**Плита с овальными пустотами**

Шаг колонн в продольном направлении, м. . 5.80

Bрем. нормат. нагр. на перекрытие, кH/м2. . 7.5

Пост. нормат. нагр. от массы пола, кH/м2. . 1.0

Kласс бетона предв. напряж. конструкций. B35

Kласс предв. напрягаемой арматуры. . . . А800

Cпособ натяжения арматуры на упоры . . . МЕХАНИЧ.

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

Tип плиты перекрытия . . . . . . . . . . <КРУГ.>

Bлажность окружающей среды, . . . . . . 50 %

Kласс ответственности здания . . . . . . II

По результатам компоновки конструктивной схемы перекрытия пусть принята номинальная ширина плиты 2200 мм. Расчетный пролет плиты при опирании на ригель поверху *l*0 *= l – b /* 2 = 5800 – 250/2 = 5675 мм = 5,675 м.

Подсчет нагрузки на 1 м2 перекрытия приведен в таблице 2.

Таблица 2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 | Коэффициент надёжности по нагрузке | Расчётная нагрузка, кН/м2 |
| Постоянная:  от массы плиты  (δ = 0,12 м, ρ = 25,0 кН/м2) | 0,12 ∙ 25 = 3,0 | 1,1 | 3,30 |
| от массы пола | 1,0 | 1,2 | 1,20 |
| Итого | 4,0 | − | 4,50 |
| Временная | 7,5 | 1,2 | 9,00 |
| В том числе:  длительная | 6,0 | 1,2 | 7,20 |
| кратковременная | 1,5 | 1,2 | 1,80 |
| Полная нагрузка | 11,5 | − | 13,5 |
| В том числе постоянная и длительная | 10,0 | − | − |

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

− для расчетов по первой группе предельных состояний:

*q* = 13,5 · 2,2 · 1,0 = 29,7 кН/м;

− для расчетов по второй группе предельных состояний:

полная *qtot =* 11,5 · 2,2 · 1,0 = 25,30 кН/м;

длительная *ql =* 10,0 · 2,2 · 1,0 = 22,00 кН/м.

Расчетные усилия:

− для расчетов по первой группе предельных состояний:

*;*

*;*

*−* для расчетов по второй группе предельных состояний:

*;*

*.*

Назначаем геометрические размеры сечения плиты (рис. 2.11, *а).*

Нормативные и расчетные характеристики бетона класса В35 находим по

таблицам приложения I:

(при влажности 50%).

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса А800 находим по таблицам приложения II:

*.*

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры в соответствии с требованиями п. 9.1.1 [5] *σsp* = 600 МПа < 0,8*Rs,n =* 0,8 · 800 = 640 МПа и не менее 0,3*Rs,n =* 0,3 · 800 = 240 МПа.

**Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.** Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси*, М* = 119,56 кН·м. Сечение тавровое (рис. 2.11, *б)* с полкой в сжатой зоне. Согласно п. 8.1.11 [5] 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 таблице IV.2. приложения IV для класса арматуры А800 и находим .

Площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (3.10) [9], для этого вычисляем и коэффициент , учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, согласно п. 3.9 [9].

Так как принимаем .

Тогда получим:

.

Принимаем 12Ø10A800 (*Asp=* 942 мм2).

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

Поперечная сила на опоре *Qmax* = 84,27 кН, cплошная равномерно распределенная нагрузка *q*1 = *q* = 29,7 кН/м, геометрические размеры расчетного сечения даны на рис. 2.11, *б,в.*

Поскольку п. 5.12 [9] 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 [9].

Проверяем условие (3.70) [9].

Так как 2,5*Rbtbh0* = 2,5·1,3·441·190 = 272,3·103 Н = 272,3 кН > *Qmax =* 84,27 кН, то условие (3.70) [9] выполняется.

Проверим условие (3.71) [9], 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 · 942 = 395,6 · 103 Н = 395,6 кН.

По формуле (3.53 а) [9] определяем коэффициент *φn .* Вычислим площадь бетонного сечения плиты без учета свесов сжатой полки (см. рис. 2.11*в*) *A*1 =

586 · 220 + 38,45(2160 − 586) = 189440 мм2; соответственно получим:

*,*

тогда:

*.*

Находим *Qb,min =* 0,5*φn Rbt bh*0 = 0,5 · 1,158 · 1,3 · 411 · 190 = 58778 Н *=* 58,78 кН. Поскольку *Q = Qmax – q1c =*84,27 – 29,7 · 0,19 = 78,63 кН > *Qb,min =* 58,78 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 4 мм (*Asw*= 6 · 12,6 = 75,6 мм2, *Rsw* = 300 МПа) с шагом *sw* = 90 мм < *h*0/2= 190/2 = 95 мм.

Прочность бетонной полосы проверяем из условия (3.49) [9].

0,3*Rbbh*0 = 0,3 · 19,5 · 411 · 190 = 456826 Н = 456,8 кН > *Qmax* = 84,27 кН, т.е. прочность бетонной полосы обеспечена.

По формуле (3.55) [9] определим усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента

*.*

Проверим условие (3.56) [9]:

0,25*φnRbtb* = 0,25 · 1,158 · 1,3 · 411 = 154,68 Н/мм < *qsw* = 252 Н/мм,

т.е. условие (3.56) [9] выполняется, и *Mb* будем вычислять по формуле (3.52) [9]:

*.*

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) [9], принимая *Q* в конце наклонного сечения, т.е.

*Q* = *Qmax* – *q1c* = 84,27 – 29,7 · 0,57 = 67,34 кН;

*Qb +* 0,75*qswc*0 = 58,78 + 0,75 · 252 · 0,38 = 130,6 кН > *Q* = 67,34 кН,

т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Согласно п. 3.36 [9] определим *sw,max* по формуле (3.67) [9]:

*,*

т.е. требования п. 3.36 [9] удовлетворены.

**Расчет плиты по предельным состояниям второй группы.** Согласно требованиям п. 8.2.6 [5], представленным в таблице IV.4 приложения IV, в плите, армированной напрягаемой арматурой класса A800, допускается предельная ширина продолжительного раскрытия трещин *aarc,ult =* 0,2 мм и непродолжительного – *aarc,ult =* 0,3 мм.

По таблице Е.1 поз. 2 [12] для расчетного пролета 5,675 м относительное значение предельного прогиба из эстетических требований равно 1/150 –(1/150–1/200) · (5,675–3)/(6–3) = 0,00478, и, следовательно, величина предельного прогиба составляет *fult* = 0,00478 · 5675 = 27,1 мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения определяем по формулам (2.11)–(2.13) и (4.4)–(4.5) [9].

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 [5].

*Определим потери предварительных напряжений.*

Потери от релаксации напряжений в арматуре согласно п. 9.1.3 [5] равны:

*.*

Согласно п. 9.1.4 [5] потери от температурного перепада при Δ*t* = 65º составляют:

*.*

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств,

определяем по формуле (9.7) [5]:

*,*

где (принято при отсутствии данных), а – расстояние между наружными гранями упоров (на 1000 мм больше номинальной длины плиты).

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 =* 108,3– 30 = 78,3 мм.

Проверим максимальное сжимающее напряжение в бетоне *σbp* от действия усилия *P*(1) , вычисляя *σbp* по формуле (9.14) [5] при *ys = y =* 108,3 мм и принимая момент от собственного веса плиты равным нулю:

*,*

т.е. требование п. 9.1.11 [5] выполняется.

Определим вторые потери напряжений согласно пп.9.1.8 и 9.1.9 [5].

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) [5], 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 50%).

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 = 27,05 · 0,85 = 23 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 (2.17) [9]:

*.*

Эксцентриситет усилия обжатия *P* относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен *e0p* = *eop1* = 78,3 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) [5]:

.

где =1,25 принято по таблице IV.5 приложения IV [ ] при

*.*

Поскольку *Mtot =* 101,85 кН · м > *Mcrc =* 81,30 кН · м, то трещины в нижней зоне образуются.

*Расчет по раскрытию трещин.*

Определим по формуле (4.12) [9] приращение напряжения в напрягаемой

арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок *σs = σsl* , т.е. принимаем *M = Ml =* 80,51 кН·м.

Поскольку *еsp* = *y – asp – e*0p *=* 108,3 – 30 – 78,3 = 0, получаем:

*Ms = Ms =* 80,51 кН·м,

тогда:

*.*

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

.

Согласно п. 8.2.16 [5], коэффициент приведения напрягаемой канатной арматуры к бетону будет равен: , следовательно

,

где .

По таблице IV.6 приложения IV при , , *es/h0 = 1,24* находим *ζ* = 0,84, тогда *z = ζ · h*0 = 0,84 · 190 = 159,6 мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [9] составит:

*.*

Аналогично определяем значение *σs,crc* при *М = Мcrc* = 81,4 кН · м.

*Ms = Mскс =* 81,4 кН·м,

тогда:

*.*

По таблице IV.6 приложения IV при , , *es/h0 = 1,25* находим *ζ* = 0,84, тогда *z = ζ · h*0 = 0,84 · 190 = 159,6 мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [9] составит:

*.*

По формуле (4.17)[9] 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 · 64,2 = 61 мм, что меньше *h/*2 *=* 220/2 = 110 мм.

Поскольку *yt* > 2*ap =* 2 · 30 = 60 мм, принимаем *yt =* 61 мм, тогда площадь растянутого бетона будет равна *Abt = byt +* (*bf −b*)*hf =* 586 · 61 + (2160 − 586) · 38,45 = 96266 мм2.

Следовательно:

*.*

Поскольку вычисленное значение *ls >* 400 мм и *ls >* 40*ds =* 40 · 10 = 400 мм, принимаем *ls =* 511 мм.

По формуле (8.128) [5] 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)[8]:

*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) [9] определим приращение напряжения в напрягаемой арматуре от действия всех нагрузок *σs = σstot* , т.е. принимаем *M = Mtot =* 101,85 кН · м. Соответственно получим:

*Ms = Mtot =* 101,85 кН · м; .

По таблице IV.6 приложения IV при , , *es/h0* = 1,57 находим *ζ* = 0,84, тогда *z = ζ · h*0 = 0,84 · 190 = 159,6 мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [9] составит:

*.*

По формуле (4.17)[9] при определим коэффициент *ψs*:

.

По формуле (4.7) [9] 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 = 0,053 + 0,307 – 0,038 = 0,322 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 [9].

Для нахождения кривизны определим значения модулей деформации сжатого бетона и коэффициентов приведения арматуры к бетону:

‒ при непродолжительном действии нагрузки:

*Eb*1 *=* 0,85*Eb* = 0,85 **·** 34500 = 29325 МПа; *α =Es/Eb*1 *=* 200000/29325 = 6,82;

‒ при продолжительном действии нагрузки:

*; α =Es/Eb*1 *=* 200000/11129 = 17,97.

В соответствии с рис. 2.11, *в* по формулам (2.11) - (2.13) [9] определяем характеристики приведенного сечения:

‒ при непродолжительном действии нагрузки:

*;*

;

*;*

*,*

где *.*

‒ при продолжительном действии нагрузки:

*;*

;

*;*

*,*

где *.*

Находим кривизну балки при продолжительном действии постоянной и длительной нагрузок по формуле (4.32)[9]:

*.*

Кривизны от усилия предварительного обжатия *Р* будут равны:

‒ от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия

*.*

‒ от продолжительного предварительного действия усилия обжатия

*.*

Кривизна, обусловленная выгибом балки вследствие усадки и ползучести

бетона от усилия предварительного обжатия, определенная по формуле

(4.31) [9], составляет:

*,*

где

и .

Находим:

.

Поскольку менее кривизны от усилия предварительного обжатии при продолжительном его действии, то принимаем . Тогда полная кривизна от действия постоянных и длительных нагрузок будет равна:

.

Прогиб балки определяем по формуле (4.25) [9], принимая согласно таблице IV.8 приложения IV значение *S =* 5/48:

*.*