МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

Инженерно-строительный институт

Кафедра «Строительные конструкции»

**КУРСОВАЯ РАБОТА**

по дисциплине «Теоретические основы работы железобетонных конструкций»

на тему:

«Проектирование и расчёт железобетонных конструкций»

Автор работы: Родионова А. С.

Группа: 22СТ1м

Обозначение: КР-2069059-08.04.01-220937-23.

Направление: 08.04.01 «Строительство»

Руководитель работы: к.т.н. проф. Комаров В. А.

Работа защищена\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

Пенза 2023

Содержание

[1. Плита с овальными пустотами 3](#_Toc136424165)

[2. Сборная железобетонная колонна 14](#_Toc136424166)

[3. Фундамент 17](#_Toc136424167)

[Список использованных источников 20](#_Toc136424168)

# 1. Плита с овальными пустотами

Шаг колонн в продольном направлении, м. . 7.0

Шаг колонн в поперечном направлении, м. . 6.0

Bрем. нормат. нагр. на перекрытие, кH/м2. . 3.0

Пост. нормат. нагр. от массы пола, кH/м2. . 4.0

Kласс бетона для сборных конструкций. B35

Класс арматуры сборных ненапрягаемых конструкций А400

Kласс предв. напрягаемой арматуры. . . . А1000

Cпособ натяжения арматуры на упоры . . . ЭЛ.ТЕРМ.

Условия твердения бетона . . . . . . . . ТЕПЛ.ОБР.

Tип плиты перекрытия . . . . . . . . . . <ОВАЛ.>

Bлажность окружающей среды, . . . . . . 60 %

По результатам компоновки конструктивной схемы перекрытия пусть принята номинальная ширина плиты 1200 мм. Расчетный пролет плиты при опирании на ригель поверху *l*0 *= l – b /* 2 = 7000 – 250/2 = 6875 мм = 6,875 м.

Подсчет нагрузки на 1 м2 перекрытия приведен в таблице 1.1.

Таблица 1.1.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 | Коэффициент надёжности по нагрузке | Расчётная нагрузка, кН/м2 |
| Постоянная:  от массы плиты  (δ = 0,092 м, ρ = 25,0 кН/м2) | 0,092 ∙ 25 = 2,3 | 1,1 | 2,53 |
| от массы пола | 4,0 | 1,2 | 4,80 |
| Итого | 6,3 | − | 7,33 |
| Временная | 3,0 | 1,2 | 3,60 |
| В том числе:  длительная | 2,4 | 1,2 | 2,88 |
| кратковременная | 0,6 | 1,2 | 0,72 |
| Полная нагрузка | 9,3 | − | 10,93 |
| В том числе постоянная и длительная | 8,7 | − | − |

Расчетные нагрузки на 1 м длины при ширине плиты 1,2 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания *γn =* 1 (класс ответственности здания II):

− для расчетов по первой группе предельных состояний:

*q* = 10,93 · 1,2 · 1,0 = 13,116 кН/м;

− для расчетов по второй группе предельных состояний:

полная *qtot =* 9,3 · 1,2 · 1,0 = 11,16 кН/м;

длительная *ql =* 8,7 · 1,2 · 1,0 = 10,44 кН/м.

Расчетные усилия:

− для расчетов по первой группе предельных состояний:

*−* для расчетов по второй группе предельных состояний:

Назначаем геометрические размеры сечения плиты*.*

Нормативные и расчетные характеристики бетона класса В35 находим по [1, табл. 6.7, 6.8, 6.11]:

(при влажности 60%).

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса А1000 находим [1, табл. 6.13, 6.14]:

*.*

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры в соответствии с требованиями п. 9.1.1 [2] *σsp* = 600 МПа < 0,8*Rs,n =* 0,8 · 1000 = 800 МПа и не менее 0,3*Rs,n =* 0,3 · 1000 = 300 МПа.

**Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.** Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси*, М* = 77,49 кН · м. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне. Согласно п. 8.1.11 [2] при расчётная ширина полки . *h*0 *= h – a =* 220 – 30 = 190 мм.

Проверяем условие:

,

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной

Вычислим .

По [1, прил. IV, табл. IV.2] для класса арматуры А1000 и находим .

Площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (3.10) [2], для этого вычисляем и коэффициент , учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, согласно п. 3.9 [2].

Так как принимаем .

Тогда получим:

Принимаем 4Ø14A1000 (*Asp=* 616 мм2).

*Расчет полки на местный изгиб.* Расчетный пролетбудет равен .

Нагрузка на 1 м2 полки толщиной 25 мм будет равна:

*,*

где − толщина полки плиты, м;

– плотность тяжелого железобетона, кН/м3;

– коэффициент надежности по нагрузке;

– постоянная нормативная нагрузка от массы пола, кН/м2;

– временная нормативная нагрузка, кН/м2;

− коэффициент надежности по назначению здания.

Изгибающий момент для полосы шириной 1 м определяем с учетом частичной заделки полки плиты в ребрах по формуле . Рабочая высота расчетного сечения прямоугольного профиля . Назначаем диаметр рабочей арматуры сетки 3 мм класса B500 (*Rs =* 435 МПа, *αR =* 0,372).

Тогда, при < *αR=* 0,372, требуемая площадь продольной рабочей арматуры сетки на ширине 1 м будет равна:

*.*

Принимаем сетку с поперечной рабочей арматурой Ø3B500 с шагом *s* = 200 мм (6Ø3B500, *As* = 42,4 мм2).

*Проверка прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси.*

Поперечная сила на опоре *Qmax* = 45,086 кН, cплошная равномерно распределенная нагрузка *q*1 = *q* = 13,116 кН/м.

Поскольку п. 5.12 [2] допускает не устанавливать поперечную арматуру в многопустотных плитах, то выполним сначала проверку прочности наклонных сечений плиты на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры согласно п. 3.40 [2].

Проверяем условие (3.70) [2].

Так как 2,5*Rbtbh0* = 2,5·1,3·155·190 = 95713 Н = 95,713 кН > *Qmax =* 45,086 кН, то условие (3.70) [2] выполняется.

Проверим условие (3.71) [2], принимая приближенно значение *Qb=Qb,min ,* а

величину проекции опасного наклонного сечения *с* = *h*0 (минимальное значение).

Находим усилие обжатия от растянутой арматуры *P* ≈ 0,7*σsp Asp =* 0,7 · 600 · 616 = 258720 Н = 258,72 кН.

По формуле (3.53, а) [2] определяем коэффициент *φn.* Вычислим площадь бетонного сечения плиты без учета свесов сжатой полки *A*1 = 205 · 220 + 25 ∙ (1160 − 205) = 68975 мм2; соответственно получим:

*,*

тогда:

*.*

Находим *Qb,min =* 0,5*φn Rbt bh*0 = 0,5 · 1,264 · 1,3 · 155 · 190 = 19143 Н *=* 19,143 кН. Поскольку *Q = Qmax – q1c =* 45,086 – 13,116 · 0,19 = 42,594 кН > *Qb,min =* 19,143 кН, следовательно, для прочности наклонных сечений плиты требуется поперечная арматура.

Устанавливаем в каждом ребре плиты плоский каркас с поперечными стержнями из арматуры класса В500, диаметром 3 мм (*Asw*= 4 · 7,1 = 28,3 мм2, *Rsw* = 300 МПа) с шагом *sw* = 90 мм < *h*0/2= 190/2 = 95 мм.

Прочность бетонной полосы проверяем из условия (3.49) [2].

0,3*Rbbh*0 = 0,3 · 19,5 · 155 · 190 = 172283 Н = 172,283 кН > *Qmax* = 45,086 кН, т.е. прочность бетонной полосы обеспечена.

По формуле (3.55) [2] определим усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента

*.*

Проверим условие (3.56) [2]:

0,25*φnRbtb* = 0,25 · 1,264 · 1,3 · 155 = 63,674 Н/мм < *qsw* = 94,33 Н/мм,

т.е. условие (3.56) [2] выполняется, и *Mb* будем вычислять по формуле (3.52) [2]:

*.*

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения *с* и проекцию наклонной трещины *с0* согласно п.3.33 [9].

Так как

то , но так как *3h0 =* 3 ∙ 190 = 570 *< c*, принимаем c = *3h0 =* 570. Поскольку *с0* *= с =* 570 мм > 2*h*0 = 2 · 190 = 380 мм, принимаем *с0* *=* 380 мм.

Тогда .

Поэтому принимаем .

Проверяем условие (3.50) [2], принимая *Q* в конце наклонного сечения, т.е.

*Q* = *Qmax* – *q1c* = 45,086 – 13,116 · 0,57 = 37,61 кН;

*Qb +* 0,75*qswc*0 = 24,196 + 0,75 · 94,33 · 0,38 = 51,08 кН > *Q* = 37,61 кН,

т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Согласно п. 3.36 [2] определим *sw,max* по формуле (3.67) [2]:

т.е. требования п. 3.36 [2] удовлетворены.

**Расчет плиты по предельным состояниям второй группы.** Согласно требованиям п. 8.2.6 [1], представленным в [3, табл. IV.4, прил. IV], в плите, армированной напрягаемой арматурой класса A1000, допускается предельная ширина продолжительного раскрытия трещин *aarc,ult =* 0,2 мм и непродолжительного – *aarc,ult =* 0,3 мм.

По [4, табл. Е.1, поз. 2] для расчетного пролета 6,875 м относительное значение предельного прогиба из эстетических требований равно 1/150 – (1/150–1/200) · (6,875–3)/(6–3) = 0,00451, и, следовательно, величина предельного прогиба составляет *fult* = 0,00451 · 6875 = 31 мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения определяем по формулам (2.11)–(2.13) и (4.4)–(4.5) [2].

Площадь бетонного сечения:

*;*

Площадь приведенного сечения:

*;*

где .

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани расчетного сечения:

,

где – сумма приведенных статических моментов каждой фигуры сечения,

*;*

*;*

*.*

– расстояние от нижней грани сечения до арматуры.

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:

*.*

Момент инерции приведенного сечения:

*,*

где – сумма приведенных моментов инерции каждой фигуры сечения,

;

;

;

*–* расстояние от центра тяжести приведенного сечения до арматуры.

Момент сопротивления приведенного сечения относительно грани, растянутой от внешней нагрузки:

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки:

Назначаем передаточную прочность бетона *Rbp =* 25 МПа, удовлетворяющую требованиям п. 6.1.6 [1].

*Определим потери предварительных напряжений.*

Потери от релаксации напряжений в арматуре согласно п. 9.1.3 [1] равны:

*.*

Потери от температурного перепада при электротермическом способе натяжения арматуры на упоры формы отсутствуют, так как форма нагревается вместе с изделием, т.е. .

При электротермическом способе натяжения арматуры потери и .

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры находим по формуле:

*.*

Тогда усилие обжатия с учетом первых потерь будет равно:

*.*

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен *e*0p1 = *y – ap =* 115,5– 30 = 85,5 мм.

Проверим максимальное сжимающее напряжение в бетоне *σbp* от действия усилия *P*(1) , вычисляя *σbp* по формуле (9.14) [1] при *ys = y =* 115,5 мм и принимая момент от собственного веса плиты равным нулю:

.

т.е. требование п. 9.1.11 [1] выполняется.

Определим вторые потери напряжений согласно пп.9.1.8 и 9.1.9 [1].

Потери от усадки равны Δ*σsp5*  = *εb,sh Es =* 0,0002 · 200000 = 40 МПа, где *εb,sh =* 0,0002 – деформация усадки бетона классов В35 и ниже.

С учетом тепловой обработки бетона при атмосферном давлении (по заданию) необходимо умножить полученный результат на коэффициент 0,85. Тогда окончательно получим Δ*σsp5* = 40 · 0,85 = 34 МПа.

Для нахождения потерь от ползучести бетона вычислим напряжение в бетоне *σbp* в середине пролета балки от действия силы *P*(1) и изгибающего момента *Mw* от массы плиты.

Нагрузка от собственной массы плиты равна:

*,*

тогда:

Напряжение *σbp* на уровне напрягаемой арматуры (т.е. при *ysp = e*0p1) , будет равно:

. .

Напряжения на уровне крайнего сжатого волокна при эксплуатации соответственно будут равны:

*.*

Потери от ползучести бетона определяем по формуле (9.9) [1], принимая значения *φb,cr* и *Eb* по заданному классу бетона В35, поскольку принятая передаточная прочность бетона больше 70% класса бетона В35, т.е. *Rbp* = 25 МПа > 0,7 · 35 = 24,5 МПа. Для бетона класса В35 имеем *Eb =* 34500 МПа и

*φb,cr* = 2,1 (при влажности 60%).

Тогда потери от ползучести соответственно будут равны:

‒ на уровне растянутой напрягаемой арматуры:

*,*

где ,

.

С учетом тепловой обработки бетона при атмосферном давлении необходимо умножить полученный результат на коэффициент 0,85. Тогда

окончательно получим Δ*σsp*6 = 70,3 · 0,85 = 59,7 МПа.

‒ на уровне крайнего сжатого волокна потери напряжений от ползучести (при отсутствии арматуры в сжатой при эксплуатации зоне бетона) составят:

*.*

С учетом тепловой обработки бетона получим .

Следовательно, полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры составляют:

*.*

С учетом всех потерь напряжения в напрягаемой арматуре будут равны:

.

Усилие обжатия с учетом всех потерь определяем по формуле (9.13) [1]:

*.*

Эксцентриситет усилия обжатия *P* относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен *e0p* = *eop1* = 85,5 мм.

*Выполним проверку образования трещин* в плите для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин и выявления случая расчета по деформациям.

Определяем момент образования трещин по формуле (9.36) [1]:

.

где =1,25 принято по [3, табл. IV.5, прил. IV] при *.*

Поскольку *Mtot =* 65,936 кН · м > *Mcrc =* 58,9 кН · м, то трещины в нижней зоне образуются.

*Расчет по раскрытию трещин.*

Определим по формуле (4.12) [2] приращение напряжения в напрягаемой

арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок *σs = σsl* , т.е. принимаем *M = Ml =* 61,682 кН·м.

Поскольку *еsp* = *y – asp – e*0p *=* 115,5 – 30 – 85,5 = 0, получаем:

*Ms = Ml =* 61,682 кН·м,

тогда:

Вычисляем коэффициент *φf* , учитывающий работу свесов в сжатой зоне сечения по формуле:

Согласно п. 8.2.16 [1], коэффициент приведения напрягаемой канатной арматуры к бетону будет равен: , следовательно

,

где .

По [3, табл. IV.6, прил. IV] при , , *es/h0 = 1,079* находим *ζ* = 0,845, тогда *z = ζ · h*0 = 0,845 · 190 = 160,6 мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [2] составит:

Аналогично определяем значение *σs,crc* при *М = Мcrc* = 58,9 кН · м.

*Ms = Mскс =* 58,9 кН·м,

тогда:

*.*

По [3, табл. IV.6, прил. IV] при 86, , *es/h0 = 1,031* находим *ζ* = 0,855, тогда *z = ζ · h*0 = 0,855 · 190 = 162,5 мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [2] составит:

По формуле (4.17) [2] при определим коэффициент *ψs*,учитывающий неравномерность деформаций растянутой арматуры на участкемежду трещинами:

Определим расстояния между трещинами *ls*. Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, будет равна:

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона *yt = ky*0 *=*

*=* 0,95 · 46,2 = 44 мм, что меньше *h/*2 *=* 220/2 = 110 мм.

Поскольку *yt* < 2*ap =* 2 · 30 = 60 мм, принимаем *yt =* 60 мм, тогда площадь растянутого бетона будет равна *Abt = byt +* (*bf −b*)*hf =* 205 · 60 + (1160 − 205) · 25 = 36175 мм2.

Следовательно:

Поскольку вычисленное значение *ls >* 400 мм и *ls >* 40*ds =* 40 · 14 = 560 мм, принимаем *ls =* 400 мм.

По формуле (8.128) [1] определяем ширину продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных длительных нагрузок:

где = 1,4 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

= 0,5 – коэффициент, учитывающий профиль арматуры;

= 1,0 – для изгибаемых элементов.

Ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок вычислим по формуле (4.19) [2]:

*acrc = acrc*1 + *acrc*2 – *acrc*3,

где *acrc*2 – ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок при = 1,0 (т.е. при *M = Mtot*);

*acrc*3 – ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок при = 1,0 (т.е. при *M = Ml*).

По формуле (4.12) [2] определим приращение напряжения в напрягаемой арматуре от действия всех нагрузок *σs = σstot* , т.е. принимаем *M = Mtot =* 65,936 кН · м. Соответственно получим:

*Ms = Mtot =* 65,936 кН · м; .

По [3, табл. IV.6, прил. IV] при , , *es/h0* = 1,154 находим *ζ* = 0,841, тогда *z = ζ · h*0 = 0,841 · 190 = 159,8 мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [2] составит:

По формуле (4.17) [2] при определим коэффициент *ψs*:

По формуле (4.7) [2] определяем ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок:

Вычислим ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок (при = 1,0):

Тогда ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок будет равна:

*acrc = acrc*1 + *acrc*2 – *acrc*3 = 0,071 + 0,135 – 0,040 = 0,166 мм < *aarc,ult =* 0,3 мм.

*Определение прогиба балки* в середине пролета от действия постоянных и длительных нагрузок выполняем в соответствии с требованиями пп. 4.16–4.20

и 4.23 [2].

Вычисляем величину приведенного модуля деформации сжатого бетона по формуле:

где при заданной влажности 60%.

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону для арматуры растянутой зоны будет равно:

Тогда при , , *es/h0* = 1,154 находим

Кривизна от длительных нагрузок:

По формуле (4.31) [2] определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом вследствие усадки и ползучести бетона:

где

и .

Тогда полная кривизна от действия постоянных и длительных нагрузок будет равна:

Прогиб балки определяем по формуле (4.25) [2], принимая согласно [3, табл. IV.8, прил. IV] значение *S =* 5/48:

# 2. Сборная железобетонная колонна

Bысота этажа,м . . . . . . . . . . . . . 3.0

Kоличество этажей . . . . . . . . . . . 3

Kласс бетона монолитных конструкций и фундамента . . B20

Kласс арм-ры монолитных конструкций и фундамента. . A400

Определим нагрузку на колонну с грузовой площади, соответствующей заданной сетке колонн 7 × 6 = 42 м2 и коэффициентом надежности по назначению здания *уn* = 1.

Вычисление постоянной нагрузки от собственного веса 1 м2 кровли в соответствии с [3, прил. XIII] представлено в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Постоянная нагрузка от 1 м2 кровли

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 | Коэффициент надёжности по нагрузке | Расчётная нагрузка, кН/м2 |
| Слой гравия, втоплённый в битум | 0,16 | 1,3 | 0,208 |
| Гидроизоляционный ковер ‒ 2 слоя «Техноэласт» | 0,12 | 1,3 | 0,156 |
| Цементная стяжка  (δ = 25 мм, ρ = 18 кН/м3) | 0,45 | 1,3 | 0,585 |
| Утеплитель ‒ пенобетон  (δ = 110 мм, ρ = 5 к1Н/м3) | 0,55 | 1,3 | 0,715 |
| Обмазочная гидроизоляция | 0,05 | 1,3 | 0,065 |
| Всего | | | 1,729 |

С учетом грузовой площади постоянная нагрузка от собственного веса кровли будет равна 1,729 · 42 = 72,618 кН.

Постоянная нагрузка от железобетонных конструкций одного этажа:

‒ от перекрытия (см. табл. 1.1) 2,3 · 42,0 = 96,6 кН;

‒ от собственного веса ригеля сечением 0,25×0,60 м длиной 7 м при плотности железобетона *ρ* = 25 кН/м3 и *γf =* 1,1 будет равна 0,25 · 0,60 · 7 · 25 · 1,1 = 28,875 кН;

‒ от собственного веса колонны сечением 0,3×0,3 м при высоте этажа 3 м

составит 0,3 · 0,3 · 3 · 25 ·1,1 = 2,475 кН.

Итого постоянная нагрузка на колонну первого этажа от веса всех железобетонных конструкций здания (при заданном количестве этажей – 3) будет равна 3 · (96,6 + 28,875 + 2,475) = 383,85 кН.

Постоянная нагрузка на колонну от массы пола 2-х этажей (по заданию *gn* =

= 4 кН/м2) при *γf =*1,2 составит 2 · 4 · 1,2 · 42,0 = 403,2 кН.

Нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие определяем по формуле (10.1) [4]:

*,*

где ‒ коэффициент, учитывающий снос снега от ветра, принят по формуле (10.4) [4];

*сt* = 1,0 – термический коэффициент, принят по формуле (10.6) [12];

*μ* = 1,0 – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке, принят в соответствии с п. 10.2 [4];

*Sg* = 1,4 кПа – вес снегового покрова на 1 м2 горизонтальной поверхности земли (III снеговой район) в соответствии с таблицей 10.1 [4].

Расчетное значение снеговой нагрузки будет равно:

*S = S0 · γf* = 0,98 · 1,4 = 1,372 кН/м2,

где *γf* = 1,4 – коэффициент надежности по снеговой нагрузке согласно п. 10.12 [4].

При этом длительная составляющая будет равна 0,7 · 1,372 = 0,96 кН/м2,

где коэффициент 0,7 принят по п. 10.11 [4].

С учетом грузовой площади получим следующие величины нагрузки от снега на колонну: от полной снеговой нагрузки – 1,372 · 42,0 = 57,624 кН, а для длительной составляющей снеговой нагрузки – 0,96 · 42,0 = 40,32 кН.

От полной временной нагрузки на перекрытиях 2-х этажей (по заданию

*v =* 3 кН/м2) при *γf =* 1,2 нагрузка на колонну составит 2 · 3 · 1,2 · 42,0 = 302,4 кН, соответственно длительная составляющая будет равна 2 · (3 ‒ 1,5) · 1,2 · 42,0 = 151,2 кН.

Суммарная величина продольной силы в колонне первого этажа будет 72,618 + 383,85 + 403,2 + 57,624 + 302,4 = 1219,7 кН, в том числе длительно составляющая равна 72,618 + 383,85 + 403,2 + 40,32 + 151,2 = 1051,2 кН.

С учетом класса ответственности здания при *γn* = 1 максимальная величина продольной силы в колонне составит *N* = 1219,7 · 1 = 1219,7 кН; в том числе длительно действующая *Nl* = 1051,2 · 1 = 1051,2 кН.

Характеристики бетона и арматуры для колонны. По заданию бетон класса В20, *Rb =* 11,5 МПа, *Rbt =* 0,90 МПа. Продольная рабочая арматура класса А400, *Rsc =* 340 МПа. Поперечная арматура класса В500.

Расчет прочности сечения колонны выполняем по формулам п. 3.64 [5] на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом, поскольку класс тяжелого бетона ниже В20, а *l*0 = 3000 мм < 20*h* = 20 · 300 = 6000 мм.

По [3, прил. IV, табл. IV.3] при *l*0 */h* = 3000/300 = 10,0 и *Nl / N* =

= 1051,2/1219,7 = 0,862 находим коэффициенты *φb* = 0,893 и *φsb =* 0,903. Принимая ориентировочно значение *φ* ≈ (*φb* + *φsb*)/2= (0,893 + 0,903)/2 = 0,898 вычисляем требуемую площадь сечения продольной арматуры по формуле (119) [5]:

где

Принимаем 4Ø18A400 (*As,tot* = 1018 мм2).

Выполним проверку прочности сечения колонны с учетом площади сечения фактически принятой арматуры.

Вычисляем:

*as* = *RscAs,tot /(RbA*) = 340 · 1018/(11,5 · 90000) = 0,334;

тогда *φ = φb* + 2 · (*φsb – φb*) · *αs* = 0,893 + 2 · (0,903 – 0,893) · 0,334 = 0,900 < *φsb* = 0,903.

При этом несущая способность расчетного сечения колонны первого этажа будет равна:

*,*

следовательно, прочность колонны обеспечена.

Так же удовлетворяются требования п. 5.12 [5] по минимальному армированию, поскольку:

Поперечную арматуру в колонне конструируем в соответствии с требованиями п. 5.23 [5] из арматуры класса В500 диаметром 5 мм, устанавливаемую с шагом *sw* = 15*d* = 15 · 18 = 270 мм < 500 мм.

# 3. Фундамент

Фундаментпроектируем под рассчитанную выше колонну с расчетным усилием на подколонник *N* = 1219,7 кН.

Характеристики бетона и арматуры для фундамента.

По заданию бетон тяжелый класса В20. Расчетные сопротивления бетона будут равны *Rb* = 11,5 МПа и *Rbt* = 0,9 МПа.

Рабочая арматура сетки класса A400, *RS* = 340 МПа.

Для определения размеров подошвы фундамента вычислим нормативное усилие от колонны, принимая среднее значение коэффициента надежности по нагрузке *γfm* = 1,15, соответственно получим *Nn = N/γfm =* 1219,7 /1,15 = 1060,6 кН.

Грунт основания имеет расчетное сопротивление *R*0 = 0,28 МПа = 280 кН/м2, а глубина заложения фундамента *d* = 1,8 м.

Принимая средний вес единицы объёма бетона фундамента и грунта на обрезах *γmt* = 20 кН/мэ, вычислим требуемую площадь подошвы фундамента по формуле:

Размер стороны квадратной подошвы фундамента должен быть не менее; назначаем *а* = 2,1 м, тогда фактическая площадь подошвы фундамента составит:

*A =* 2,12 = 4,41 м2, а давление под подошвой фундамента от расчетной нагрузки будет равно:

Размеры сечения колонны *hc* × *bc =* 300 × 300 мм. Высота фундамента должна удовлетворять двум условиям: прочности плитной части фундамента на продавливание и надежного стыка сборной колонны в фундаменте.

Рабочую высоту фундамента по условию прочности на продавливание вычислим по формуле:

тогда *Н* = *h*0 *+* 50 *=* 359 +50 = 409 мм.

Для проектирования стыка колонны с фундаментом необходимо определить длину анкеровки сжатой арматуры колонны в фундаменте согласно требованиям п.п. 5.32 − 5.33 [5].

Базовую (основную) длину анкеровки арматурного стержня Ø18А400 в бетоне колонны класса В20 находим по формуле (5.1) [5]:

где: *AS* и *uS −* соответственно площадь и периметр анкеруемого арматурного

стержня Ø18 мм; *Rbond* − расчетное сопротивление сцепления арматуры, определяемое по формуле (5.2) [5]:

*,*

здесь *η1* = 2,5 для арматуры классов А400 и А500 и *η2* = 1,0 при диаметре анкеруемой арматуры ≤ 32 мм (*η*2 =0,9 при диаметре арматуры 36 и 40 мм).

Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры колонны вычисляем по формуле (5.3) [5]:

где *−* площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету с полным расчетным сопротивлением и фактически установленная; *α* = 0,75 для сжатых стержней.

Глубина заделки колонны в фундамент должна быть не менее *hc* = 300 мм и по условию анкеровки арматуры не менее *lan +* 10 *=* 476 + 10 = 486 мм. Принимаем глубину заделки колонны в фундамент 500 мм > 486 мм. Тогда минимальная высота фундамента под сборную колонну по конструктивным требованиям будет равна 500 + 250 = 750 мм.

C учетом удовлетворения двух условий принимаем окончательно фундамент высотой *H* = 750 мм, двухступенчатый, с высотой нижней ступеней *h*1 = 400 мм.

С учетом бетонной подготовки под подошвой фундамента будем иметь рабочую высоту *h*0 = 750 – 50 = 700 мм и для первой ступени *h01* = 400 – 50 = 350 мм.

Выполним проверку условия прочности нижней ступени фундамента по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении 3 ‒ 3. Для единицы ширины этого сечения (*b* = 1 мм) находим:

.

Поскольку *Qb,min* = 0,5*Rbtbh*01 = 0,5 · 0,90 · 1 · 350 = 157,5 H > *Q* = 55,4 Н, то прочность нижней ступени по наклонному сечению обеспечена.

Площадь сечения арматуры подошвы квадратного фундамента определим из условия расчета фундамента на изгиб в сечениях 1 – 1 и 2 – 2.

Изгибающие моменты вычисляем по формулам:

*;*

*;*

Сечение арматуры одного и другого направления на всю ширину фундамента определим из условий:

Нестандартную сварную сетку конструируем с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой 10Ø12 A400 (*Аs* = 1131 мм2). Соответственно получим фактический процент армирование расчетных сечений:

Средний шаг стержней в сетке вычислим по формуле:

Задаём шаг стержней в сетке s = 200 мм.

# Список использованных источников

1. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».

2. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО ЦНИИПромзданий. – 2005. – 158 с.

3. Курсовое проектирование железобетонных и каменных конструкций в диалоге с ЭВМ:учебное пособие. Издание второе, переработанное и дополненное / *Н.А. Бородачев. ‒* 256 с.

4. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. ‒ М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. ‒ 214 с.