

2.1.2 Расчетная схема и нагрузки

Расчетная схема плиты представляет собой статически определимую однопролетную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой, в состав которой входят постоянная, включающая вес пола, собственный вес плиты, и временная.

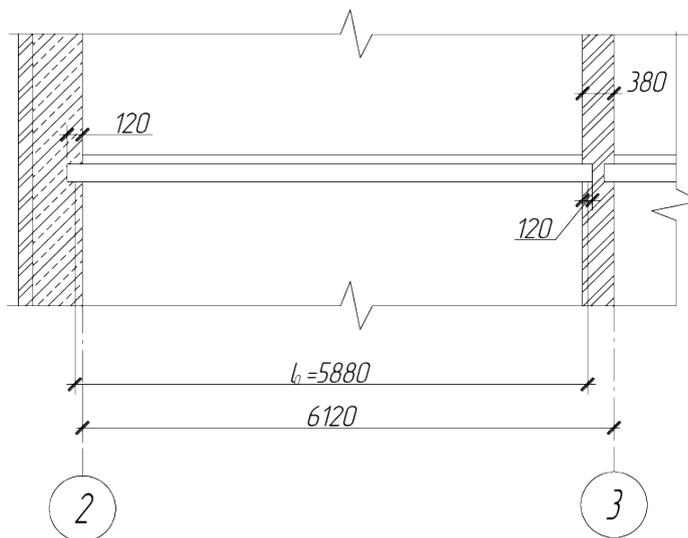


Рис.2.3. Расчетная схема плиты перекрытия

Нормативная нагрузка (кН/м²) от собственной массы плиты:

$$q_{св}^н = \frac{A_{полн} - A_{пуст}}{b_n \cdot 100} \cdot \rho, \quad (2.1)$$

где $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$ — плотность железобетона;

$A_{полн}$ — площадь поперечного сечения плиты по номинальным размерам, м²;

$$A_{полн} = b_n \cdot h_n = 1,5 \cdot 0,22 = 0,33 \text{ м}^2$$

$A_{пуст}$ — суммарная площадь пустот в пределах габарита сечения, м².

$$A_{пуст} = 7 \cdot \frac{\pi \cdot 0,159^2}{4} = 0,139 \text{ м}^2$$

$$q_{с.в}^н = \frac{0,33 - 0,139}{1,5 \cdot 100} \cdot 2500 = 3,18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Подсчёт нормативных и расчётных нагрузок с подразделением на длительно и кратковременно действующие выполняется в табличной форме.

Таблица 2.1

Нормативные и расчётные нагрузки на плиту перекрытия

Наименование нагрузки	на 1м ² панели			b _н , м	на 1 пог.м. панели		
	нормативная, кН/м ²	коэффициент надёжности	расчётная, кН/м ²		нормативная, кН/м ²	расчётная,	
I. Постоянная (длительно действующая)							
1. От собственного веса панели	3,18	1,10	3,50	1,50	4,77	5,25	
2. От собственного веса конструкции пола	0,18	1,30	0,23		0,27	0,35	
<i>Итого:</i>					<i>gⁿ=5,04</i>	<i>g=5,60</i>	
II. Временная нагрузка							
3. Длительно действующая часть нагрузки	0,3	1,30	0,39		0,45	0,59	
4. Кратковременно действующая часть нагрузки	1,2	1,30	1,56		1,80	2,34	
<i>Итого:</i>				<i>pⁿ=2,35</i>	<i>p=2,93</i>		
<i>Всего:</i>				<i>qⁿ=7,39</i>	<i>q=8,53</i>		
В том числе длительная нормативная				<i>q_{дл}ⁿ=5,49</i>			

2.1.3 Статический расчёт

Для выполнения расчётов по первой и второй группам предельных состояний нужно вычислить следующие усилия:

Изгибающий момент (кН·м) от полной расчётной нагрузки:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} \quad (2.2)$$

Изгибающий момент (кН·м) от полной нормативной нагрузки:

$$M^n = \frac{q^n \cdot l_0^2}{8} \quad (2.3)$$

Изгибающий момент (кН·м) от нормативной длительно действующей нагрузки:

$$M_{дл}^n = \frac{q_{дл}^n \cdot l_0^2}{8} \quad (2.4)$$

Поперечная сила (кН) от полной расчётной нагрузки:

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} \quad (2.5)$$

где l_0 – расчетный пролет, определение которого показано на рис. 2.3.

$$l_0 = 6,0 - \frac{0,12}{2} - \frac{0,12}{2} = 5,88 \text{ м}$$

$$M = \frac{8,53 \cdot 5,88^2}{8} = 36,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{оп}}^u = \frac{5,49 \cdot 5,88^2}{8} = 23,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M^u = \frac{7,39 \cdot 5,88^2}{8} = 31,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{8,53 \cdot 5,88}{2} = 25,1 \text{ кН}$$

Подбор сечения

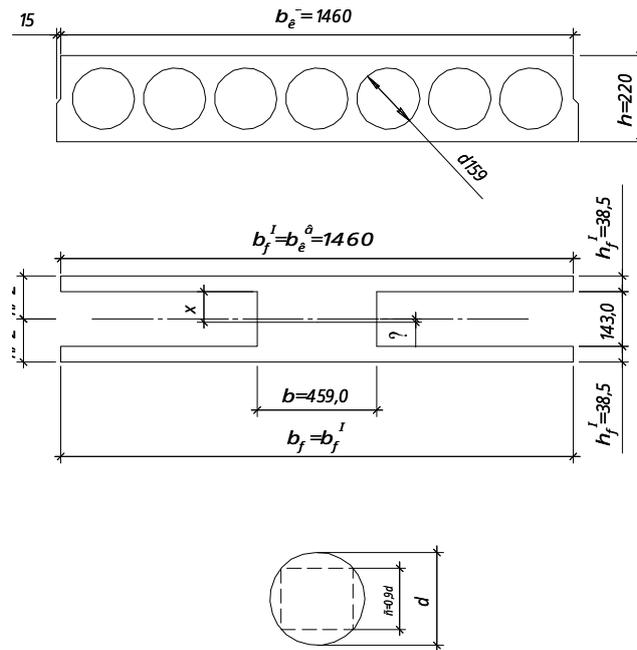


Рис.2.4. Расчетное сечение плиты

Вычисляем размеры эквивалентного сечения.

В расчете поперечное сечение пустотной плиты приводим к эквивалентному двутавровому сечению. Заменяем площадь круглых пустот равновеликими по площади квадратными со стороной h_1 .

$$h_1 = \sqrt{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} \approx 0,9d$$

$$h_1 = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см}$$

Высота полки:

$$h_f = h'_f = (h - h_1) / 2 \quad (2.6)$$

$$h_f = h'_f = (22,0 - 14,3) / 2 = 3,85 \text{ см}$$

Приведенная толщина ребер:

$$b = b_f - n \cdot h_1, \quad (2.7)$$

где b_f – ширина эквивалентного сечения, мм;

n – количество пустот (при $V=1,5$; $n = 7$ шт.);

$$b = 146,0 - 7 \cdot 14,3 = 45,9 \text{ мм}; \quad b_f = 146,0 \text{ см}$$

Рабочая высота сечения:

$$h_0 = h - a, \quad (2.8)$$

где h – высота панели, $h = 22,0 \text{ см}$;

a – толщина защитного слоя, см.

$$h_0 = 22,0 - 3,0 = 19,0$$

Проверяем отношение $\frac{h'_f}{h} = \frac{3,85}{22,0} = 0,175 > 0,1$ [16, п. 3.1.2.7 а],

следовательно, в расчет вводится ширина плиты $b_f = 146,0 \text{ см}$.

2.1.4 Характеристики прочности бетона и арматуры

Плита перекрытия запроектирована из тяжелого бетона класса В25, подвергаемого тепловой обработке при атмосферном давлении. Продольная арматура класса А_T-800 с электротермическим натяжением на упоры форм.

В зависимости от принятого класса бетона и арматуры определяются характеристики бетона и арматуры.

$$R_b = 14,5 \text{ МПа} [16, \text{табл. 2}];$$

$$R_{bt} = 1,05 \text{ МПа} [16, \text{табл. 2}];$$

$$R_{bn} = R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа} [16, \text{табл. 1}];$$

$$R_{bt} = R_{bt,ser} = 1,55 \text{ МПа} [16, \text{табл. 1}];$$

Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$ [16, п. 2.1.2.3].

Начальный модуль упругости бетона $E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ [16, табл. 4]

Продольная арматура класса А_T-800 с электротермическим натяжением на упоры форм:

$$R_s = 695 \text{ МПа} [16, \text{табл. 8}];$$

$$R_{sn} = 800 \text{ МПа} [16, \text{табл. 7}];$$

$$E = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа} [16, \text{ п. 2.2.2.6}].$$

2.1.5 Определение начальных напряжений в арматуре

Начальное напряжение в арматуре определяем из условия принятой передаточной прочности бетона:

$$\sigma_{bp} / R_b = 0,75$$

Предварительное напряжение арматуры:

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot R_{sn} \quad (2.9)$$

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot 800 = 600 \text{ МПа}$$

Проверяем выполнение условия:

$$\sigma_{sp} + P < R_{sn}, \quad (2.10)$$

где $P = 30 + 360/l_0$ – для электротермического напряжения.

$$P = 30 + 360/5,88 = 91,2 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} + P = 600 + 91,2 = 691,2 \text{ МПа} < R_{sn} = 800 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} - P = 600 - 91,2 = 508,8 > 0,3 \cdot 800 = 240 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

Найдем предельное отклонение предварительного напряжения по формуле:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{P}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right) \quad (2.11)$$

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{91,2}{600} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}} \right) = 0,114 > 0,1$$

Коэффициент точности натяжения:

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp}, \quad (2.12)$$

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,114 = 0,886$$

При проверке по образованию трещин в верхней зоне плиты обжатию принимаем:

$$\gamma_{sp} = 1 + 0,13 = 1,13$$

Предварительное напряжение с учетом точности натяжения:

$$\sigma'_{sp} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp}, \quad (2.13)$$

$$\sigma'_{sp} = 0,886 \cdot 600 = 531,6 \text{ МПа}$$

Окончательное предварительное натяжение арматуры с учетом минимального значения суммарных потерь $\sigma_{los \min} = 100 \text{ МПа}$ определяется:

$$\sigma_{sp(\text{окон.})} = \sigma'_{sp} - \sigma_{los \min} \quad (2.14)$$

$$\sigma_{sp(\text{окон.})} = 531,6 - 100 = 431,6 \text{ МПа}$$

2.1.6 Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси
Расчетное сечение представляет балку таврового сечения полкой в сжатой

зоне.

Проверяем условие [17, п. 3.19]:

$$M_{\max} \leq R_b \cdot b'_f \cdot h_f' (h_0 - 0,5h_f') \quad (2.15)$$

$$36,9 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}^2 \leq 14,5 \cdot 146 \cdot 3,85 \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,85) \cdot 100 = 13916893 \text{ Н} \cdot \text{м}^2,$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 1460 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3690000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 146 \cdot 19^2 \cdot 100} = 0,062 \quad (2.16)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,062} = 0,06 \quad (2.17)$$

Граничная высота сжатой зоны [16, п. 3.1.2.3]:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} = \frac{695 + 400 - 431,6}{200 \cdot 10^3} = 0,0033 \quad (2.19)$$

ε_{b2} – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035.

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,0033}{0,0035}} = 0,412$$

Т.к. $\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,06}{0,412} = 0,15 < 0,6$, то принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$ по [17, п. 3.9]

Определяем площадь поперечного сечения рабочей предварительно напряженной арматуры [13, п. 3.14]:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{0,06 \cdot 14,5 \cdot 146 \cdot 19}{1,1 \cdot 695} = 3,2 \text{ см}^2 \quad (2.20)$$

Принимаем $2 \varnothing 14$ А_Т-800 с площадью $A_s = 3,08 \text{ см}^2$, $3 \varnothing 12$ А_Т-800 с площадью $A_s = 3,39 \text{ см}^2$.

2.1.7 Проверка прочности нормального сечения

Высота сжатой зоны [16, ф. 36]:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} \leq h, \quad (2.21)$$

где $R_s = 695 \text{ МПа}$

$$x = \frac{695 \cdot 6,47}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 146} = 2,36 \text{ см}$$

Скорректируем a и h :

$$a = 20 + d/2 = 20 + 14/2 = 27 \text{ мм}$$

Рабочая высота панели:

$$h_0 = h - a = 22 - 2,7 = 19,3 \text{ см}$$

Несущая способность сечения [16, ф. 35]:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) \geq M \quad (2.22)$$

$$M_u = 14,5 \cdot 0,9 \cdot 146 \cdot 2,36 \cdot (19,3 - 0,5 \cdot 2,36) \cdot 100 = 81,48 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

$$M_u = 81,48 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} > M = 36,9 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Вывод: выбранное сечение удовлетворяет по несущей способности.

2.1.8 Расчет прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси

Расчет предварительно напряженных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия [16, п. 3.1.5.2]:

$$Q_{\max} \leq \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (2.23)$$

φ_{b1} - коэффициент, принимаемый равным 0,3.

$$Q_{\max} = 25100H \leq 0,3 \cdot 14,5 \cdot 0,9 \cdot 45,9 \cdot 19,3 \cdot 100 = 346818,1H$$

Условие выполняется, прочность бетонной полосы обеспечена.

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия [16, п. 3.1.5.3]:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (2.24)$$

где Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C},$$

где $C = 2 \cdot h_0 = 38,6 \text{ см}$

φ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

$$Q_b = \frac{1,5 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 45,9 \cdot 19,3^2 \cdot 100}{38,6} = 62786,04H = 62,8kH > Q_{\max} = 25,1kH$$

Условие выполнено, прочность наклонного сечения обеспечена. По расчёту поперечная арматура не требуется.

В ребрах устанавливаются конструктивно каркасы, продольные стержни которых состоят из арматуры Ø4,3 В500, поперечные - из арматуры Ø3 В500.

Чтобы обеспечить прочность полок панели на местные нагрузки, в пределах пустот в нижней зоне сечения предусмотрена сетка С-2 в продольном направлении Ø5 В500 с шагом 300мм, в поперечном направлении - Ø4 В500 с шагом 70мм. В верхней зоне предусмотрена сетка С-1 в продольном направлении Ø3 В500 с шагом 300мм, в поперечном - Ø3 В500 с шагом 200мм.

2.1.9 Расчет монтажной петли

Для монтажных петель применяется арматурная сталь класса А240. Диаметр петель назначается по требуемой площади поперечного сечения (см²) одной петли, определяемой при условии распределения веса плиты на три петли с учетом коэффициента динамичности 1,4 и коэффициента, учитывающего сгиб петли 1,5.

$$A_{s,1} = \frac{q_{с.в.}^n \cdot b_k \cdot l_{пл.} \cdot 1,4 \cdot 1,5}{3 \cdot R_s \cdot 0,1}, \quad (2.25)$$

где $R_s=215$ МПа - расчетное сопротивление арматуры класса А-I;
 $q_{св}^n=3,18$ кН/м² - нормативная нагрузка от собственного веса плиты;
 $b_k=1,49$ м - конструктивная ширина плиты;
 $l_{пл} = 5,58$ м - конструктивная длина плиты.

$$A_{s,1} = \frac{3,18 \cdot 1,49 \cdot 5,58 \cdot 1,4 \cdot 1,5}{3 \cdot 215 \cdot 0,1} = 0,86 \text{ см}^2$$

Принимаем 4 петли Ø12 с $A_s^{\text{факт.}} = 1,131$ см² каждая, что больше $A_{s,1}=0,86$ см².

2.1.10 Определение геометрических характеристик приведенного сечения для расчета плиты по предельным состояниям второй группы.

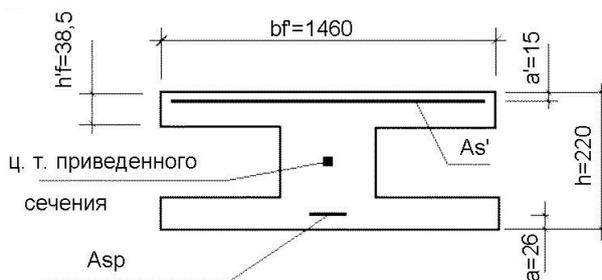


Рис.2.5. Геометрические характеристики сечения

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200 \cdot 10^3}{30 \cdot 10^3} = 6,67,$$

где $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа – модуль упругости арматуры

$E_b = 30 \cdot 10^3$ МПа – модуль упругости бетона класса В25

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b \cdot (h - (h'_f + h_f)) + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A'_s + \alpha \cdot A_{sp}, \quad (2.26)$$

где A_{sp}, A'_{sp} - площадь сечения напрягаемой арматуры,

A_s, A'_s - площадь сечения ненапрягаемой арматуры.

$$A'_{sp} = 0, \quad A_s = A'_s = 0,568(\text{см}^2)$$

где $0,568\text{см}^2$ – площадь сечения продольной арматуры сеток С1

$$A_{red} = 146 \cdot 3,85 + 146 \cdot 3,85 + 45,9 \cdot (22 - (3,85 + 3,85)) + 6,67 \cdot 0,568 + 6,67 \cdot 0,568 + 6,67 \cdot 6,47 = 1831,3\text{см}^2$$

Статический момент относительно нижней грани сечения плиты:

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f (h - 0,5 \cdot h'_f) + 0,5 \cdot b_f \cdot h_f^2 + \alpha \cdot A_s \cdot a + \alpha \cdot A'_s (h - a') + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} \quad (2.27)$$

$$S_{red} = 146 \cdot 3,85 \cdot (22 - 0,5 \cdot 3,85) + 0,5 \cdot 146 \cdot 3,85^2 + 6,67 \cdot 0,568 \cdot 2,7 + 6,67 \cdot 0,568 \cdot (22 - 1,5) + 6,67 \cdot 6,47 \cdot 2,7 = 12570,61\text{см}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани ПЛИТЫ:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 12570,61 / 1831,3 = 6,9\text{см}$$

$$x = h - y_0 = 22 - 6,9 = 15,1\text{см}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести:

$$I_{red} = \frac{b'_f \cdot (h'_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot (h_f)^3}{12} + \frac{b \cdot (h - h'_f - h_f)^3}{12} + b'_f \cdot h'_f \cdot (x - 0,5 \cdot h'_f)^2 + b_f \cdot h_f \cdot (y - 0,5 \cdot h_f)^2 + b(h - h'_f - h_f) \cdot (y - h_f - 0,5 \cdot (h - h'_f - h_f))^2 + \alpha'_s \cdot A'_s \cdot (x - a')^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot (y - a)^2 + \alpha_{sp} \cdot A_{sp} \cdot (y - a_{sp})^2 \quad (2.28)$$

$$I_{red} = \frac{146 \cdot 3,85^3}{12} + \frac{146 \cdot 3,85^3}{12} + \frac{45,9 \cdot (22 - 3,85 - 3,85)^3}{12} + 146 \cdot 3,85 \cdot (15,1 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + 146 \cdot 3,85 \cdot (6,9 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + 45,9 \cdot (22 - 3,85 - 3,85) \cdot (6,9 - 3,85 - 0,5 \cdot (22 - 3,85 - 3,85))^2 + 6,67 \cdot 0,568 \cdot (15,1 - 1,5)^2 + 6,67 \cdot 0,568 \cdot (6,9 - 2,7)^2 + 6,67 \cdot 6,47 \cdot (6,9 - 2,7)^2 = 135859,3\text{см}^4$$

Момент сопротивления сечения для растянутой грани сечения:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} \quad (2.29)$$

$$W_{red} = \frac{135859,3}{6,9} = 19689,8 \text{ см}^3$$

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, до центра тяжести и тоже наименее удаленной от растянутой зоны [16, п. 4.2.2.5]:

$$r = r_{inf} = W_{red} / A_{red} \quad (2.30)$$

$$r = r_{inf} = 19689,8 / 1831,3 = 11 \text{ см}$$

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 19689,8 = 29534,7 \text{ см}^3, \quad (2.31)$$

где $\gamma = 1,5$ для двутаврового сечения

2.1.11 Потери предварительного напряжения арматуры

Предварительное напряжение в арматуре без учета потерь принимаем [17, п. 2.26]:

$$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot R_{sn} \quad (2.32)$$

$$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$$

Определяем первые потери:

– от релаксации напряжений в арматуре [16, п. 2.2.3.3]:

$$\sigma_{sp1} = 0,03 \cdot \sigma_{sp} \quad (2.33)$$

$$\sigma_{sp1} = 0,03 \cdot 720 = 21,6 \text{ МПа}$$

– от температурного перепада $\sigma_{sp2} = 0$, так как при пропаривании форма нагревается вместе с панелью;

– потери от деформации формы σ_{sp3} и анкеров σ_{sp4} при электротермическом натяжении арматуры равны нулю.

Усилие обжатия с учетом первых потерь:

Сумма первых потерь: $\sigma_{sp(1)} = \sigma_{sp1} = 21,6 \text{ МПа}$

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{sp(1)}), \quad (2.34)$$

$$P_1 = 647 \cdot (720 - 21,6) = 451864,8 \text{ кН}$$

Эксцентриситеты усилия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения [17, п. 2.32]:

$$e_{op} = y_0 - a_p, \quad (2.35)$$

где a_p – толщина защитного слоя, м.

$$e_{op} = 6,9 - 3 = 3,9 \text{ см}$$

Напряжение в бетоне при обжатии [16, п. 2.2.3.10]:

$$\sigma_{bp} \leq 0,9 R_{bp} \quad (2.36)$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{red}} \quad (2.37)$$

$$\sigma_{bp} = \frac{451,86 \cdot 10^3}{1831,3} + \frac{451,86 \cdot 10^3 \cdot 3,9 \cdot 6,9}{135859,3} = 3,36 \text{ МПа}$$

Устанавливаем значение передаточной прочности бетона из условия [17, п.2.3]:

$$R_{bp} \geq 15 \text{ МПа}$$

$$R_{bp} \geq 0,5 B25 = 0,5 \cdot 25 = 12,5 \text{ МПа}$$

Принимаем $R_{bp} = 15 \text{ МПа}$

$$3,36 \text{ МПа} \leq 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ Условие выполнено.}$$

Определяем вторые потери напряжений

– потери от усадки [16, п.2.2.3.7]

$$\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s, \quad (2.38)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформации усадки бетона

$$\sigma_{sp5} = 0,0002 \cdot 200 \cdot 10^3 = 40 \text{ МПа}$$

Вычисляем сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести площади напрягаемой арматуры от усилия обжатия:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op}^2}{I_{red}}, \quad (2.39)$$

$$\sigma_{bp} = \frac{451,86 \cdot 10^3}{1831,3} + \frac{451,86 \cdot 10^3 \cdot 3,9^2}{135859,3} = 2,97 \text{ МПа}$$

– потери напряжений в рассматриваемой напрягаемой арматуре от ползучести бетона определяют по [16, п. 2.2.3.8]:

$$\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot \phi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha \cdot \mu_{sp} \cdot \left(1 \pm \frac{e_{0pl}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}} \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \phi_{b,cr})}, \quad (2.40)$$

где $\phi_{b,cr} = 2,5$ - коэффициент ползучести бетона по [16, табл. 5],

μ_{sp} - коэффициент армирования, равный $\frac{A_s}{A} = \frac{6,47}{19,1} = 0,34$

$$\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 6,67 \cdot 2,97}{1 + 6,67 \cdot 0,34 \cdot \left(1 + \frac{3,9^2 \cdot 1831,3}{135859,3} \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 4,31 \text{ МПа}$$

Вторые потери для арматуры:

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp5} + \sigma_{sp6} = 40 + 4,31 = 44,31 \text{ МПа} \quad (2.41)$$

Суммарная величина потерь напряжения:

$$\sigma_{los1} = \sigma_{sp(1)} + \sigma_{sp(2)} = 21,6 + 44,31 = 65,91 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа} \quad (2.42)$$

Принимаем значение всех потерь $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа}$.

Усилие обжатия с учетом всех потерь:

$$P_2 = 6,47 \cdot (720,0 - 100) \cdot 100 = 401,14 \text{ кН}$$

2.1.12 Оценка трещинообразования нижней зоны балки в стадии эксплуатации

Расчет по образованию трещин производят на действие полных нормативных нагрузок. Расчет заключается в проверке условия:

$$M^n \leq M_{crc} \quad (2.43)$$

$$M_{crc} = (R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \cdot 100 + M_{rp}) = (1,55 \cdot 29534,7 \cdot 100 + 5917222) = 10495100,5 \text{ Н} \cdot \text{см}, \quad (2.44)$$

где $M_{rp} = P \cdot (e_{op} + r) = 397129 \cdot (3,9 + 11) = 5917222 \text{ Н} \cdot \text{см}$;

$$P = P_2 \cdot \gamma_{sp1} = 401,14 \cdot 0,99 = 397129 \text{ Н};$$

$\gamma_{sp1} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,01 = 0,99$ - при благоприятном влиянии предварительного напряжения.

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,01$$

$$M^n = 3190000 \text{ Н} \cdot \text{см} \leq M_{crc} = 10495100,5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Условие выполняется, следовательно, трещины образовываться не будут.

2.2 Расчет монолитного участка

2.2.1 Сбор действующих нагрузок

Подсчёт нормативных и расчётных нагрузок на монолитный участок выполняется в табличной форме.

Таблица 2.2

Нормативные и расчётные нагрузки на монолитный участок

Наименование нагрузки	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надежности, γ_1	Расчетная, кН/м ²
<u>I. Постоянная:</u>			
1. От собственного веса конструкции пола	0,91	1,2	1,1
3. От собственного веса теплоизоляции	3,5	1,1	3,85
2. От собственного веса монолитного участка	2,0	1,1	2,2
<i>Итого:</i>	<i>6,41</i>		<i>7,15</i>
<u>II. Временная:</u>			
3. Длительная	1,0	1,2	1,3
4. Кратковременная	1,2	1,2	1,56
<i>Итого:</i>	<i>2,2</i>		<i>2,4</i>
<i>Всего:</i>	<i>8,61</i>		<i>9,55</i>

Нагрузка от собственной массы монолитного участка:

$$g_{с.в.}^{м.у.} = \frac{h_{пл} \cdot \rho}{100} = \frac{0,08 \cdot 2500}{100} = 2,0 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.45)$$

$\rho = 2500 \text{ кг} / \text{м}^3$ - плотность железобетона;

Определяем расчетную и нормативную нагрузки с учетом ширины монолитного участка.

$$q_{пл} = 9,55 \cdot 0,5 = 4,78 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Определяем максимальный изгибающий момент от действия расчетных нагрузок:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8}, \quad (2.46)$$

$$M = \frac{4,78 \cdot 6,23^2}{8} = 23,19 \text{ кНм}$$

Максимальная поперечная сила на опоре от действия расчетных нагрузок:

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2}, \quad (2.47)$$

$$Q = \frac{4,78 \cdot 6,23}{2} = 14,89 \text{ кНм}$$

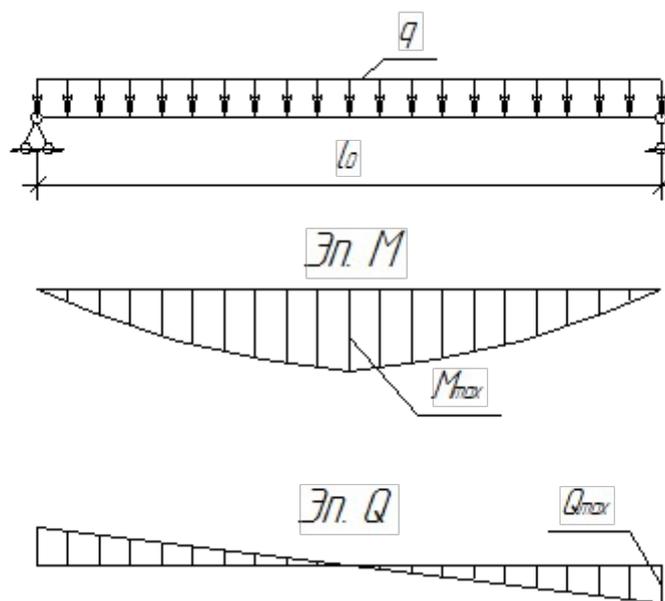
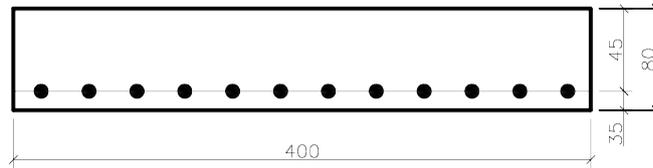


Рис. 2.6. Расчетная схема

Для монолитных участков применяем легкий бетон класса В15, с расчетным сопротивлением $R_b=8,5$ МПа. Армирование производим сетками с рабочей арматурой класса А400. Расчетное сопротивление арматуры $R_s=355$ МПа.

2.2.2 Определение требуемого сечения арматуры

Подбор продольной арматуры осуществляем по изгибающим моментам как для балки прямоугольного сечения с шириной $b=40$ см и высотой h , равной принятой толщине плиты $h_{пл}$.



2.4. Расчетное сечение

Рабочая высота монолитного участка, см,

$$h_0 = h - a = 8,0 - 3,5 = 4,5 \text{ см}, \quad (2.48)$$

где $a=1,5$ см – расстояние от центра тяжести арматуры до ближайшей грани сечения.

Производим конструктивный расчет:

Определяем параметр α_0

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot 100} = \frac{2319000}{8,5 \cdot 40 \cdot 4,5^2 \cdot 100} = 3,37$$

По полученному значению $\alpha_0 = 0,093$ находим относительное плечо внутренней пары сил $\nu = 0,967$ [1, табл 7].

Определяем требуемую площадь рабочей арматуры, см^2 , для участка протяженностью 1 м.

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \nu \cdot h_0 \cdot 100} = \frac{320000}{365 \cdot 0,967 \cdot 18,5 \cdot 100} = 2,02 \text{ м}^2$$

По требуемой площади рабочей арматуры принимаем 5 стержней $d8$ класса АIII ($A_s = 2,52$) с шагом 150 мм на 1 м.п. монолитного участка УМ-5.

2.3. Расчет прочности по наклонным сечениям

Необходимость расчета определяется условием:

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Где Q – поперечная сила от внешней расчетной нагрузки:

$$\varphi_{b3} = 0,6 - \text{для тяжелого бетона.}$$

$$Q = 8,9 \text{ кНм} \leq 0,6 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,185 = 100 \text{ кНм}$$

Условие прочности выполняется, поперечная арматура устанавливается без расчета. В качестве распределительной арматуры принимаем АIII диаметром 8 мм с шагом 200 мм.

2.4. Проверка трещиностойкости

$$M_r < M_{crс}$$

$M_r = M$ - момент внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой грани сечения

$M_{crс}$ - момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин

$$M_{crс} = R_{bt,crс} \cdot W_{pl} \cdot 100 + M_{гр}$$

$M_{гр}$ - момент усилия P относительно той же оси, что и для определения M_r .

$$M_{зп} = P(e_{оп} + r) \cdot \gamma_{зп}$$

Где P - предварительное усилие.

$e_{оп}$ - эксцентриситет приложения силы P относительно центра тяжести приведенного сечения (см)

$$e_{оп} = \frac{[\sigma_s \cdot A_s \cdot (h - x - a) - \sigma_s^l \cdot A_s^l \cdot (x - a^l)]}{P}$$

Для изгибаемых элементов без предварительного напряжения усилие P рассматривают как внешнюю растягивающую силу.

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь: при $\gamma_{зп} = 0,88$.

$$P = \gamma_{зп} (\sigma_s \cdot A_s - \sigma_s^l \cdot A_s^l)$$

$\sigma_s = \sigma_s^l = 35 \text{ МПа}$ - напряжения в нижней и верхней продольной арматуре.

A_s, A_s^l -растянутая и сжатая арматура соответственно, т.к. сжатая арматура отсутствует $A_s^l = 0$

$$P = \gamma_{зп} (\sigma_s \cdot A_s - \sigma_s^l \cdot A_s^l) = 0,88 \cdot (35 \cdot 2,52 - 35 \cdot 0) = 77,616 \text{ кН}$$

$$M_{зп} = P(e_{оп} + r) \cdot \gamma_{зп} = 77,616 \cdot (2,57 + 2,16) \cdot 0,88 = 323,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$e_{оп} = \frac{[\sigma_s \cdot A_s \cdot (h - x - a) - \sigma_s^l \cdot A_s^l \cdot (x - a^l)]}{P} = \frac{(35000 \cdot 2,52(20 - 0,79 - 1,5) - 0)}{77616} = 2,57$$

x - высота сжатой зоны.

$$x = \frac{A_s \cdot R_s}{R_b \cdot b_f^I} = \frac{2,52 \cdot 365}{14,5 \cdot 100} = 0,63 \tilde{\text{m}}$$

$$b_f^I = b$$

r - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядерной точки.

$$r = \left(\frac{W_{red}}{A_{red}} \right) = \frac{4956,4}{800} = 6,2 \tilde{\text{m}}$$

Где $A_{red} = A_{cct}$ - площадь приведенного сечения, равная площади сечения.

W_{red} - момент сопротивления сечения для растянутой грани сечения:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{96005,15}{19,37} = 4956,4 \tilde{\text{m}}^3$$

$$y = h - \delta = 20 - 0,63 = 19,37 \text{ cм}$$

I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + A_b \cdot \Delta^2 + \alpha \cdot A_s \cdot (y - a)^2 = \frac{100 \cdot 20^3}{12} + 2840 \cdot 3,21^2 + 0,093 \cdot 2,52 \cdot (19,37 - 1,5)^2 = 96005,15 \text{ cм}^4$$

момент сопротивления приведенного сечения с учетом неупругих деформаций бетона растянутой зоны

$$W_{pl} = W_{red} \cdot \gamma = 4956,4 \cdot 1,5 = 7434,6 \tilde{\text{m}}^3$$

$$M_{crc} = R_{bt,crc} \cdot W_{pl} \cdot 100 + M_{np} = 1,4 \cdot 7434,6 \cdot 100 + 323,07 = 104116,4$$

$$M = 32000 \leq M_{crc} = 104116,4 \text{ - условие выполняется}$$

2.5. Проверка жесткости

Прогиб панели

$$f_m = k \cdot \frac{1}{r} \cdot l_0^2$$

$k=5/48$ для равномерно загруженной свободно опертой балки

Величина кривизны

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z} \cdot \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \right] \cdot \frac{1}{100} =$$

$$= \frac{320000}{18,5 \cdot 17,95} \cdot \left[\frac{0,95}{200 \cdot 10^3 \cdot 2,52} + \frac{0,9}{(0,03 + 0,06) 100 \cdot 18,5 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 0,15} \right] \cdot \frac{1}{100} = 0,0686$$

$\psi_b = 0,9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона по длине участка с трещинами

ψ_s - коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m = 1,25 - 0,8 \cdot 0,37 = 0,95 \leq 1,0$$

Здесь $\varphi_{ls} = 0,8$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \cdot 100}{M_{\ddot{a}e}^i + M_{rp}} = \frac{1,6 \cdot 7434,6 \cdot 100}{417460 + 323070} = 0,37$$

Плечо внутренней пары сил

$$z = h_0 (1 - 0,5\xi) = 18,5 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,06) = 17,95$$

$$\delta = M / (R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot 100) = 32000 / (18,5 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 18,5^2 \cdot 100) = 0,072$$

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) \cdot h_f' + \frac{\alpha}{2} \cdot \nu}{b \cdot h_0} = \frac{0,093}{100 \cdot 18,5} = 0,030$$

$$\lambda = \varphi_f \cdot \left(1 - \frac{h_f'}{2 \cdot h_0}\right) = 0,030 \cdot \left(1 - \frac{1,5}{2 \cdot 18,5}\right) = 0,026$$

Относительная высота сжатой зоны бетона сечения с трещиной

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,072 + 0,026)}{10 \cdot 0,01 \cdot 0,093}} = 0,06$$

$$f_m = k \cdot \frac{1}{r} \cdot I_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 0,0686 \cdot 1,42^2 = 0,018$$

$$f_m = 0,018 \tilde{n}i \leq (f_m) = \frac{142}{600} = 0,23 \tilde{n}i \quad \text{-значение меньше предельно-}$$

допустимого.

Следовательно, принятое сечение монолитного участка и армирование удовлетворяет требованиям расчета по I и II группам предельных состояний.