84.62 кН/м.

1. Расчетные изгибающие моменты.

В крайнем пролете:

кН⋅м

На крайней опоре:

кН⋅м

В средних пролетах и на средних опорах:

 кН⋅м

Отрицательные моменты в пролетах при p/ ρ = 41.42 / 43.2 = 0,96 ≈1,0:

в крайнем пролете для точки «4» при β = - 0,010

M4=β (g+ρ) l12 = -0,010 ∙84.62∙4,5 2 = -17 кН∙м;

в среднем пролете для точки «6» при β= -0,013

M6=β (g+ρ) l22 = -0,013∙84.62∙4.7 2 = - 24.3 кН∙м.

1. Расчетные поперечные силы

На крайней опоре:

QA = 0,45ql1 = 0,45∙84.62∙4,5 = 171.4 кН.

На опоре B слева:

0,55 ⋅ 84.62 ⋅ 4, 5 = 209.4 кН.

На опоре B справа и на средних опорах:

0,5 ⋅ 84.62 ⋅ 4.7 = 198.9 кН.

1. Расчет ригеля на прочность по нормальным сечениям

Для арматуры класса A500 ξR = 0,49 (см. расчет продольного ребра плиты). Принимаем ширину сечения b=300мм. Высоту ригеля определяем по опорному моменту MB = 117 кН∙м, задаваясь значением ξ = 0,35 < ξR = 0,49. Находим αm = ξ (1 – 0,5ξ) = 0,35(1 – 0,5∙0,35) = 0,289. Сечение рассчитывается как прямоугольное по формуле (1):

мм;

h = h0+a = 343+65 = 408 мм;

принимаем h = 450 мм (h/b = 450/300 = 1,5).

Расчет арматуры

Расчетное сопротивление арматуры класса A500 будет Rs = 435 МПа. Расчет производится по формулам:

Аs =

а) Крайний пролет. M1 = 142.7 кН∙м; b = 300 мм; h = 450 мм; h0 = h - a = 450 – 65 = 385 мм (арматура расположена в два ряда по высоте)

Аs = 1023 мм2.

Принимаем арматуру 2Ø16 A500 + 2Ø20 A500 с АS = 402 + 628 = 1030 мм2.

Проверяем условие αm < αR:

αR = ξR(1-0,5 ξR) = 0,49(1-0,5∙0,49) = 0,37

Таким образом, условие αm = 0,279 < αR = 0,37 выполняется, т.е. для сечения ригеля с наибольшим моментом M1 условие выполняется.

б) Средний пролет. M2 = 117 кН∙м; b = 300 мм; h = 450 мм; h0 = h-a = 450-60=390 мм (арматура расположена в два ряда по высоте)

Аs =

791мм2

принято 2∅14 A500 и 2∅18 A500 с As = 308 + 509 = 817 мм2.

в) Средняя опора. MB = MC = M = 117 кН∙м; b = 300 мм; h = 450 мм; h0 = h - a = 450-65 = 385 мм (арматура расположена в один ряд с защитным слоем 50 мм)

Аs =

805мм2

принято 2∅25 A500 с As = 982 мм2.

г) Крайняя опора. MA = 85.7 кН∙м; h0 = h - a = 450 – 65 = 385 мм (арматура расположена в один ряд с защитным слоем 50 мм);

Аs =

565 мм2

принято 2∅20 A500 с As = 628 мм2.

д) Верхняя пролетная арматура среднего пролета по моменту в сечении «6»

M6 = 24.3 кН∙м; b = 300 мм; h = 450 мм; h0 =

=h - a = 450-35=415мм (однорядная арматура);

Аs =

138 мм2

принято 2∅10 A500 с As= 157 мм2.

е) Верхняя пролетная арматура крайнего пролета по моменту в сечении «4»

M4 = 17 кН∙м; h0 = h - a = 415 мм (однорядная арматура);

Аs =

96.9 мм2

принято 2∅8 А500 с As = 101 мм2.

1. Расчет ригеля на прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил

В крайнем и средних пролетах ригеля устанавливаем по два плоских сварных каркаса с односторонним расположением рабочих продольных стержней. Наибольший диаметр продольных стержней в каждом каркасе d = 25 мм.

Qmax = 209.4 кН. Бетон В20 (Rb = 11,5МПа; Rbt = 0,9МПа γb1 = 1,0

Так как нагрузка на ригель включает ее временную составляющую).

Принимаем во всех пролетах поперечные стержни из стали класса А-II (А300) диаметром dsw = 6 мм (Asw = 28.3 мм2). Принятый диаметр поперечных стержней удовлетворяет требованиям обеспечения качественной сварки, расчетное сопротивление поперечных стержней принимаем, согласно Приложения, равным Rsw = 300 МПа. Количество поперечных стержней в нормальном сечении равно числу плоских сварных каркасов в элементе, т.е. n=2.

Вычисляем

Asw=n∙Asw1=2∙28,3=56.6 мм2;

RswAsw = 300∙56.6 = 16980 H.

Сечение прямоугольное с шириной b=300 мм и высотой h = 450 мм. Рабочая высота сечения на приопорных участках h0 = 385 мм (см. расчет продольной арматуры). В крайнем и среднем пролетах ригеля шаг поперечных стержней:предварительно принимаем

Sw1=100мм (S1≤0,5h0; S1≤300 мм);

Sw2=250 мм (S2 ≤0,75h0; S2 ≤500мм).

1. Проверки на прочность наклонной сжатой полосы:

0,3 ⋅ Rb ⋅ b ⋅ h0 = 0,3 ⋅ 11,5 ⋅ 300 ⋅ 385 = 398.48 кH > QMAX = 209.4 кН

т.е. прочность полосы обеспечена

2. Проверка прочности наклонного сечения

Н/ мм.

Поскольку qsw=169.8 Н/мм > 0,25Rbtb = 0,25∙0,9∙300 = 67,5 Н/мм - хомуты полностью учитываются в расчете и Мb определяется по формуле:

 Н мм = 60.03 кН м.

кН/м

Поскольку

cмм < 3h0 = 3 ∙ 385 = 1155 мм

Принимаем c = 969 мм, c0= 2∙385=770 мм;

98060 H = 98.06 кН

 кН

кН (147.5)

Проверка условия

кН > Q=147.5 кН,

условие прочности обеспечивается.

Проверка требования

 мм > Sw1=100 мм

т.е. принятый шаг Sw1=100 мм удовлетворяет требованиям СП [4].

Определение приопорного участка

При равномерно распределённой нагрузке длина приопорного участка определяется в зависимости от:

 76.41 Н/мм, где:

 Н/ мм.

qsw2 = 67.92 Н/мм > 0,25 Rbt ⋅ b = 0,25 ⋅ 0,9 ⋅ 300 = 67,5 Н/ мм – условие выполняется, т.е. Mb и Qb,max не пересчитываем.

Так как Н/ мм > q1 =63.91 Н/ мм, то:

,

 мм

где = 51975 Н

Обрыв продольной арматуры в пролете. Построение эпюры арматуры.

По изложенному выше расчету определяется площадь продольной рабочей арматуры в опасных участках сечения: в пролетах и на опорах, где действует наибольшие по абсолютной величине моменты.

Для определения места обрыва продольной арматуры строятся огибающая эпюра изгибающих моментов от внешних нагрузок и эпюра арматуры, представляет собой изображение несущей способности сечений ригеля Мult.

Моменты в пяти точках определяются по формуле:

Расчетные моменты эпюры арматуры, которое может воспринять балка в каждом сечении при имеющихся в этих сечениях растянутой арматуры, определяется по формуле:

, где

,мм – высота сжатой зоны.

AS – площадь арматуры в рассматриваемом сечении.

Место действия обрыва стержней отстаёт от теоретического на расстоянии W, принимаемом не менее величины, определяемой по формуле:

Q – расчетная поперечная сила в месте теоретического обрыва стержня;

qsw – усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента на рассматриваемом участке;

d – диаметр обрываемого стержня.

При правильном подборе и распределении продольной арматуры по длине ригеля эпюра арматуры Mult повсюду охватывает огибающую эпюру моментов M, нигде не врезаясь в нее, но и не удаляясь от нее слишком далеко в расчетных сечениях. В таком случае во всех сечениях ригеля, будет выполнятся условие прочности по моменту M<Mult и обеспечения экономичности расходование арматуры.

Построение эпюры арматуры ниже иллюстрируется на примере рассчитываемого ригеля рамы. Согласно заданию, построение эпюр производиться для крайнего пролета.

Подсчет моментов сведен в табл. 2, при этом отрицательные моменты в пролете вычисляются для отношения

p/g = 41.42/43.2 ≈1.

Таблица 2

|  |
| --- |
| Крайний пролет «0 - 5» |
| M = β q l12 = β ⋅ 84.62 ⋅ 4,52 = 1713.6· β (кН⋅м) |
| Сечения | 0 | 1 | 2 | 2’ | 3 | 4 | 5 |
| Положительные моменты | β | - | 0,037 | 0,079 | 0,0833 | 0,077 | 0,030 | - |
| +М | - | 63.4 | 135.4 | 142.7 | 132 | 51.4 | - |
| Отрицательные моменты | β | -0,050 | -0,003 | +0,021 | - | +0,018 | -0,010 | -0,0625 |
| -М | -85.68 | -5.14 | +36 | - | +30.8 | -17 | -117 |

Нулевые точки эпюры положительных моментов располагаются на расстоянии 0,1 l1= 0,45 м от грани левой опоры и 0,125 l1 = 0,56 м от грани правой опоры. Огибающая эпюра моментов приведена на рис. 11. Под ней построена эпюра поперечных сил для крайнего пролета.

Ординаты эпюры Мult вычисляются через площади фактически принятой ранее арматуры и откладываются на том же чертеже.

На положительные моменты

На наибольший положительный момент M1 принята арматура 2∅20 и 2∅16 А500 с Аs = 1030мм2.

 мм

435 ⋅ 1030 ⋅ (385 – 0,5 ⋅ 130) = 143.4 кН⋅м

Ввиду убывания положительного момента к опорам, часть арматуры можно не доводить до опор, оборвав в пролете. Рекомендуется до опор доводить не менее 50% расчетной площади арматуры. Примем, что до опор доводится 2Ø20 A500 с АS = 628 мм2. Момент Мult, отвечающий этой арматуре, получим пропорционально ее площади:

 мм

435 ⋅ 628 ⋅ (385 – 0,5 ⋅ 79) = 94.4 кН⋅м

На отрицательные опорные моменты:

На момент МA принята арматура 2Ø20 А500 с АS=628 мм2.

 мм,

435 ⋅ 628 ⋅ (385 – 0,5 ⋅ 79) = 94.4 кН⋅м

На момент МB = МC принята арматура 2Ø25 А500 с АS=982 мм2.

 мм

435 ⋅ 982 ⋅ (385 – 0,5 ⋅ 123.8) = 138 кН⋅м

На отрицательные пролетные моменты

На момент М4 принята арматура 2Ø8 А500 с АS=101 мм2.

 мм

435 ⋅ 101 ⋅ (415 – 0,5 ⋅ 12.7) = 17.95 кН⋅м

Обрываемые пролетные и опорные стержни заводятся за место теоретического обрыва на величину W. Расстояние от опорных стержней до мест теоретического обрыва стержней а определяется из эпюры графически.

В сечении 2 каркаса ( dsw= 6 мм; Аsw1=28.3 мм2; Аsw=56.6 мм2; Rsw= 300 МПа)

H/мм.

Значения W будут (см. рис.11): для пролетных стержней 2∅25 A- II (А300)

слева:407 мм < 20d = 500 мм

справа: 512 мм > 20d = 500 мм;

для надопорных стержней слева 2Ø28 А300:

504 мм < 20d = 560 мм

справа 2∅36 A-II (А300)

629 мм < 20d = 720 мм

Принято W1= 500 мм; W2 = 550 мм; W3 = 600 мм; W4 = 750 мм.

# 6. Расчет сборной железобетонной колонны

Сетка колонн м

Высота этажей между отметками чистого пола – 3.3 м. Нормативное значение временной нагрузки на междуэтажные перекрытия 8.5 кH/м2, расчетное значение снеговой нагрузки на покрытие – 2.4 кH/м2 (для г.Ярославля). Кратковременная нагрузка превышает 10% от всей временной. Коэффициент снижения ее на междуэтажных перекрытиях к2=0,8. Коэффициент надежности по назначению здания γn=0,95.

Основные размеры ребристых плит и ригелей перекрытий и покрытия принимаются по предыдущему расчету. Толщина пола – 100 мм. Бетон тяжелый класса B25, продольная арматура – класса A400, поперечная арматура – класса A240.

Расчет колонны на сжатие

Полная грузовая площадь для одной внутренней колонны составит

5.7⋅6,7=38.19 м2.

Подсчет нагрузок на грузовую площадь сведен в таблицу.

Нагрузку от собственного веса конструкций покрытия и междуэтажных конструкций принимаем по данным предыдущего расчёта.

Колонну принимаем сечением 400×400 (мм). Собственный вес колонны длиной 3.3 м с учетом веса двухсторонней консоли будет:

Нормативный – 0,95[0,4⋅0,4⋅3.3 +(0,3⋅0,45+0,3⋅0,3) ⋅0,4] ⋅25 = 14.68кН.

Расчетный – 1,1⋅14.68 = 16.15 кН.

Расчет колонны по прочности на сжатие производим для двух схем загружения:

## Расчет колонны по условиям первой схемы загружения

За расчетное принимаем верхнее сечение колонны 1-го этажа, расположенное на уровне оси ригеля перекрытия этого этажа. Расчет выполняется на комбинацию усилий Mmax-N, отвечающую загружению временной нагрузкой одного из примыкающих к колонне пролетов ригеля перекрытия 1-го этажа и сплошному загружению остальных перекрытий и покрытия.

а) Определение усилий в колонне. Расчетная продольная сила N.

Постоянная и временная нагрузки на одну внутреннюю колонну от покрытия и всех межэтажных перекрытий, кроме того перекрытия 1-го этажа; собирается с полной грузовой площади 38.19 м2. Постоянная нагрузка от перекрытия 1-го этажа собирается с полной грузовой площади.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нагрузка (кН/м2)×× | Нормативн. нагрузка (кН) |  | Расчетная нагрузка |
| А. Нагрузка на перекрытие |
| 1. Собственный вес конструкций кровли(ковер, утеплитель, стяжка и пр.)2. Вес железобетонной конструкции покрытия.3. Временная нагрузка (снег) | 2,95⋅38.19⋅0,953,8⋅38.19⋅0,952.4⋅38.19⋅0,95 | 107.03137.987.1 | 1,31,11/0,7 | 139.15151.7124.4 |
| Полная нагрузка |  | 332.03 |  | 415.25 |
| Б. Нагрузка на межэтажное перекрытие |
| 1. Вес железобетонных конструкций перекрытия2. Вес пола и перегородок3. Временная нагрузка с коэф. снижения к2=0,80,8⋅8.5=6.8 кН/м2 | 3,8⋅38.19⋅0,952,5⋅38.19⋅0,956.8⋅38.19⋅0,95 | 137.990.7246.7 | 1,11,11,2 | 151.799.8296 |
| Полная нагрузка |  | 475.3 |  | 547.5 |

Временная нагрузка на перекрытие 1-го этажа собирается с половины грузовой площади, учитывается полосовое ее расположение через пролет. Расчетная продольная сила N в расчетном сечении колонны с учетом собственного веса двух ее верхних этажей, расположенных выше рассматриваемого сечения:

N=415.25+3⋅547.5-296/2+3⋅16.15=1958.2 кН.

Расчетный изгибающий момент М.

Для определения момента М в расчетном сечении 1 колонны временную нагрузку на ригеле перекрытия 1-го этажа располагаем в одном из примыкающих к колонне пролетов. Величина расчетной временной нагрузки на 1 м длины ригеля с учетом коэффициента снижения к2=0,8:

 кН.

Расчетные высоты колонн будут: для первого этажа

Н1=Н1эт+0.15-hпол-hпл-hриг/2=3.3+0,15-0,1-0,5-0,45 /2=2.625 м.

для второго этажа

Н2=Н2эт=3.3 м.

Линейные моменты инерции:

- колонны сечением 400×400 мм:

Для первого этажа м3

Для второго этажа м3.

- ригеля сечением 300×450 мм, пролетом l=5.7 м:

м3.

Расчетный изгибающий момент М в расчетном сечении колонны по формуле:

кНм.

б) Расчет колонны по прочности.

Принимая условно всю нагрузку длительно действующей, имеем

NL=1958.2 кН и ML=50,67 кНм; l0=H1=2.625 м.

Для тяжелого бетона класса В25 имеем расчетное сопротивление бетона Rb=14,5×0,9=13.05МПа, модуль упругости бетона Еb=30000 МПа.

Для продольной арматуры класса А400 расчетное сопротивление Rs=Rsc=355 МПа; модуль упругости Еs=200000 МПа.

h0=h-a=400-50=350 мм (предварительно а=50 мм).

необходим учет прогиба колонны

т.е. значение М не корректируем.

 т.к. вся нагрузка принята длительно действующей.

Так какпринимаем

Задаемся μ = 0,0185;

Жесткость колонны:

Критическая сила:

;

;

кНм;

; ;

Если

Допускается принимать

Проверка

(0.3%)

Расчет колонны по усилиям второй схемы загружения

За расчетное принимается нижнее сечение колонны 1-го этажа, расположенное на уровне верха фундамента. Расчет выполняется на комбинацию усилий Nmax-M, отвечающих сплошному загружению временной нагрузкой всех междуэтажных перекрытий и покрытия.

а) Определение усилий в колонне. Расчетная продольная сила N.

Постоянная и временная нагрузка на одну внутреннюю колонну от покрытия и всех перекрытий собираются с полной грузовой площади. Учитывается также собственный вес колонны высотой в три этажа. На основании данных таблицы получим:

N=415.25+3⋅547.5+4⋅16.15=2122.35 кН.

Расчетный изгибающий момент М.

Поскольку здание имеет жесткую конструктивную схему и пролеты ригеля, примыкающие к рассматриваемой колонне слева и справа, равны, то при сплошном загружении временной нагрузкой покрытия и всех междуэтажных перекрытий изгибающий момент в сечении колонны будет равен нулю.

б) Расчет колонны на прочность.

В нижнем сечении колонны 1-го этажа действует продольная сила N=2122.35 кН. Изгибающий момент в сечении М=0. Поскольку расчетный эксцентриситет с0=М/N=0, сечение рассчитывается на сжатие продольной силой N=2122.35 кН, приложенной со случайным эксцентриситетом е0.

Так как вся временная нагрузка принята длительной, то Nl=N=2122.35 кН. При Nl/N=1 и l0/h=6.6 для тяжелого бетона находим

мм2.

Коэффициент армирования:

Процент армирования 0.39% т.е. лежит в пределах оптимального армирования.

Таким образом, в результате проведённых расчётов видим, что

Аs,tot=638 мм2 > Аs+А′s =2⋅247=494 мм2.

Поэтому продольную рабочую арматуру подбираем по наибольшей требуемой площади

Аs,tot=638 мм2.

Принимаем 6Ø12 A500 с АS=679 мм2 (+6.4%)

Принятую продольную арматуру пропускаем по всей длине рассчитываемой монтажной единицы без обрывов. Колонна армируется сварным каркасом из арматуры диаметром 8 мм класса А240 с шагом S = 400мм.

7. Расчет консоли колонны

Консоль колонны предназначена для опирания ригеля рамы. Консоли колонны бетонируются одновременно с ее стволом, поэтому выполняется также из тяжелого бетона класса В25 имеем расчетное сопротивление бетона Rb=13.05 МПа, Rbt=0,945 МПа,модуль упругости бетона Еb=30000 МПа. Продольная арматура выполняется из стали класса A400 с расчетным сопротивлением Rs=355 МПа. Поперечное армирование коротких консолей выполняется в виде горизонтальных двухветвевых хомутов из стержней диаметром 8мм класса А240. Модуль упругости поперечных стержней Еs=200000МПа. Консоль воспринимает нагрузку от одного междуэтажного перекрытия с грузовой площади ω/2 = 19.095 м2.

Расчетная поперечная сила передаваемая на консоль, составляет:

Q=547.5/2=273.75 кН.

Принимаем вылет консоли lc=300 мм, высоту сечения консоли в месте примыкания ее к колонне, h=600мм. Угол наклона сжатой грани консоли к горизонту . Высота сечения у свободного края h1=600-300=300 мм > h/3=200 мм. Рабочая высота опорного сечения консоли h0=h-a=600-50=550 мм. Поскольку lc=300<0.9h=495мм, консоль короткая.

Расстояние от приложения силы Q до опорного сечения консоли будет:

a= lc-lsup/2=300-240/2=180мм.

Проверяем прочность бетона на смятие под опорной площадкой:

МПа < Rb=13.05 МПа.

Проверяем условие прочности по наклонной сжатой полосе:

Принимаем шаг горизонтальных хомутов Sw=150 мм.

Asw=nAsw1=2×50.3=100.6 мм2.

Проверяем условие прочности:

= 0,8 ⋅ 1,06 ⋅ 13.05 ⋅ 400 ⋅ 211,2 ⋅ 0,88 = 822703 H

Площадь сечения продольной горизонтальной арматуры консоли As определяют по изгибающему моменту у грани колонны (в опорном сечении консоли), увеличенному на 25% за счет возможности отклонения фактического приложения нагрузки Q на консоль от ее теоретического положения в неблагоприятную сторону: M=1,25Q ⋅ a.

М=1,25Q⋅а=1,25⋅273.75⋅0,18=61.59 кН·м.

Площадь сечения арматуры будет равна:

мм2.

Принимаем 2Ø16 A400 с АS=402 мм2 .

Список литературы

1. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия [Текст]: утв. Госстроем России 29.05.2003: взамен СНиП II-6-74: дата введения 01.01.87. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 44 с.
2. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]: Госстрой СССР – М.: ЦИТП, 1989. – 85 с.
3. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]: утв. Государственным комитетом Российской Федерации по строительству и жилищно-коммунальному комплексу от 30.06.2003: взамен СНиП 2.03.01-84: дата введ. 01.03.2004. – М.: ГУП НИИЖБ, 2004. – 26 с.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст]: утв. Государственным комитетом Российской Федерации по строительству и жилищно-коммунальному комплексу от 30.06.2003: взамен СНиП 2.03.01-84: дата введ. 01.03.2004. – М.: ГУП НИИЖБ, 2004. – 55 с.
5. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [Текст]: Научно-исследовательский институт бетона и железобетона Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1975. – 192 с.
6. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) [Текст]: ГПИ Ленингр. Промстройпроект Госстроя СССР, ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1978. – 175 с.
7. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст]: учеб. для вузов / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. Изд. 5-е, перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил.
8. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [Текст]. – М.: Стройиздат, 1975.
9. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) [Текст]. М.: Стройиздат, 1978.
10. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры. [Текст]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988 г.