

на тему: «Расчет и конструирование ребристой плиты перекрытия 1.5×6 м»

Задание : переписать и разобраться в расчетах

Задание с 20.09-27.09

Выслать на почту для проверки

Содержание

1. Исходные данные
2. Расчет ребристой плиты
 - 2.1 Сбор нагрузок
 - 2.2 Определение усилий в элементах плиты
 - 2.3 Расчет элементов плиты по прочности
 - 2.3.1 Расчет полки плиты
 - 2.3.2 Расчет поперечного ребра
 - 2.3.3 Расчет продольных ребер
 - 2.4 Определение геометрических характеристик приведенного сечения плиты
 - 2.5 Потери предварительного напряжения
 - 2.6 Расчет продольных ребер плиты по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента
 - 2.7 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента
 - 2.8 Расчет прогиба плиты
3. Расчет неразрезного железобетонного ригеля
 - 3.1 Определение нагрузки на ригель
 - 3.2 Статический расчет ригеля
 - 3.3 Расчет прочности сечений ригеля
 - 3.4 Конструирование арматуры ригеля
- Библиографический список

1. Исходные данные

Номинальные размеры плиты в плане – 1.5×6 м.

Опираение плиты на ригель – в уровень. Плита изготавливается из тяжелого бетона класса В40 по поточно-агрегатной технологии.

Продольные ребра плиты армируются преднапряженной арматурой класса Ат-800.

Метод натяжения арматуры – электротермический.

Условия твердения плиты – тепло-влажностная обработка при атмосферном давлении.

Плита эксплуатируется в нормальных условиях с относительной влажностью не более 75%.

Коэффициент условия работы $\gamma_{B2}=0.9$.

Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n=0.95$.

Деформации плиты ограничиваются эстетическими требованиями.

Полезная нагрузка на перекрытие – 15500 Н/м^2 (1550 кгс/м^2).

Нагрузка от пола – 1000 Н/м^2 .

Полы выполняются на стройплощадке.

Конструктивные размеры плиты:

- Длина плиты 5550 мм;
- Ширина плиты 1485 мм;
- Высота продольного ребра – 450 мм;
- Ширина продольного ребра: по низу – 85 мм, по верху – 100 мм;
- Высота поперечного ребра – 250 мм;
- Ширина поперечного ребра: по низу 50 мм, по верху – 100 мм.

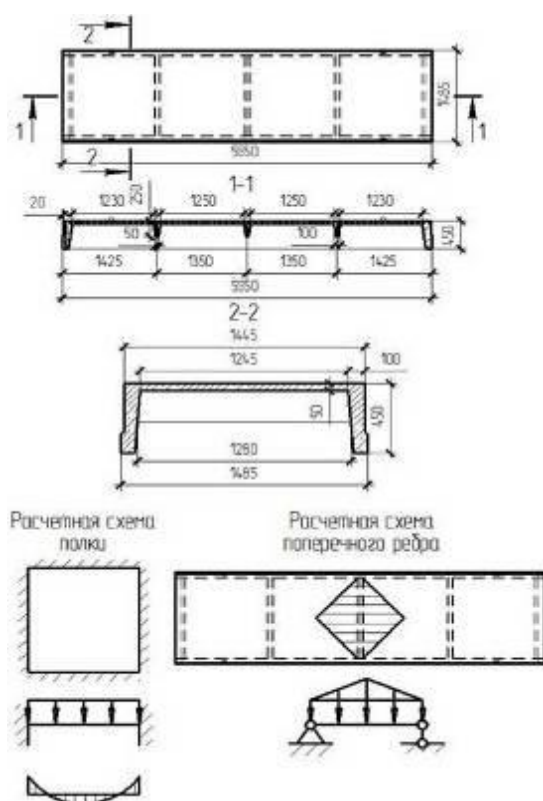


Рисунок 1. – Основные опалубочные размеры плиты

2. Расчет ребристой плиты

2.1 Сбор нагрузок

Сбор нагрузок выполним в табличной форме. В таблице 1 представлены нагрузки для расчета полки плиты.

Таблица 1. – Нагрузки на 1 м² перекрытия для расчета полки плиты

Вид нагрузки	Наименование	Нормативная нагрузка Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка Н/м ²
Длительная	Нагрузка от пола g1	1000	1.3	1300
	Нагрузка от собственного веса полки плиты (tf=50 мм) g2	1250	1.1	1375
	Временная длительная v1	12000	1.2	14400
Кратковременная	Временная кратковременная v2	3500	1.2	4200
Всего q1				21275

Таблица 2. – Нагрузки на 1 м² перекрытия (для расчета продольных ребер плиты, ригеля, колонны)

Вид нагрузки	Наименование	Нормативная нагрузка Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка Н/м ²
Длительная	Нагрузка от пола g1	1000	1.3	1300
	Нагрузка от собственного веса плиты g3	3000	1.1	3300
	Временная длительная v1	12000	1.2	14400
	Итого длительная	16000		19000
Кратковременная	Временная кратковременная v2	3500	1.2	4200
Всего q2		19500		23200

2.2 Определение усилий в элементах плиты

Изгибающие моменты в продольном и поперечном направлениях полки:

$$M = \frac{q \cdot l_n^2}{48} = \frac{21275 \cdot 1.25^2}{48} = 692.5 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Где l_n – пролет полки.

Изгибающий момент в середине пролета поперечного ребра:

$$M = \frac{q_1 \cdot l_p^2}{12} + \frac{q_{pp} \cdot l_p^2}{8}$$

Где l_p – пролет поперечного ребра 1.28 м (см. рис. 1);

$$q_{pp} = 0.1 \cdot q_1 + g_{св}$$

Где $g_{св}$ – собственный вес одного метра поперечного ребра.

$$g_{св} = \frac{1}{2} \cdot (0.1 + 0.05) \cdot (0.25 - 0.05) \cdot 2500 \cdot 1.1 \cdot 10 = 412.5 \text{ Н/м}$$

$$q_{pp} = 0.1 \cdot 21275 + 412.5 = 2540 \text{ Н/м}$$

$$M = \frac{21275 \cdot 1.28^2}{12} + \frac{2540 \cdot 1.28^2}{8} = 3425 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Поперечная сила у опор поперечного ребра:

$$Q = \frac{q_1 \cdot l_p}{4} + \frac{q_{pp} \cdot l_p}{2} = \frac{21275 \cdot 1.28}{4} + \frac{2540 \cdot 1.28}{2} = 8433.6 \text{ Н}$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета продольных ребер:

$$M = \frac{q_{пр} \cdot l_{пр}^2}{8}$$

$$\text{Где } q_{пр} = q_2 \cdot 1.5 = 23200 \cdot 1.5 = 34800 \text{ Н/м},$$

$$l_{пр} = 5.45 \text{ м}$$

$$M = \frac{34800 \cdot 5.45^2}{8} = 129205.9 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Поперечная сила у опор:

$$Q = \frac{q_{\text{пр}} \cdot l_{\text{пр}}}{2} = \frac{34800 \cdot 5.45}{2} = 94830 \text{ Н}$$

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки:

$$M^n = \frac{q_{\text{пр}}^n \cdot l_{\text{пр}}^2}{8}$$

$$\text{Где } q_{\text{пр}}^n = 19500 \cdot 1.5 = 29250 \text{ Н/м}$$

$$M^n = \frac{29250 \cdot 5.45^2}{8} = 108599.8 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент от длительной нормативной нагрузки:

$$M_{\text{дл}}^n = \frac{q_{\text{дл}}^n \cdot l_{\text{пр}}^2}{8}$$

$$\text{Где } q_{\text{дл}}^n = 16000 \cdot 1.5 = 24000 \text{ Н/м}$$

$$M_{\text{дл}}^n = \frac{24000 \cdot 5.45^2}{8} = 89107.5 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

2.3 Расчет элементов плиты по прочности

2.3.1 Расчет полки плиты

Армирование полки проводим по принятой схеме армирования, принимая $h=5$ см (толщина полки), $h_0=3.5$ см.

$$\alpha_m = \frac{M \cdot \gamma_n}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b \cdot \gamma_{B2}} = \frac{692.5 \cdot 100 \cdot 0.95}{100 \cdot 3.5^2 \cdot 22 \cdot 100 \cdot 0.9} = 0.027$$

$$\gamma = 0.987$$

В качестве рабочей арматуры выбираем арматуру класса Вр-Н, $R_s=365$ МПа.

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{586.2 \cdot 100 \cdot 0.95}{0.987 \cdot 3.5 \cdot 365 \cdot 100} = 0.44 \text{ см}^2$$

Схема расположения арматурных сеток приводится на рис. 4.

По ГОСТ 8487-81 принимаем:

Сетку С-2 подбираем с рабочей арматурой в поперечном направлении;

С-1 – 3 Вр-Н-100/3 Вр-Н-100, $A_s=0.71/0.71 \text{ см}^2$;

С-2 – 4 Вр-Н-150/3 Вр-Н-250, $A_s=0.75 / 0.28 \text{ см}^2$.

2.3.2 Расчет поперечного ребра

Поперечное ребро рассчитываем как изгибаемый элемент таврового сечения с одиночной арматурой. Расчетное сечение приводится на рис. 2.

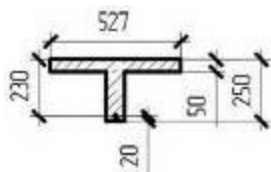


Рисунок 2. – расчетное сечение поперечного ребра

Параметры сечения:

- $h_f=50 \text{ мм}=5 \text{ см}$ – высота сечения полки;
- $h=250 \text{ мм}=25 \text{ см}$ – фактическая высота ребра;
- $b=0.5 \cdot (100+50)=75 \text{ мм}=7.5 \text{ см}$ – ширина ребра;
- ширина полки:

$$b'_f = \frac{l_p}{3} + b = \frac{1280}{3} + 100 = 526.7 \text{ мм} = 52.7 \text{ см}$$

Где b – ширина ребра по верху.

$$\alpha_m = \frac{M \cdot \gamma_n}{b' \cdot h_0^2 \cdot R_b \cdot \gamma_{B2}} = \frac{3425 \cdot 100 \cdot 0.95}{52.7 \cdot 23^2 \cdot 22 \cdot 100 \cdot 0.9} = 0.01$$

$$z=0.995, o=0.01$$

$$X = \xi \cdot h_0 = 0.01 \cdot 23 = 0.23 \text{ см}$$

Нейтральная ось проходит в полке.

В качестве рабочей продольной арматуры принимаем арматуру класса А-400 (предполагая диаметр стержней 6-8 мм), $R_s=355$ МПа:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{3425 \cdot 100 \cdot 0.95}{0.995 \cdot 23 \cdot 355 \cdot 100} = 0.4 \text{ см}^2$$

По сортаменту подбираем стержни рабочей продольной арматуры поперечного ребра - 8 мм, $A_s=0.503 \text{ см}^2$.

Необходимость расчета поперечной арматуры проверяем из условия $Q \leq Q_b$, Где $Q=8433.6$ Н – внешняя поперечная сила.

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_b = \varphi_{B3} \cdot (1 + \varphi_1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{B2}$$

$$\text{Где } \varphi_1 = \frac{0.75 \cdot 3 \cdot 5.5}{7.5 \cdot 23} = 0.330.5$$

$$Q_b = 0.8 \cdot (1 + 0.33) \cdot 1.4 \cdot 100 \cdot 7.5 \cdot 23 \cdot 0.9 = 23126 \text{ Н} > 8433.6 \text{ Н}$$

Поперечную арматуру назначаем по конструктивным соображениям. Диаметр – минимальным по условиям сварки – 3Вр-8. Шаг поперечной арматуры на опорном участке $S=h/2=250/2=125$ мм и 150 мм. Принимаем 125 мм. В средней части ребра $S=3 \cdot h/4=3 \cdot 250/4=187.5=188$ мм. Принимаем 180 мм.

2.3.3 Расчет продольных ребер

Для расчета плиты в продольном направлении приводим ее сечение к расчетному (рис. 3).

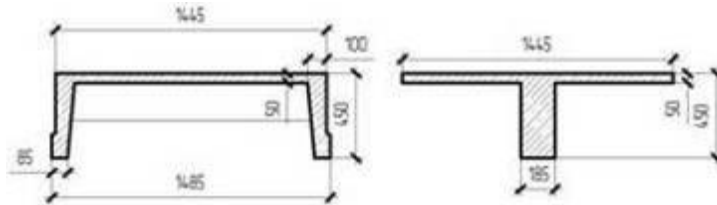


Рисунок 3. – действительное и расчетное сечение плиты

Размеры сечения:

$b_f=144.5$ см – ширина плиты по верху; $h_f=5$ см – толщина полки; $h=45$ см – высота плиты;

$b=2 \cdot (10+8.5)/2=18.5$ см – средняя суммарная ширина ребер.

Величину предварительного напряжения продольной рабочей арматуры принимаем: $\sigma_{sp}=0.6 \cdot R_{sn}=0.6 \cdot 785=471$ МПа.

Длина напрягаемого стержня: $l_{ст}=555+25=580$ см=5.8 м.

Возможное отклонение предварительного напряжения:

$$\Delta\sigma_{sp} = 30 + \frac{360}{l_{ст}} = 30 + \frac{360}{5.8} = 92.1 \text{ МПа}$$

Проверяем выполнение условий:

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_{sn} \text{ и } \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} \geq 0.3 \cdot R_{sn}$$

$$471 + 92.1 = 563.1 \text{ МПа} \leq 785 \text{ МПа}$$

$$471 - 92.1 = 378.9 \text{ МПа} \geq 0.3 \cdot 785 = 235.5 \text{ МПа}$$

Условия удовлетворяются, следовательно, величина предварительного напряжения находится в допустимых пределах.

Предельное отклонение предварительного напряжения:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0.5 \cdot \frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{P_p}}\right)$$

Где $P_p=2$ – количество напрягаемых стержней (по одному в ребре).

$$\Delta\gamma_{sp} = 0.5 \cdot \frac{92.1}{471} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}}\right) = 0.17$$

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}$$

Где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры, при напряжениях, равных R_s ;

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона, при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0.0035.

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{680}{2 \cdot 10^5} = 0.0034$$

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{0.0034}{0.0035}} = 0.406$$

Коэффициент, характеризующий относительную высоту сжатой зоны:

$$\alpha_m = \frac{M \cdot \gamma_n}{b'f \cdot h_0^2 \cdot R_b \cdot \gamma_{B2}} = \frac{129205.9 \cdot 100 \cdot 0.95}{144.5 \cdot 42^2 \cdot 22 \cdot 100 \cdot 0.9} = 0.024$$

Где $h_0=h-2=45-3=42$ см.

$\alpha=0.024$, $\gamma=0.988$.

Условие $\alpha \leq \alpha_R$ удовлетворяется.

Высота сжатой зоны:

$$X = \xi \cdot h_0 = 0.024 \cdot 42 = 1 \text{ см} 5 \text{ см}$$

Следовательно, расчет сечения может производиться как прямоугольного с шириной сечения 144.5 см.

Коэффициент условий работы высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести.

$$\gamma_{s6} = \eta_1 - (\eta_1 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot \xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1.15 - (1.15 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0.024}{0.446} - 1 \right) = 1.016$$

Где $\xi_1=1.15$ – для арматуры класса Ат-800.

Площадь поперечного сечения продольной рабочей арматуры:

$$A_{sp} = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s \cdot \gamma_{s6}} = \frac{129205.9 \cdot 100 \cdot 0.95}{0.988 \cdot 42 \cdot 680 \cdot 100 \cdot 1.016} = 4.28 \text{ см}^2$$

По сортаменту подбираем 2-18 Ат-800 с площадью поперечного сечения $A_{sp}=5.09 \text{ см}^2$.

Для расчета сечений, наклонных к продольной оси, определяем коэффициенты, характеризующие работу сечения:

$$\varphi_f = 0.75 \cdot \frac{3 \cdot h'_f \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0.75 \cdot \frac{3 \cdot 5 \cdot 5}{18.5 \cdot 42} = 0.070.5$$

$$\varphi_n = \frac{0.1 \cdot P_2}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{B2}}$$

Где $P_2=0.7 \cdot A_{sp} \cdot \gamma_{sp}=0.7 \cdot 5.09 \cdot 471 \cdot 100=167817.3$

N – усилие предварительного напряжения.

$$\varphi_n = \frac{0.1 \cdot 167817.3}{1.4 \cdot 100 \cdot 18.5 \cdot 42 \cdot 0.9} = 0.17$$

$$1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0.07 + 0.17 = 1.241.5$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном (минимальная):

$$Q_b = \varphi_{B3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{b1} \cdot \gamma_{B2} \cdot b \cdot h_0 = 0.6 \cdot 1.24 \cdot 1.4 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 18.5 \cdot 42 = 72839.1 \text{ Н}$$

Где $\alpha_{b3}=0.6$ для тяжелого бетона.

$$Q_b \cdot \gamma_n = 94830 \cdot 0.95 = 90088.5 \text{ Н}$$

Расчет необходимо продолжить.

$$B = \alpha_{b2} \cdot (1 + \alpha_f + \alpha_n) \cdot R_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 1.24 \cdot 1.4 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 18.5 \cdot 42^2 \\ = 10197472.3 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Где $\alpha_{b2}=2$ для тяжелого бетона.

$$C = \frac{B}{0.5 \cdot Q} = \frac{10197472.3}{0.5 \cdot 90088.5} = 226.4 \text{ см}^2 \cdot h_0 = 2 \cdot 42 = 84 \text{ см}$$

Принимаем $C=84$ см.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_b = \frac{B}{C} = \frac{10197472.3}{84} = 121398.5 \text{ Н}$$

$$Q_b \cdot \gamma_n = 90088.5 \text{ Н}$$

Поперечная арматура по расчету не требуется. Конструктивно принимаем поперечную арматуру 4 Вр-8 с шагом:

На опорах:

$$s = \frac{h}{3} = \frac{450}{3} = 150 \text{ мм}$$

В средней части:

$$s = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 450 = 338 \text{ мм} = 33.8 \text{ см}$$

Прочность по наклонной полосе между трещинами проверяем из условия:

$$Q \leq 0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

$$\text{Где } \varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \mu_w \leq 1.3$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{32000} = 5.94$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{0.126 \cdot 2}{18.5 \cdot 15} = 9 \cdot 10^{-4}$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 5.94 \cdot 9 \cdot 10^{-4} = 1.031.3$$

$$\varphi_{b1} = (1 - 0.01 \cdot 22) \cdot 0.9 = 0.7$$

$$0.3 \cdot 1.03 \cdot 0.7 \cdot 22 \cdot 100 \cdot 18.5 \cdot 42 \cdot 0.9 = 332768.9 \text{ Н} > 90088.5 \text{ Н}$$

Прочность наклонной полосы между трещинами обеспечена.

2.4 Определение геометрических характеристик приведенного сечения плиты

Поперечное сечение плиты представлено на рис. 5.

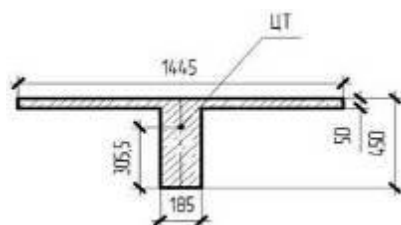


Рисунок 4 – Расчетное сечение плиты

Площадь приведенного сечения плиты:

$$A_{red} = b' \cdot h' + (h - h') \cdot b + \alpha \cdot A_{sp} = 144.5 \cdot 5 + (45 - 5) \cdot 18.5 + 5.94 \cdot 5.09 = 1492.74 \text{ см}^2$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:

$$S_{red} = b'f \cdot h'f \cdot (h - 0.5 \cdot h'f) + b \cdot (h - h'f)^2 \cdot 0.5 + A_{sp} \cdot \alpha \cdot a \\ = 144.5 \cdot 5 \cdot (45 - 0.5 \cdot 5) + 18.5 \cdot (45 - 5)^2 \cdot 0.5 + 5.09 \cdot 5.94 \cdot 3 = 45597 \text{ см}^3$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{45597}{1492.74} = 30.55 \text{ см}$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = \frac{b'f \cdot h'f^3}{12} + b'f \cdot h'f \cdot (h - y_0 - 0.5 \cdot h'f)^2 + \frac{b \cdot (h - h'f)^3}{12} + b \cdot (h - h'f) \cdot [y_0 - 0.5 \cdot (h - h'f)]^2 \\ + \alpha \cdot A_{sp} \cdot (y_0 - a) = \\ = \frac{144.5 \cdot 5^3}{12} + 144.5 \cdot 5 \cdot (45 - 30.55 - 0.5 \cdot 5)^2 + \frac{18.5 \cdot (45 - 5)^3}{12} + 18.5 \cdot \\ \cdot (45 - 5) \cdot [30.55 - 0.5 \cdot (45 - 5)]^2 + 5.94 \cdot 5.09 \cdot (30.55 - 3) = 286543.6 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления приведенного сечения по нижней зоне:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{286543.6}{30.55} = 9379.5 \text{ см}^3$$

Момент сопротивления приведенного сечения по верхней зоне:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{286543.6}{45 - 30.55} = 19830 \text{ см}^3$$

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой грани, до центра тяжести сечения:

$$r = \varphi_n \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}}$$

$$\text{Где } \varphi_n = 1.6 - \frac{\sigma_s}{R_{s,ser}}$$

$$\text{Принимаем } \frac{\sigma_b}{R_{s,ser}} = 0.75$$

$$\varphi_n = 1.6 - 0.75 = 0.85$$

$$r = 0.85 \cdot \frac{9379.5}{1492.74} = 5.34 \text{ см}$$

Расстояние от ядровой точки, наименее удаленной от растянутой грани, до центра тяжести приведенного сечения:

$$r = 0.85 \cdot \frac{19830}{1492.74} = 11.29 \text{ см}$$

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1.75 \cdot 9379.5 = 16414.1 \text{ см}^3$$

Где $\gamma=1.75$ – для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне.

Упругопластический момент сопротивления по сжатой зоне:

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1.5 \cdot 19830 = 29845 \text{ см}^3$$

Где $\gamma=1.5$ – для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне при $b_f/b \geq 2$ и $h_f/h \geq 0.2$.

2.5 Потери предварительного напряжения

Потери от релаксации напряжения в арматуре:

$$\sigma_1 = 0.03 \cdot \sigma_{sp} = 0.03 \cdot 471 = 14.13 \text{ МПа}$$

Потери от температурного перепада $y_2=0$ (изделие подвергается тепловой обработке вместе с силовой формой).

Усилие обжатия с учетом потери y_1 :

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1) \cdot A_{sp} = (471 - 14.13) \cdot 100 \cdot 5.09 = 232546.8 \text{ Н}$$

Эксцентриситет этого усилия относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$l_{op} = y_0 - a = 30.55 - 3 = 27.55 \text{ см}$$

Напряжение в бетоне при обжатии:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot l_{op} \cdot y_0}{I_{red}} = \frac{232546.8}{1492.74} + \frac{232546.8 \cdot 27.55 \cdot 30.55}{286543.6} = 838.8 \text{ Н/см}^2 = 8.4 \text{ МПа}$$

Передаточная прочность бетона должна быть не менее:

$$R_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{0.75} = \frac{8.4}{0.75} = 11.2 \text{ МПа}$$

Принимаем $R_{bp}=12 \text{ МПа}$.

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8.4}{12} = 0.7$$

$$M = \frac{g_3 \cdot 1.5 \cdot l_{np}^2}{8} = \frac{3000 \cdot 1.5 \cdot 5.45^2}{8} = 16707.7 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot l_{op} - M) \cdot y_0}{I_{red}} = \frac{232546.8}{1492.74} + \frac{(232546.8 \cdot 27.55 - 16707.7 \cdot 100) \cdot 30.55}{286543.6} = 660.7 \text{ Н/см}^2 = 6.61 \text{ МПа}$$

Сжимающее напряжение на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учетом изгибающего момента от собственного веса плиты и передаточной прочности бетона.

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{6.61}{12} = 0.550.8$$

Потери от быстро натекающей ползучести:

$$\sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0.55 = 22 \text{ МПа}$$

Итого, первые потери:

$$\sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 14.13 + 22 = 36.13 \text{ МПа}$$

Потери от усадки бетона $\sigma_b=40$ МПа.

Усилие обжатия с учетом всех первых потерь:

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los,1}) \cdot A_{sp} = (471 - 36.13) \cdot 100 \cdot 5.09 = 221348.8 \text{ Н}$$

Сжимающее напряжение на уровне центра тяжести растянутой арматуры с учетом изгибающего момента от собственного веса плиты:

$$\sigma_{bp} = \frac{232546.8}{1492.74} + \frac{(221348.8 \cdot 27.55 - 16707.7 \cdot 100) \cdot 30.55}{286543.6} = 627.8 \text{ Н/см}^2 = 6.28 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{6.28}{12} = 0.520.75$$

Потери от ползучести бетона:

$$\sigma_9 = 0.85 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \cdot 150 = 0.85 \cdot 0.52 \cdot 150 = 66.3 \text{ МПа}$$

Вторые потери:

$$\sigma_{los,2} = \sigma_b + \sigma_9 = 40 + 66.3 = 106.3 \text{ МПа}$$

Полные потери:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2} = 36.13 + 106.3 = 142.43 \text{ МПа}$$

Усилия обжатия с учетом всех потерь:

$$P_2 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = (471 - 142.43) \cdot 100 \cdot 5.09 = 167242.1 \text{ Н}$$

2.6 Расчет продольных ребер плиты по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Ядровый момент усилия обжатия:

$$M_{rp} = \gamma_{sp} \cdot P_2 \cdot (l_{op} + r) = 0.87 \cdot 167242.1 \cdot (27.55 + 5.34) = 4785515.6 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Где $\gamma_{sp}=1-\Delta\gamma_{sp}=1-0.13=0.87$ – коэффициент натяжения арматуры.

Момент образования трещин:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 2.1 \cdot 100 \cdot 14414.1 + 4785515.6 = 8232476.6 \text{ Н} \cdot \text{смМ}$$

Трещины в растянутой зоне в процессе эксплуатации образуются. Необходим расчет по раскрытию трещин. Проверку образования трещин в верхней зоне при ее обжатии проводим из условия:

$$\gamma_{sp} \cdot P_1 \cdot (l_{op} - r) - M \leq R_{btp} \cdot W'_{pl}$$

Где P_1 – усилие обжатия с учетом первых потерь;

M – изгибающий момент от собственного веса плиты;

R_{btp} – прочность бетона на растяжение к моменту передачи напряжения, соответствующая передаточной прочности бетона.

$$\gamma_{sp}=1+\Delta\gamma_{sp}=1+0.13=1.13$$

$$R_{btp} = \frac{R_{bt} \cdot R_{bp}}{R_b} = \frac{1.4 \cdot 12}{22} = 0.76 \text{ МПа}$$

$$\gamma_{sp} \cdot P_1 \cdot (l_{op} - r) - M = 1.13 \cdot 221348.8 \cdot (27.55 - 11.29) - 1670770 = 2196249 \text{ Н} \cdot \text{см} \\ = 21.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$R_{btp} \cdot W'_{pl} = 0.76 \cdot 100 \cdot 29845 = 2268220 \text{ Н} \cdot \text{см} = 22.7 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad 21.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Трещины в верхней зоне плиты при ее обжатии не образуются.

2.7 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Для изгибаемых элементов, армированных стержневой арматурой, ширина раскрытия трещин определяется по формуле:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s$$

Где φ_1 при длительном действии нагрузки – 1.4, при кратковременном – 1;

$\varphi_2=0.5$ для арматуры периодического профиля;

$\varphi_3=1$ для изгибаемых элементов;

σ_s – напряжение в продольной растянутой арматуре, определяемое по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s}$$

Где M – момент от нагрузок, учитываемых в расчете;

z_s – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента. Для элементов тавровой формы значение z_s может быть принято равным:

$$z_s = 0.8 \cdot h_0 = 0.8 \cdot 42 = 33.6 \text{ см}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s}$$

l_s – базовое расстояние между смежными нормальными трещинами:

$$l_s = 0.5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s = 0.5 \cdot \frac{1318}{5.09} \cdot 1.8 = 233 \text{ см}$$

Значение l_b должно быть не менее 10 см и не более 40 см. Принимаем $l_b=40$ см.

Где A_{bt} – площадь сечения растянутой зоны бетона.

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами:

$$\psi_s = 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{crc}}{M}$$

Непродолжительная ширина раскрытия трещин:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$$

Где a_{crc1} – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянной и временной длительной нагрузок;

a_{crc2} – от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

a_{crc3} – от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

$$\sigma_{s1} = \frac{8910750}{33.6 \cdot 5.09} = 52102 \text{ Н/см}^2 = 521 \text{ МПа}$$

$$\psi_{s1} = 1 - 0.8 \cdot \frac{8232476.6}{8910750} = 0.26$$

$$a_{\text{crc1}} = 1.4 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.26 \cdot \frac{521}{190000} \cdot 40 = 0.02 \text{ см} = 0.2 \text{ мм}$$

$$\sigma_{s2} = \frac{10859980}{33.6 \cdot 5.09} = 63500 \text{ Н/см}^2 = 635 \text{ МПа}$$

$$\psi_{s2} = 1 - 0.8 \cdot \frac{8232476.6}{10859980} = 0.39$$

$$a_{\text{crc2}} = 1 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.39 \cdot \frac{635}{190000} \cdot 40 = 0.026 \text{ см} = 0.26 \text{ мм}$$

$$\sigma_{s3} = \frac{8910750}{33.6 \cdot 5.09} = 52102 \text{ Н/см}^2 = 521 \text{ МПа}$$

$$\psi_{s3} = 1 - 0.8 \cdot \frac{8232476.6}{8910750} = 0.26$$

$$a_{\text{crc3}} = 1 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.26 \cdot \frac{521}{190000} \cdot 40 = 0.016 \text{ см} = 0.16 \text{ мм}$$

$$a_{\text{crc}} = 0.2 + 0.26 - 0.16 = 0.3 \text{ мм}$$

Допустимая ширина раскрытия трещин 0.3 мм – непродолжительная и 0.2 мм – продолжительная.

2.8 Расчет прогиба плиты

Так как деформации плиты ограничиваются эстетическими соображениями, расчет прогиба плиты проводим на действие постоянных и длительных нагрузок.

$$\varphi_m = \frac{R_{bt, \text{ser}} \cdot W_{pl}}{M_{\text{дл}}^n - M_{\text{гр}}} = \frac{2.1 \cdot 16414.1 \cdot 100}{8910750 - 4785515.6} = 0.84$$

Эксцентриситет продольной силы:

$$l_{s, \text{tot}} = \frac{M_{\text{дл}}^n}{N_{\text{tot}}} = \frac{8910750}{167242.1} = 53.3 \text{ см}$$

Где $N_{\text{tot}} = P_2 = 167242.1 \text{ Н}$.

Коэффициент, характеризующий неравномерность деформации растянутой арматуры:

$$\psi_s = 1.25 - \varphi_{is} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3.5 - 1.8 \cdot \varphi_m) \cdot \frac{l_{s, tot}}{h_0}} = 1.25 - 0.8 \cdot 0.84 - \frac{1 - 0.84^2}{(3.5 - 1.8 \cdot 0.84) \cdot \frac{53.3}{42}} = 0.461$$

Плечо внутренней пары сил $Z_1=39.5$ см.

Величина площади сжатой зоны бетона:

$$A_b = b'_f \cdot h'_f = 144.5 \cdot 5 = 722.5 \text{ см}^2$$

Кривизна оси при изгибе:

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \frac{M_{дл}^n}{h_0 \cdot Z_1} \cdot \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{sp}} + \frac{\psi_b}{v_b \cdot E_b \cdot A_b} \right) - \frac{N_{tot} \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_{sp}} = \\ &= \frac{8910750}{42 \cdot 39.5} \cdot \left(\frac{0.47}{190000 \cdot 5.09} + \frac{0.9}{0.15 \cdot 32000 \cdot 722.5} \right) - \frac{167242.1 \cdot 0.47}{42 \cdot 190000 \cdot 5.09} = \\ &= 2.07 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1} \end{aligned}$$

Прогиб от действия длительной и постоянной нагрузок:

$$f = \frac{5}{48} \cdot l_{np}^2 \cdot \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \cdot 545^2 \cdot 2.07 \cdot 10^{-5} = 0.64 \text{ см}$$

Допустимый прогиб равен 2.5 см. Прогиб плиты от действия длительной и постоянной нагрузок менее допустимого.

3. Расчет неразрезного железобетонного ригеля

Бетон ригеля тяжелый класса В20. Рабочая продольная и поперечная арматура без предварительного напряжения класса А-400. Пролет среднего ригеля принимаем равным расстоянию между гранями колонн 5.65 м (рис. 5), пролет крайнего ригеля равным расстоянию от грани колонны до центр опоры на стене 5.6 м (рис. 5). Сечение колонн принимаем 40*40 см, заделку ригеля в стену – 30 см, центра опоры посередине опорной площадки. Расчетный ригель – средний.

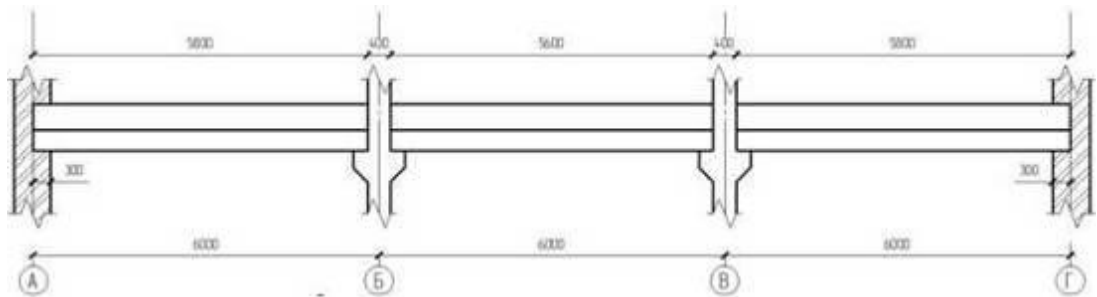


Рисунок 5

3.1 Определение нагрузки на ригель

Определяем нагрузку от собственного веса ригеля:

$$g_{св} = A_p \cdot \rho \cdot \gamma_f$$

Где $A_p=0.3625 \text{ м}^2$ – площадь сечения ригеля;

ρ – объемная масса железобетона;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

$$g_{св} = 0.3625 \cdot 2500 \cdot 1.1 \cdot 10 = 9968.75 \text{ Н/м}$$

Нагрузка на ригель:

$$g = g_1 + g_3 = 1300 + 3300 = 4600 \text{ Н/м}^2$$

Постоянная нагрузка на 1 м ригеля:

$$g_{\text{риг}} = g \cdot l_{\text{гр}} + g_{\text{св}} = 4600 \cdot 6 + 9968.75 = 37568.75 \text{ Н/м}$$

Временная нагрузка на 1 м ригеля:

$$V_{\text{риг}} = (V_1 + V_2) \cdot l_{\text{гр}} = (12000 + 3500) \cdot 6 = 93000 \text{ Н/м}$$

Суммарная нагрузка:

$$q_{\text{риг}} = g_{\text{риг}} + V_{\text{риг}} = 37568.75 + 93000 = 130568.75 \text{ Н/м} = 130.57 \text{ кН/м}$$

3.2 Статический расчет ригеля

Изгибающие моменты в сечениях ригеля:

$$M = \beta \cdot q_{\text{риг}} \cdot l_{\text{риг}}^2$$

Где β – коэффициент, зависящий от $V_{\text{риг}}/q_{\text{риг}}$ и от положения сечения. Изгибающие моменты определяем с учетом пластического перераспределения моментов.

$$\frac{V_{\text{риг}}}{g_{\text{риг}}} = \frac{93000}{37568.75} = 2.48$$

Разбиваем пролеты на пять равных частей и определяем изгибающие моменты через 1/5 пролета. По результатам расчета строим объемлющие эпюры изгибающих моментов для первого (крайнего) и второго (среднего) пролетов. Эпюры приведены на рис. 6.

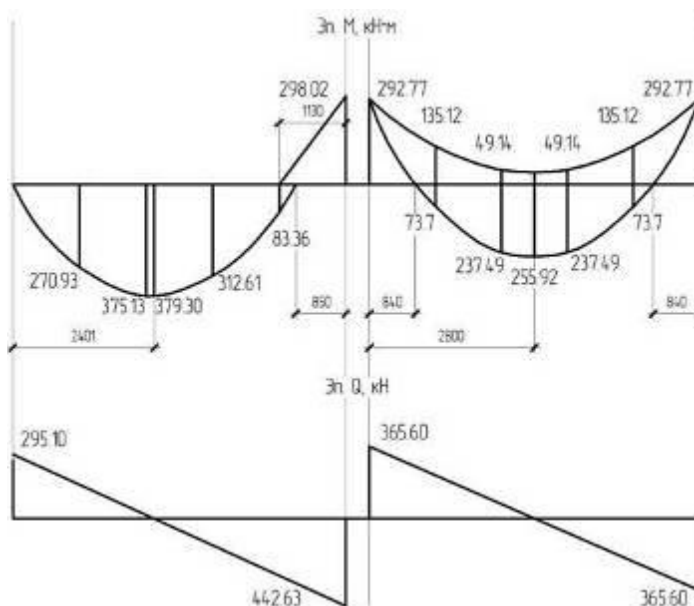


Рисунок 6. – Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил крайнего и среднего ригеля

Изгибающие моменты в первом пролете:

$$M_1 = 0.065 \cdot 130.57 \cdot 5.65^2 = 270.93 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_2 = 0.09 \cdot 130.57 \cdot 5.65^2 = 375.13 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\max 1} = 0.091 \cdot 130.57 \cdot 5.65^2 = 379.30 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_3 = 0.075 \cdot 130.57 \cdot 5.65^2 = 312.61 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_4 = 0.02 \cdot 130.57 \cdot 5.65^2 = 83.36 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{5л} = -0.0715 \cdot 130.57 \cdot 5.65^2 = -298.02 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расстояние от грани колонны до нулевой точки верхней ветви эпюры:

$$l_{\text{в}} = 0.2 \cdot 5.65 = 1.13 \text{ м}$$

Расстояние от грани колонны до нулевой точки нижней ветви эпюры:

$$l_{\text{н}} = 0.15 \cdot 5.65 = 0.85 \text{ м}$$

Поперечная сила на крайней опоре:

$$Q_0 = 0.4 \cdot 130.57 \cdot 5.65 = 295.1 \text{ кН}$$

Поперечная сила на первой промежуточной опоре слева:

$$Q_{5л} = 0.6 \cdot 130.57 \cdot 5.65 = 442.63 \text{ кН}$$

Изгибающие моменты во втором пролете:

$$M_{5п} = -0.0715 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = -292.77 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_6 = 0.018 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = 73.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_7 = 0.058 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = 237.49 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\max 2} = 0.0625 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = 255.92 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_8 = M_7 = 0.058 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = 237.49 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_9 = M_6 = 0.018 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = 73.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M'_5 = M_{5\pi} = -0.0715 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = -292.77 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M'_6 = -0.033 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = -135.12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M'_7 = -0.012 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = -49.14 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M'_8 = M'_7 = -0.012 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = -49.14 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M'_9 = M'_6 = -0.033 \cdot 130.57 \cdot 5.6^2 = -135.12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расстояние от грани колонны до нулевой точки нижней ветви эпюры:

$$l_n = 0.15 \cdot 5.6 = 0.84 \text{ м}$$

Поперечная сила на левой и правой опорах среднего пролета:

$$Q_{5\pi} = Q_{10\pi} = 0.5 \cdot 130.57 \cdot 5.6 = 365.6 \text{ кН}$$

3.3 Расчет прочности сечений ригеля

Расчет выполняем для ригеля среднего пролета. Высота ригеля задана и равна 800 мм. Сечение ригеля рассматриваем как прямоугольное 300*800 мм; площадь консольных свесов в расчет не вводят, так как они расположены близко к середине высоты ригеля, т.е. вне сжатой зоны. Рабочая высота $h_0=0.9 \cdot h=720$ мм, $a=80$ мм, $b=475$ мм.

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}$$

Где $\omega = \beta - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 11.5 = 0.758$; $\sigma_{sR} = 365$ МПа.

$$\xi_R = \frac{0.758}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.758}{1.1}\right)} = 0.62$$

Площадь поперечного сечения продольной рабочей (нижней) арматуры среднего пролета:

$$\alpha_m = \frac{M_{\max 2} \cdot \gamma_n}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b \cdot \gamma_{B2}} = \frac{255920 \cdot 100 \cdot 0.95}{30 \cdot 72^2 \cdot 11.5 \cdot 100 \cdot 0.9} = 0.151$$

$$\alpha = 0.165 \Re_{OR} = 0.62; \quad \zeta = 0.918$$

$$A_s = \frac{M_{\max 2} \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{255920 \cdot 100 \cdot 0.95}{0.918 \cdot 72 \cdot 365 \cdot 100} = 10.01 \text{ см}^2$$

По сортаменту подбираем 4х18 А-400 $A_s = 10.18 \text{ см}^2$.

Площадь поперечного сечения продольной рабочей арматуры над опорами в среднем пролете:

$$\alpha_m = \frac{M_{5\pi} \cdot \gamma_n}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b \cdot \gamma_{B2}} = \frac{292770 \cdot 100 \cdot 0.95}{30 \cdot 72^2 \cdot 11.5 \cdot 100 \cdot 0.9} = 0.173$$

$$\alpha = 0.19 \Re_{OR} = 0.62; \quad \zeta = 0.904$$

$$A_s = \frac{M_{5\pi} \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{292770 \cdot 100 \cdot 0.95}{0.904 \cdot 72 \cdot 365 \cdot 100} = 11.71 \text{ см}^2$$

По сортаменту подбираем 2х28 А-400 $A_s = 12.32 \text{ см}^2$.

Площадь поперечного сечения рабочей арматуры в верхней зоне ригеля в пролете:

$$\alpha_m = \frac{M'_7 \cdot \gamma_n}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b \cdot \gamma_{B2}} = \frac{49140 \cdot 100 \cdot 0.95}{30 \cdot 72^2 \cdot 11.5 \cdot 100 \cdot 0.9} = 0.029$$

$$\alpha = 0.03 \Re_{OR} = 0.62; \quad \zeta = 0.985$$

$$A_s = \frac{M'_7 \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{49140 \cdot 100 \cdot 0.95}{0.985 \cdot 72 \cdot 365 \cdot 100} = 1.8 \text{ см}^2$$

По сортаменту подбираем (с запасом) 2х16 А-400 $A_s = 4.02 \text{ см}^2$.

Схема расположения продольной рабочей арматуры среднего ригеля приведена на рис. 9.

Минимальная поперечная сила, которая может быть воспринята бетоном наклонного сечения:

$$Q_b = 0.6 \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot b \cdot \gamma_{B2} = 0.6 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 72 \cdot 30 \cdot 0.9 = 104976 \text{ Н}$$

Это меньше поперечных сил на всех опорах. Расчет продолжаем:

$$B = \varphi_{B2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \gamma_{B2} = 2 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 72^2 \cdot 0.9 = 251.9 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Величина проекции наиболее опасного наклонного сечения на ось элемента у средних опор:

$$C = \frac{B}{0.5 \cdot Q_{5п}} = \frac{251.9 \cdot 10^5}{0.5 \cdot 365600} = 137.8 \text{ см}$$

Для расчета наклонных сечений у всех опор принимаем $C=138$ см.
Поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_b = \frac{B}{C} = \frac{251.9 \cdot 10^5}{138} = 182536 \text{ Н}$$

Это меньше значений поперечных сил у всех опор. Необходим расчет поперечной арматуры.

По условиям сварки принимаем поперечные стержни $\square 8$ А-400.

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами у крайней опоры:

$$Q_{5w} = 0.5 \cdot Q_0 = 0.5 \cdot 295100 = 147550 \text{ Н}$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами у первой промежуточной опоры слева:

$$Q_{sw} = 0.5 \cdot Q_{5л} = 0.5 \cdot 442630 = 221315 \text{ Н}$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами у средних опор:

$$Q_{sw} = 0.5 \cdot Q_{5п} = 0.5 \cdot 365600 = 182800 \text{ Н}$$

Требуемые погонные усилия в хомутах у средних опор:

$$g_{sw} = \frac{Q_{sw}}{C} = \frac{182800}{138} = 1324.6 \text{ Н/см}$$

Шаг поперечной арматуры у средних опор:

$$S = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{g_{sw}} = \frac{285 \cdot 100 \cdot 0.503 \cdot 2}{1324.6} = 21.65 \text{ см}$$

По конструктивным требованиям шаг поперечной арматуры не должен превышать:

$$S = \frac{h}{3} = \frac{80}{3} = 26.67 \text{ см} \quad \text{на приопорных участках}$$

и $S = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 80 = 60 \text{ см} \quad \text{в средней части ригеля.}$

Окончательно шаг поперечной арматуры принимаем для среднего ригеля: на приопорных участках, равных 1.4 м, $S=20$ см. В средней части $S=60$ см. Схемы расположения поперечной арматуры приводятся на рис. 10.

Прочность по сжатой полосе между наклонными трещинами проверяем из условия:

$$Q \leq 0.3 \cdot \varphi_{bt} \cdot \varphi_{w1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

Где $\mu_w = 1 + 5 \cdot \mu \cdot m_w \leq 1.3$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{24000} = 8.33$$

$$\varphi_{bt} = 1 - 0.01 \cdot R_b = 1 - 0.01 \cdot 11.5 = 0.885$$

Для средних опор:

$$\mu_w = \frac{1.06}{30 \cdot 20} = 1.77 \cdot 10^{-3}$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 8.33 \cdot 1.77 \cdot 10^{-3} = 1.074$$

$$0.3 \cdot \varphi_{bt} \cdot \varphi_{w1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3 \cdot 0.885 \cdot 1.074 \cdot 11.5 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 72 = 708305 \text{ Н} Q_{\pi} = 365600 \text{ Н}$$

Прочность по сжатой полосе обеспечена для наклонных сечений у всех опор.

3.4 Конструирование арматуры ригеля

Для построения эпюры материалов определяем изгибающие моменты, воспринимаемые сечениями ригеля.

Средний пролет.

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением, армированным 4х18 А-400 $A_s = 10.18 \text{ см}^2$ (рис. 9 сеч. 3-3):

$$\mu = \frac{10.18}{30 \cdot 72} = 0.005$$

$$\xi = \frac{0.005 \cdot 365}{11.5 \cdot 0.9} = 0.176$$

$$\alpha_m = 0.16$$

$$M_{418} = \frac{0.16 \cdot 30 \cdot 72^2 \cdot 11.5 \cdot 0.9}{0.95 \cdot 10^3} = 271.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением, армированным 2х18
А-400 $A_s=5.09 \text{ см}^2$ (рис. 9 сеч. 4-4):

$$\mu = \frac{5.09}{30 \cdot 72} = 0.0024$$

$$\xi = \frac{0.0024 \cdot 365}{11.5 \cdot 0.9} = 0.083$$

$$\alpha_m = 0.08$$

$$M_{218} = \frac{0.08 \cdot 30 \cdot 72^2 \cdot 11.5 \cdot 0.9}{0.95 \cdot 10^3} = 135.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением, армированным 2х28
А-400 $A_s=12.32 \text{ см}^2$ - опорной арматурой (рис. 9 сеч. 4-4):

$$\mu = \frac{12.32}{30 \cdot 72} = 0.0057$$

$$\xi = \frac{0.0057 \cdot 365}{11.5 \cdot 0.9} = 0.201$$

$$\alpha_m = 0.181$$

$$M_{228} = \frac{0.181 \cdot 30 \cdot 72^2 \cdot 11.5 \cdot 0.9}{0.95 \cdot 10^3} = 306.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением, армированным 2х16
А-400 $A_s=4.02 \text{ см}^2$ (рис. 9 сеч. 3-3):

$$\mu = \frac{4.02}{30 \cdot 72} = 0.0019$$

$$\xi = \frac{0.0019 \cdot 365}{11.5 \cdot 0.9} = 0.066$$

$$\alpha_m = 0.064$$

$$M_{216} = \frac{0.064 \cdot 30 \cdot 72^2 \cdot 11.5 \cdot 0.9}{0.95 \cdot 10^3} = 108.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

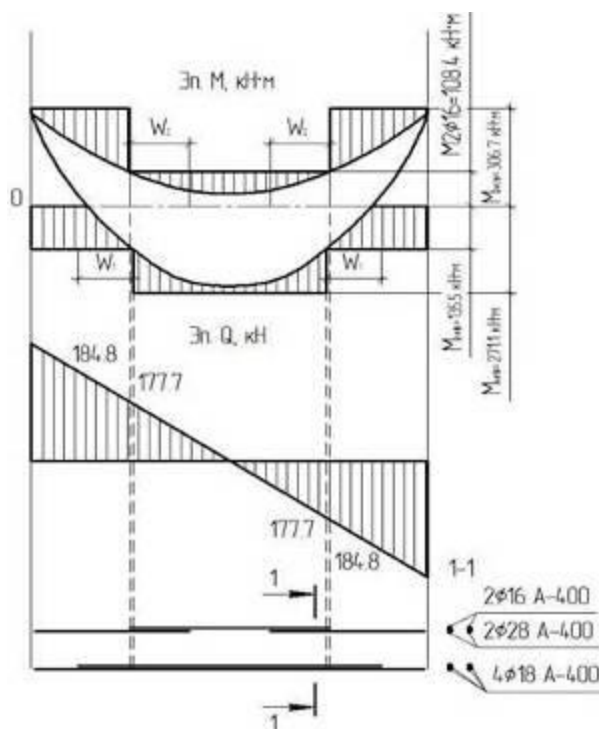


Рисунок 7

Для конструирования арматуры ригеля строим эпюры материалов. По эпюре материалов определяем величины изгибающих моментов в точках теоретического обрыва и соответствующие им значения поперечных сил Q . Определяем Q графически.

Величины поперечных сил составляют:

Величины поперечных сил в сечениях, соответствующих точкам теоретического обрыва стержней среднего ригеля:

В точке обрыва $Q_1 = 177.7$ кН

В точке обрыва $Q_2 = 184.8$ кН

Обе точки расположены на приопорном участке ригеля.

Усилия в хомутах на единицу длины:

$$g_{sw1,2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{285 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 1.01}{20} = 1295.3 \text{ Н/см}$$

Длины анкеровки обрывааемых стержней:

$$W_1 = \frac{177700}{2 \cdot 1295.3} + 5 \cdot 1.8 = 78 \text{ cm} \quad 20d = 36 \text{ cm}$$

$$W_2 = \frac{184800}{2 \cdot 1295.3} + 5 \cdot 2.8 = 85 \text{ cm} \quad 20d = 44 \text{ cm}$$

Библиографический список

1. СНиП 2.03.01-84*. Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции./ Госстрой СССР. - Москва: Стройиздат, 1989.
2. СНиП 2.01.07-85. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия./ Госстрой СССР. - Москва: Стройиздат, 1985.
3. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М.: ФГУП ЦПП, 2005.
4. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. - М.: ФГУП ЦПП, 2005.
5. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов «Железобетонные конструкции». - Москва: Стройиздат», 1985.