

1. Сбор нагрузок.

Привязка колонн в здании центральная.

Стеновые панели принимаем 3^х слойные толщиной 300 мм.

Колонны сечением 500х500 мм.

Разрезка панель на этаж.

Торцевые стены – глухие, окна по главному фасаду (Рис. 1).

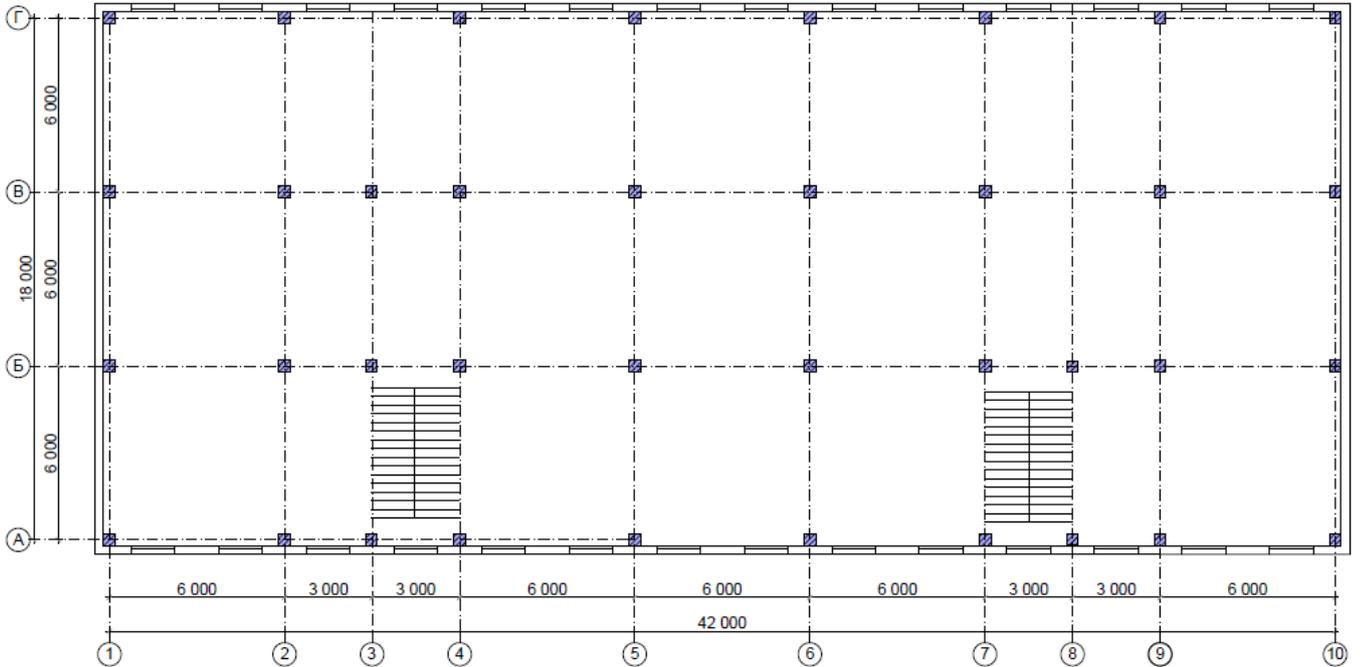
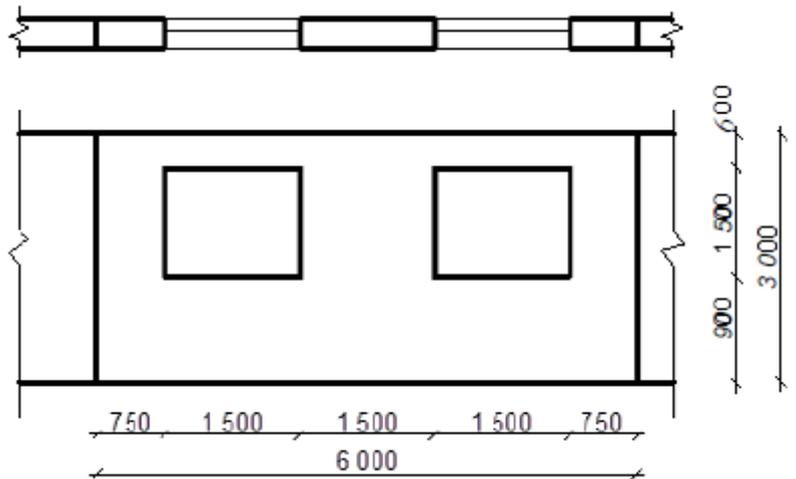
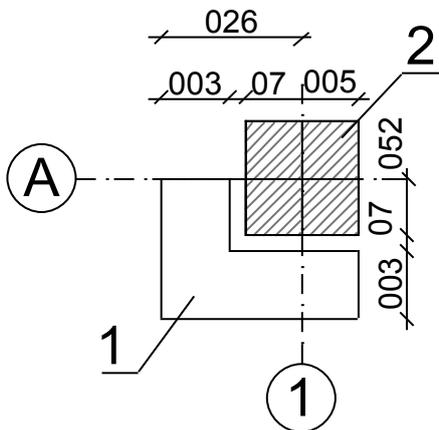


Рис.1. План типового этажа.



1-угловая панель
2-колонна

Рис.2. Разрезка на этаж.

Сбор нагрузок на 1 м² перекрытия

Таблица 1.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка кН/м ²
Постоянная нагрузка			
а) собственный вес плиты (пустотная плита)	2,5	1,1	2,75
б) пол			
- цементная стяжка t=20 мм ρ=18 кН/м ³ (0,02·18)	0,36	1,1	0,396
- паркет на мастике t=15 мм ρ=6 кН/м ³ (0,015·10)	0,09	1,3	0,117
Итого:	2,95		3,263
Полезная нагрузка	1,5	1,2	1,8
Длительная	0,525	1,2	0,63
Полная нагрузка	4,45		5,063
Постоянная и длительная	3,475		3,893

Таблица 2

Сбор нагрузок на 1 м² покрытия.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка кН/м ²
Постоянная нагрузка			
а) собственный вес плиты (пустотная плита)	2,5	1,1	2,75
б) кровля			
• гидроизоляционный ковёр t=12 мм ρ=6 кН/м ³ (0,012·6)	0,072	1,3	0,094
• цементная стяжка t=15 мм ρ=18 кН/м ³ (0,015·18)	0,27	1,1	0,297
• утеплитель t=150 мм ρ=5 кН/м ³ (0,15·5)	0,75	1,3	0,975
• пароизоляция t=5 мм ρ=6,5 кН/м ³ (0,005·6,5)	0,033	1,3	0,042
Итого:	3,62		4,158

Временная снеговая нагрузка	1,7	0,7	2,4
Длительная	0,85	0,7	1,2
Полная нагрузка	5,33		6,558
Постоянная и длительная	4,48		5,358

Нагрузка от стеновых панелей.

Нагрузка от стеновых панелей со стороны главного фасада, на первом этаже.

$$N_{ст,1эт} = \rho_{ст} \cdot h - \sum l_{ост} \cdot h_{ост} \cdot \rho_{ост} \cdot \gamma_{f1} + \sum l_{ост} \cdot h_{ост} \cdot \rho_{ост} \cdot \gamma_{f2}, \text{ где}$$

$l_1=6$ м – длина пролёта;

$h=3,0$ м – высота этажа;

$l_{ост}=1,5$ м – длина окна;

$h_{ост}=1,5$ м – высота окна;

$\rho_{ст}=2,0$ кН/м³ – плотность стены;

$\rho_{ост}=0,3$ кН/м³ – плотность стекла;

$\gamma_{f1}=1,1$; $\gamma_{f2}=1,3$ – коэффициенты надёжности.

$$N_{ст,1эт}=(3 \cdot 6 - 1,5 \cdot 1,5 \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1,1 + 2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,3 = 31,455 \text{ (кН)}.$$

Нагрузка от стеновых панелей с торцевой стороны, на первом этаже.

$$N_{ст,1эт}=3 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 1,1 = 39,6 \text{ (кН)}.$$

Нагрузка от угловой панели:

$$N_{ст,уг} = ((0,5/2 + 0,7) \cdot 2 + 0,3) \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1,1 = 6,204 \text{ (кН)}$$

Ветровая нагрузка на здание.

Нормативное значение ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих

$$w = w_m + w_p.$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли следует определять по формуле

$$w_m = w_0 k(z_e) c,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления ; $w_0=0,23$

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e ;

Для фасада:

При $0 < z < 15,71$ м $z_e=42,99$ м, $k(z_e)=0,83$;

При $15,71$ м $< z < 58,7$ м $z_e=58,7$ м, $k(z_e)=0,987$.

Для торца:

При $0 < z < 18,99$ м $z_e=18,99$ м, $k(z_e)=0,535$

При $z=39,71$ м $z_e=39,71$ м, $k(z_e)=0,796$

При $39,71 < z < 58,7$ м $z_e=58,7$ м, $k(z_e)=0,987$

c – аэродинамический коэффициент (см. 11.1.7). $c=1,4$

тогда нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки

Для фасада:

При $0 < z < 15,71$ м $w_{m1}=230 \cdot 0,83 \cdot 1,4=276,26$ Па;

При $15,71$ м $< z < 58,7$ м $w_{m2}=230 \cdot 0,987 \cdot 1,4=314,916$ Па.

Для торца:

При $0 < z < 18,99$ м $w_{m1}=230 \cdot 0,535 \cdot 1,4=172,27$ Па

При $z=39,71$ м $w_{m2}=230 \cdot 0,796 \cdot 1,4=256,312$ Па

При $39,71 < z < 58,7 \text{ м}$ $w_{m3} = 230 \cdot 0,987 \cdot 1,4 = 314,916 \text{ Па}$

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p на эквивалентной высоте z_e следует определять по формуле ,

$W_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot v \cdot \xi$, где

$\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый для эквивалентной высоты z_e ;

Для фасада:

При $0 < z < 15,71 \text{ м}$ $z_e = 42,99 \text{ м}$, $\zeta(z_e) = 1,242$;

При $15,71 \text{ м} < z < 58,7 \text{ м}$ $z_e = 58,7 \text{ м}$, $\zeta(z_e) = 1,148$.

Для торца:

При $0 < z < 18,99 \text{ м}$ $z_e = 18,99 \text{ м}$, $\zeta(z_e) = 1,528$

При $z = 39,71 \text{ м}$ $z_e = 39,71 \text{ м}$, $\zeta(z_e) = 1,264$

При $39,71 < z < 58,7 \text{ м}$ $z_e = 58,7 \text{ м}$, $\zeta(z_e) = 1,148$

v – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

Для фасада $v = 0,645$

Для торца $v = 0,711$

ξ – коэффициент динамичности, определяемый в зависимости от параметра логарифмического декремента колебаний ($\delta = 0,3$) и параметра ε_1 ;

$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{\gamma_f \cdot k(z_{эк}) \cdot \omega_0}}{940 \cdot f_1} = \frac{\sqrt{1,4 \cdot 0,987 \cdot 230}}{940 \cdot 1 / (0,021 \cdot 58,7)} = 0,023,$$

w_0 (Па) – нормативное значение давления ветра ;

$k(z_{эк})$ – коэффициент, учитывающий изменение давления ветра для высоты $z_{эк}$;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Для зданий и сооружений $z_{эк} = 0,7h = 0,7 \cdot 58,7 = 41,09 \text{ м}$, где h – высота сооружений; $\xi = 1,35$.

Тогда нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки:

Для фасада:

При $0 < z < 15,71 \text{ м}$ $w_{p1} = 276,26 \cdot 1,242 \cdot 1,35 \cdot 0,645 = 298,767 \text{ Па}$;

При $15,71 \text{ м} < z < 58,7 \text{ м}$ $w_{p2} = 314,916 \cdot 1,148 \cdot 1,35 \cdot 0,645 = 314,84 \text{ Па}$.

Для торца:

При $0 < z < 18,99 \text{ м}$ $w_{p1} = 172,27 \cdot 1,528 \cdot 1,35 \cdot 0,711 = 252,66 \text{ Па}$;

При $z = 39,71 \text{ м}$ $w_{p2} = 256,312 \cdot 1,264 \cdot 1,35 \cdot 0,711 = 310,971 \text{ Па}$;

При $39,71 < z < 58,7 \text{ м}$ $w_{p3} = 314,916 \cdot 1,148 \cdot 1,35 \cdot 0,711 = 347,008 \text{ Па}$.

Нормативное значение ветровой нагрузки:

Для фасада:

При $0 < z < 15,71 \text{ м}$ $w_1 = 298,767 + 276,26 = 575,027 \text{ Па}$;

При $15,71 \text{ м} < z < 58,7 \text{ м}$ $w_2 = 314,916 + 314,84 = 629,756 \text{ Па}$

Для торца:

При $0 < z < 18,99 \text{ м}$ $w_1 = 252,66 + 172,27 = 424,93 \text{ Па}$;

При $z = 39,71 \text{ м}$ $w_2 = 310,971 + 256,312 = 567,283 \text{ Па}$;

При $39,71 < z < 58,7 \text{ м}$ $w_3 = 347,008 + 314,916 = 661,924 \text{ Па}$.

Расчетная нагрузка по высоте здания:

Для фасада:

При $0 < z < 15,71 \text{ м}$ $w_1 = 575,027 \cdot 42,99 \cdot 1,4 = 34608,575 \text{ Па} = 34,61 \text{ кПа}$;

При $15,71 \text{ м} < z < 58,7 \text{ м}$ $w_2 = 629,756 \cdot 42,99 \cdot 1,4 = 37902,495 \text{ Па} = 37,9 \text{ кПа}$

Для торца:

При $0 < z < 18,99\text{ м}$ $w_1 = 424,93 \cdot 18,99 \cdot 1,4 = 11,297\text{ кПа}$;

При $z = 39,71\text{ м}$ $w_2 = 567,283 \cdot 18,99 \cdot 1,4 = 15,082\text{ кПа}$;

При $39,71 < z < 58,7\text{ м}$ $w_3 = 661,924 \cdot 18,99 \cdot 1,4 = 17,598\text{ кПа}$.

При расчете сложных многоэтажных систем фактическую ветровую нагрузку приводят к эквивалентной трапеции таким образом, чтобы площадь нормативной и приведенной фигур были одинаковыми, и центры тяжести обеих фигур располагались на одном уровне.

$x_0 = S/A$, где S – статический момент инерции фактической фигуры относительно земли, A – площадь фактической фигуры.

$$x_{0\phi} = \frac{34,61 \cdot 15,71 \cdot 15,71 / 2 + 37,9 \cdot 42,99 \cdot (15,71 + 42,99 / 2)}{37,9 \cdot 42,99 + 34,61 \cdot 15,71} = 29,861\text{ м},$$

$$x_{0\tau} = \frac{11,297 \cdot 18,99 \cdot 18,99 / 2 + (11,297 + 15,082) / 2 \cdot (39,7 - 18,99) \cdot (18,99 + (39,7 - 18,99) / 2) + 17,598 \cdot (58,7 - 39,7) \cdot (39,7 + (58,7 - 39,7) / 2)}{(58,7 - 39,7) \cdot 17,598 + 11,297 \cdot 18,99 + (11,297 + 15,082) / 2 \cdot (39,7 - 18,99)} = 32,236\text{ м}.$$

Определим параметры эквивалентной трапеции по формулам:

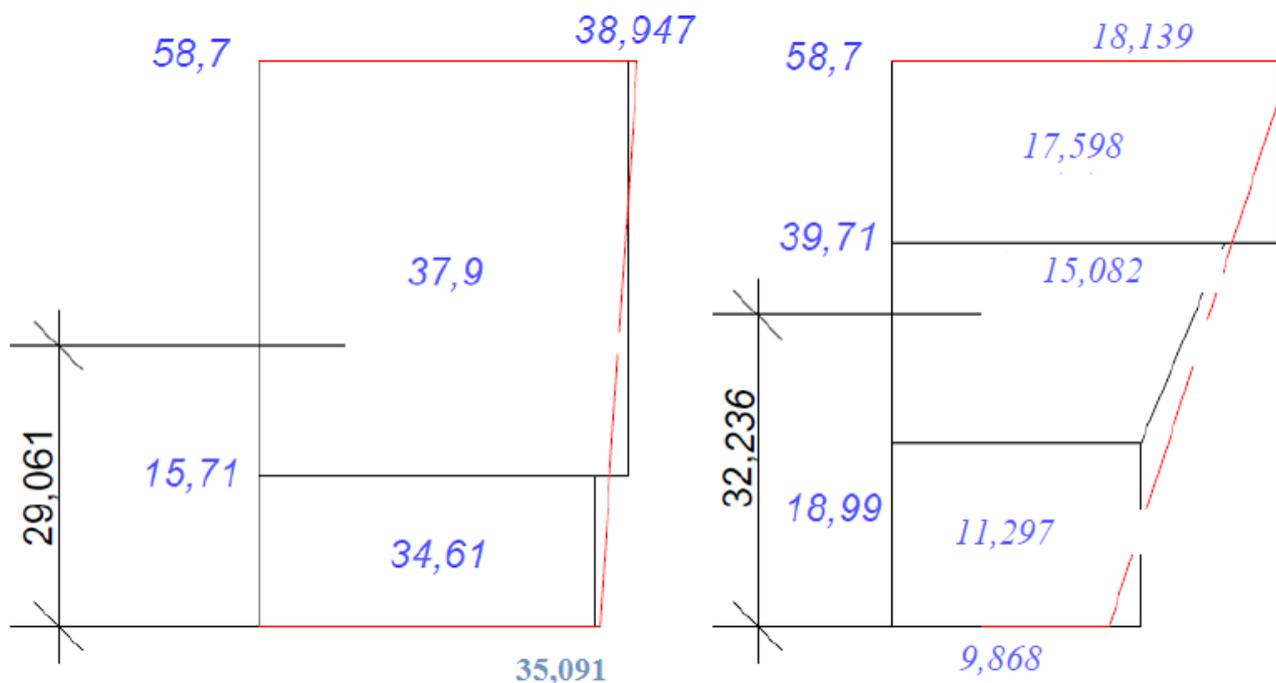
$$a = \frac{2H - 3x_0}{3x_0 - H}, q = \frac{2A}{(a+1)H}$$

Для фасада:

$$a_\phi = \frac{2 \cdot 58,7 - 3 \cdot 29,861}{3 \cdot 29,861 - 58,7} = 0,901, q_\phi = \frac{2 \cdot 2173}{(0,901 + 1)58,7} = 38,947\text{ кН / м}$$

Для торца:

$$a_m = \frac{2 \cdot 58,7 - 3 \cdot 32,236}{3 \cdot 32,236 - 58,7} = 0,544, q_\tau = \frac{2 \cdot 822,002}{(0,544 + 1)58,7} = 18,139\text{ кН / м}$$



2. Предварительный расчет количества диафрагм.

Количество диафрагм параллельных соответствующей оси, вычисляется по формуле: $n_{y\epsilon} = \frac{M_{y\epsilon}}{M_{np}}$, где

$M_{y(z)}$ – изгибающий момент от внешней нагрузки, действующий на целостную пространственную несущую систему в плоскости YOX или ZOX.

$M_{y\epsilon} = M_{y\epsilon}^0 \cdot k_{\text{вн}} + 0,001 \cdot H \cdot \sum P$, где

$M_{y\epsilon}^0$ – консольный изгибающий момент, действующий на всю несущую систему в соответствующей плоскости от горизонтальной нагрузки;

$M_{y\epsilon}^0 = \frac{q \cdot x^2}{2} \left(1 + \frac{a-1}{3H} \cdot x \right)$, где

q – интенсивность ветровой нагрузки в уровне верха здания;

Для предварительного расчета $\chi = H = 58,7$ м.

$k_{\text{вн}} = 1,2$ – коэффициент, учитывающий внецентренное приложение вертикальной нагрузки;

$\sum P$ – суммарная вертикальная нагрузка с учетом веса конструкций и временных нагрузок, собранная со всех этажей в пределах плана здания.

$\sum P = q_{\text{пер}} \cdot L_1^* \cdot L_2^* - 1 + q_{\text{пок}} \cdot L_1^* \cdot L_2^* + n \cdot N_{\text{см,1эм,ф}} \cdot n1^* + n \cdot N_{\text{см,1эм,т}} \cdot n2^* + n \cdot N_{\text{см,1эм,у}} \cdot 4$, где

$q_{\text{пер}} = q_{\text{пер}}^{\text{const}} + q_{\text{пер}}^{\text{полн}} \cdot \psi_{n3} = 3,263 + 1,8 \cdot 0,495 = 4,154$ – полная расчетная нагрузка на перекрытие здания в плане;

$q_{\text{пок}} = q_{\text{пок}}^{\text{const}} + q_{\text{пок}}^{\text{полн}} \cdot \psi_{n3} = 4,158 + 2,4 \cdot 0,495 = 5,346$ – полная расчетная нагрузка на покрытие здания в плане;

L_1^* , L_2^* – размеры здания в плане;

$\psi_{n3} = 0,495$ – коэф., который зависит от количества этажей;

$n = 19$ – количество этажей;

$n1 = 16$ – количество ячеек стеновых панелей по периметру здания фасада;

$n2 = 6$ – количество ячеек стеновых панелей по периметру здания торца;

$N_{\text{см,1эм,ф}}$ – нагрузка от стеновых панелей фасада;

$N_{\text{см,1эм,т}}$ – нагрузка от стеновых панелей торца;

$N_{\text{см,1эм,у}}$ – нагрузка от угловых панелей;

M_{np} – предельный изгибающий момент, воспринимающий горизонтальное сечение одной плоской диафрагмы

$M_{np} = \frac{B}{H} \cdot 0,005$, где

B – изгибная жесткость диафрагмы с учетом податливости связей сдвига, определяется в направлении большей жесткости

$B = k_{\text{def}} \cdot \chi \cdot E_{\text{с1}} \cdot J$, где

k_{def} – коэффициент условия работы связей сдвига,

$k_{\text{def}} = (2,6\beta - 1,3) / (2 + 3\beta) = 0,77$, где

$\beta = H/l = 58,7/6 = 9,783$ – относительная высота столба диафрагмы;

χ – коэффициент, учитывающий податливость горизонтальных швов

$$\chi = \frac{1}{1 + \frac{h_2 \cdot E_{B1} \cdot A_{B1}}{h_1 \cdot E_{B2} \cdot A_{B2}}} = \frac{1}{1 + \frac{0,015 \cdot 34 \cdot 10^3}{2,987 \cdot 20 \cdot 10^3}} = 0,9915, \text{ где}$$

$h_2=0,015$ – суммарная высота растворных швов в пределах первого этажа;

$h_1 = h_{sm} - h_2 = 3 - 0,015 = 2,985$ м – высота стенки диафрагмы в пределах этажа;

$E_{B1}=34 \cdot 10^3$ МПа – модуль упругости стенки диафрагмы жесткости, бетон тяжелый В-45, подвергнутый тепловой обработке;

$E_{B2}=20 \cdot 10^3$ МПа – модуль упругости бетона шва, бетон мелкозернистый В-20, подвергнутый тепловой обработке;

$A_{B1}=A_{B2}$ – площадь соответственно диафрагмы жесткости и растворного шва;

J – момент инерции диафрагмы относительно оси 1-1.

$$J_d = \frac{\delta_d \cdot l^3}{12} = \frac{0,22 \cdot 6^3}{12} = 3,96 \text{ м}^4.$$

Изгибная жесткость диафрагмы:

$$B = k_{def} \cdot \chi \cdot E_{B1} \cdot J = 0,77 \cdot 0,9915 \cdot 34 \cdot 10^3 \cdot 3,96 = 102795,238 \text{ МПа}$$

Предельно допустимый момент:

$$M_{np} = \frac{B}{H} \cdot 0,005 = \frac{102795,238 \cdot 10^3}{58,7} \cdot 0,005 = 8755,983 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Относительно оси Y:

$$M_y = M_y^0 \cdot k_{\sigma} + 0,001 \cdot H \cdot \Sigma P = 64885,36 \cdot 1,2 + 0,001 \cdot 58,7 \cdot 75117,43 = 82271,82 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ где}$$

$$M_y^0 = \frac{q \cdot x^2}{2} \left(1 + \frac{a-1}{3H} \cdot x \right) = \frac{38,947 \cdot 58,7^2}{2} \cdot \left(1 + \frac{0,901-1}{3} \right) = 64885,36 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\Sigma P = 4,154 \cdot 42 \cdot 18 \cdot (9-1) + 5,346 \cdot 42 \cdot 18 + 16 \cdot 31,455 \cdot 19 + 6 \cdot 19 \cdot 39,6 + 4 \cdot 19 \cdot 6,204 = 75117,43 \text{ кН}$$

Количество диафрагм относительно оси Y:

$$n_y = \frac{82271,82}{8755,983} \approx 10 \text{ шт.}$$

Относительно оси Z:

$$\Sigma P = 4,154 \cdot 42 \cdot 18 \cdot (9-1) + 5,346 \cdot 42 \cdot 18 + 16 \cdot 31,455 \cdot 19 + 6 \cdot 19 \cdot 39,6 + 4 \cdot 19 \cdot 6,204 = 75117,43 \text{ кН}$$

$$M_z^0 = \frac{q \cdot x^2}{2} \left(1 + \frac{a-1}{3H} \cdot x \right) = 18,139 \cdot \frac{41,063 \cdot 58,7^2}{2} \cdot \left(1 + \frac{0,544-1}{3} \right) = 26500,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_z = M_z^0 \cdot k_{\sigma} + 0,001 \cdot H \cdot \Sigma P = 36210 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$n_z = \frac{36210}{8755,983} \approx 5 \text{ шт.}$$

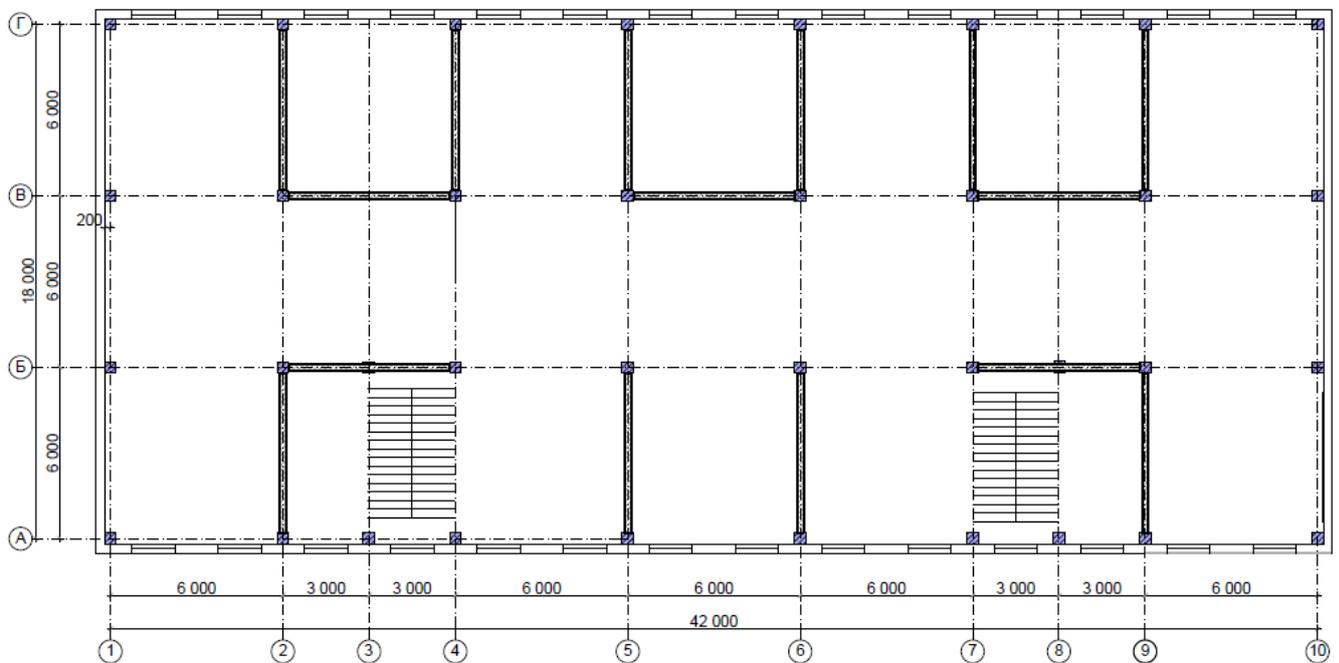
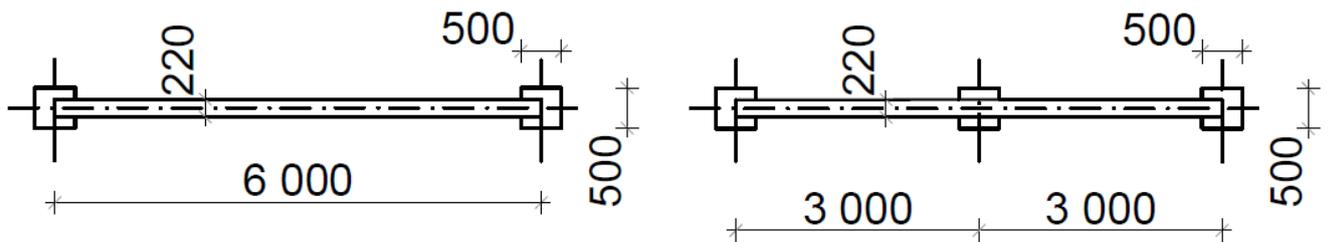


Рис.4. Расположение диафрагм жесткости в здании.

Вычисляем жесткость диафрагмы с учетом колонн:



$$b_k = h_k = 0,5 \text{ м};$$

$$\delta_d = 0,22 \text{ м};$$

$$l_d = l - h_k = 6 - 0,5 = 5,5 \text{ м}.$$

Для варианта без колонны посередине:

$$J_1 = \frac{\delta_d \cdot l_d^3}{12} + 2 \left(\frac{b_k \cdot h_k^3}{12} + b_k \cdot h_k \left(\frac{l}{2} \right)^2 \right) = \frac{0,22 \cdot 5,5^3}{12} + 2 \left(\frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} + 0,5 \cdot 0,5 \left(\frac{6}{2} \right)^2 \right) = 7,561 \text{ м}^4$$

Для варианта с колонной посередине:

$$J_1 = 2 \left(\frac{\delta_d \cdot 2,5^3}{12} + \delta_d \cdot 2,5 \cdot 1,5^2 \right) + 2 \left(\frac{b_k \cdot h_k^3}{12} + b_k \cdot h_k \left(\frac{l}{2} \right)^2 \right) + \frac{b_k \cdot h_k^3}{12} =$$

$$2 \left(\frac{0,22 \cdot 2,5^3}{12} + 0,22 \cdot 2,5 \cdot 1,5^2 \right) + 2 \left(\frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} + 0,5 \cdot 0,5 \left(\frac{6}{2} \right)^2 \right) + \frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} = 7,564 \text{ м}^4$$

3. Определение вертикальных нагрузок, действующих на диафрагму.

Определение центра жесткости здания.

Определяем положение центра тяжести относительно фиктивных осей, проходящих через центр плана.

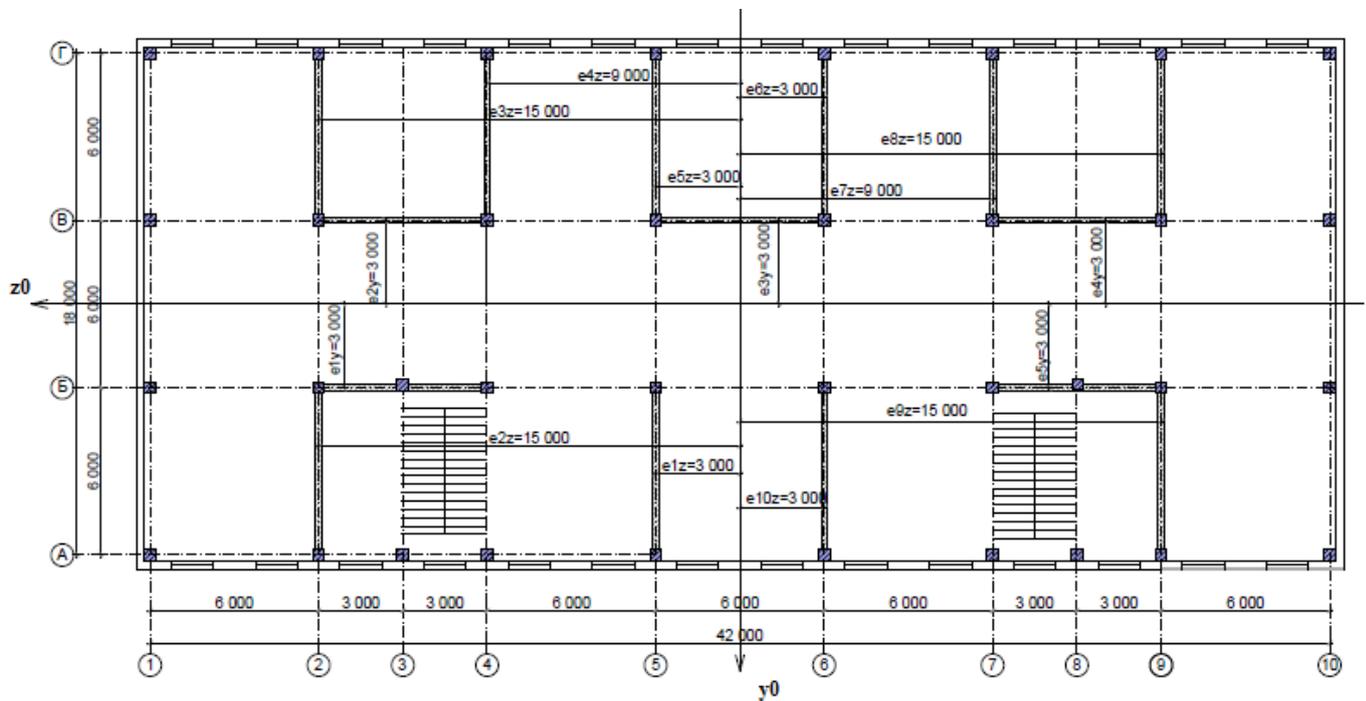


Рис.5. Расположение фиктивных осей.

$$e_y = \frac{\sum_z B_{iy} \cdot l_{iy}}{\sum_z B_{iz}}; \quad e_z = \frac{\sum_y B_{iz} \cdot l_{iz}}{\sum_y B_{iy}}, \quad \text{где}$$

$l_{iy} \in \text{м}$ - расстояние между центром тяжести сечения i -ой диафрагмы параллельно оси Y или Z до геометрического центра плана вдоль оси Y или Z ;

$B_{iy} \in \text{кН} \cdot \text{м}^2$ - изгибная жесткость i -ой диафрагмы относительно оси Y или Z ;

$$B_{(2,3,4)y} = B_{(2,3,4)z} = k_{def} \cdot \chi \cdot E_{b1} \cdot J_1 = 0,77 \cdot 0,9915 \cdot 34 \cdot 10^6 \cdot 7,561 = 196264430,67 \text{ (кН} \cdot \text{м}^2 \text{)}$$

$$B_{(1,5)y} = B_{(1,5)z} = k_{def} \cdot \chi \cdot E_{b1} \cdot J_1 = 0,77 \cdot 0,9915 \cdot 34 \cdot 10^6 \cdot 7,564 = 196342303,08 \text{ (кН} \cdot \text{м}^2 \text{)}$$

$$e_y = \frac{196264430,67 \cdot (-3 - 3 - 3) + 196342303,08(3 + 3)}{196264430,67 \cdot 3 + 196342303,08 \cdot 2} = -0,599 \text{ м}$$

$$e_z = 0$$

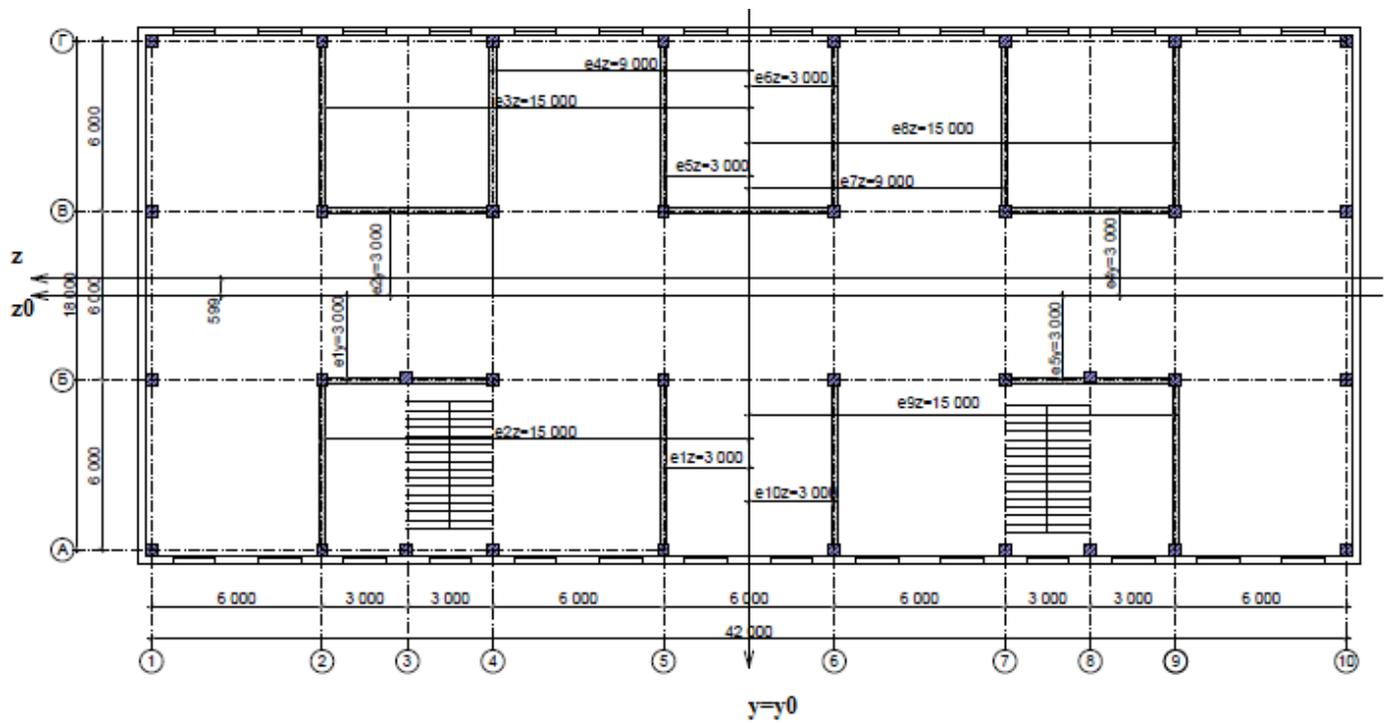


Рис.6. Расположение основных осей.

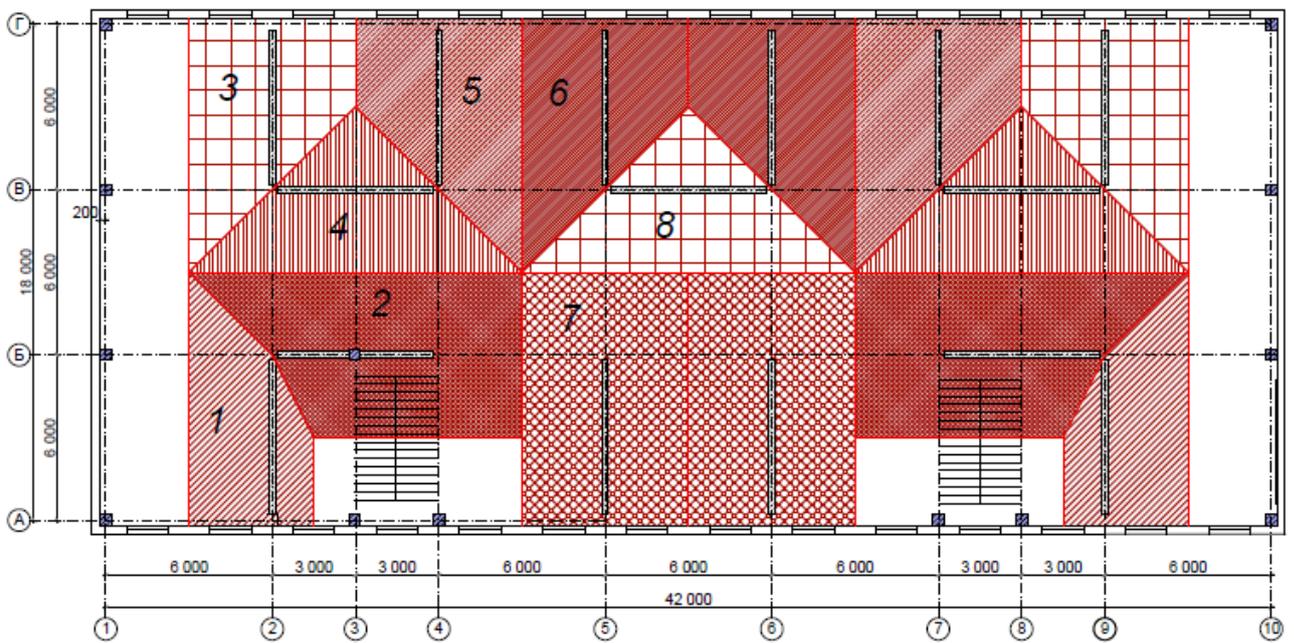
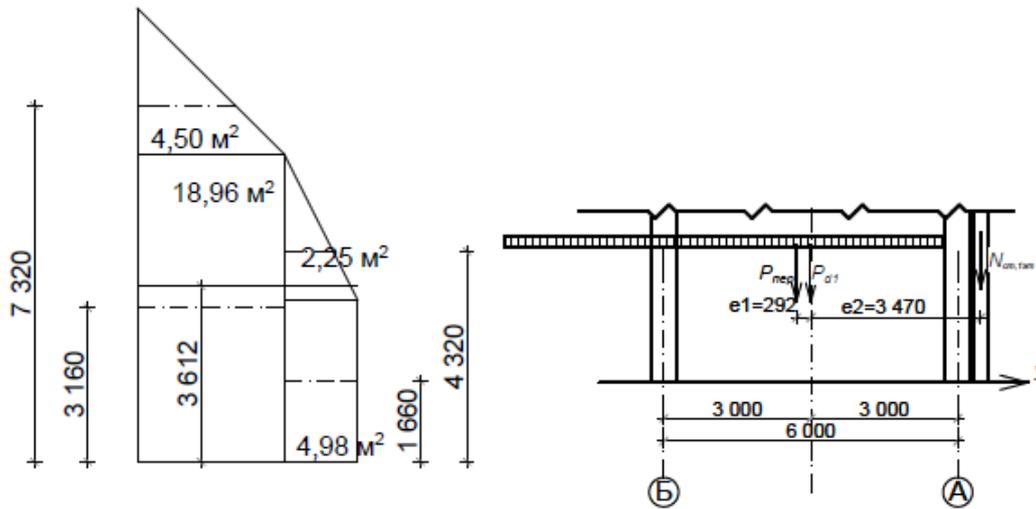


Рис.7. Вертикальные нагрузки на диафрагму.

Рассмотрим диафрагму типа 1.



$$S_{cp} = 30,69 \text{ м}^2$$

Нагрузка от перекрытия.

$$N_{пер} = G_{1,эм} + \varphi_3 \left(\psi_l \cdot q_l + \psi_{sh} \cdot q_{sh} \right) \cdot L_{cp} \cdot l, \text{ где}$$

$$G_{1,эм} = q_{пер}^{cons} \cdot S_{cp} = 3,263 \cdot 30,69 = 100,141 \text{ (кН)};$$

q_l, q_{sh} – длительная и кратковременная нагрузка

$$q_l = 0,63 \text{ (кН/м}^2\text{)}, q_{sh} = q_{ном} - q_l = 5,063 - 0,63 = 4,433 \text{ (кН/м}^2\text{)};$$

ψ_l, ψ_{sh} – коэффициенты сочетания для длительной и кратковременной нагрузок для второго основного сочетания;

$$\psi_l = 0,95; \quad \psi_{sh} = 0,9.$$

$$N_{пер} = 100,141 + 0,495 \cdot \left(0,95 \cdot 0,63 + 0,9 \cdot 4,433 \right) \cdot 30,69 = 169,843 \text{ (кН)};$$

Нагрузка от покрытия.

$$N_{пок} = 127,609 + 0,495 \left(0,95 \cdot 1,2 + 0,9 \cdot 5,358 \right) \cdot 30,69 = 218,184 \text{ (кН)};$$

$$G_{1,эм} = q_{пок}^{cons} \cdot S_{cp} = 4,158 \cdot 30,69 = 127,609 \text{ (кН)};$$

$$q_l = 1,2 \text{ (кН/м}^2\text{)}, q_{sh} = q_{ном} - q_l = 6,558 - 1,2 = 5,358 \text{ (кН/м}^2\text{)};$$

Погонная вертикальная нагрузка.

$$P_i^0 = \frac{N_{см,1эм} \cdot n + N_{пер} \left(q - 1 \right) \cdot N_{пок} + P_{d1} \cdot n}{H_1}, \text{ где}$$

P_{d1} – собственный вес диафрагмы,

$$P_{d1} = \rho_{жс/б} \cdot \gamma_f \cdot h_{эм} \cdot \left(\delta_d \cdot \left(B_d - 2h_k \right) \cdot 2h_k \cdot b_k \right) = 25 \cdot 1,1 \cdot 3 \cdot \left(0,22 \cdot \left(6,5 - 2 \cdot 0,5 \right) \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \right) = 141,075 \text{ (кН)};$$

$$H_1 = 57 \text{ м}$$

$$P_1^0 = \frac{31,455 \cdot 19 + 169,843 \left(9 - 1 \right) \cdot 218,184 + 141,075 \cdot 19}{57} = 114,973 \text{ кН}$$

Эквивалентный погонный момент.

$$m_{iy}^{e0} = \frac{N_{cm,1эм} \cdot n \cdot e_1 + (N_{неп} \cdot (9-1) + N_{покp}) \cdot e_i}{H_1}, \text{ где}$$

$$e_1 = \frac{B_d}{2} + \delta_3 + \frac{\delta_{cm}}{2} = \frac{6,5}{2} + 0,07 + \frac{0,3}{2} = 3,47,$$

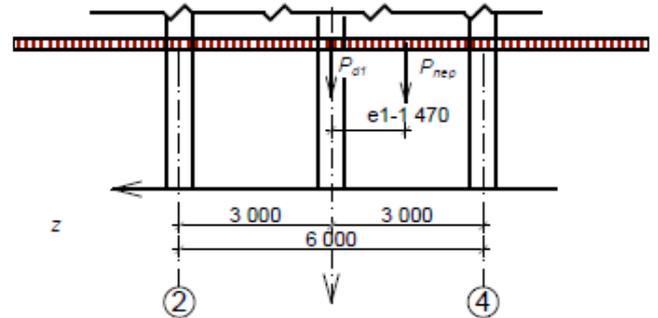
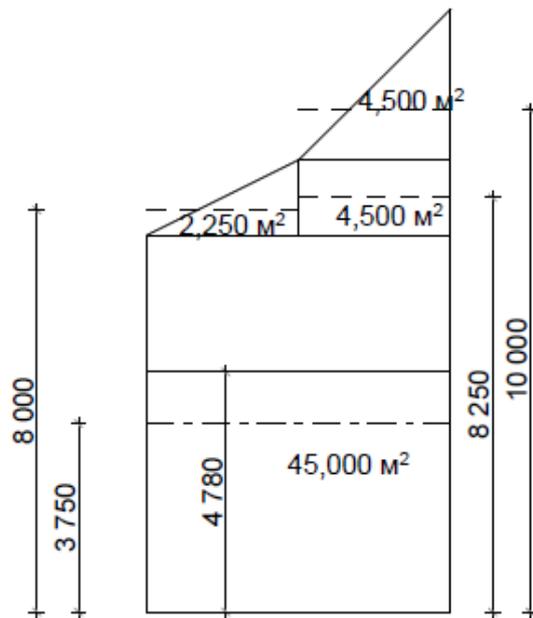
$$e_2 = \frac{3 \cdot 6,32 \cdot 3,16 + 1,5 \cdot 3,32 \cdot 1,66 + 2,25 \cdot 4,32 + 4,5 \cdot 7,32}{30,69} - 3,32 = 0,292$$

$$m_{1y}^{e0} = \frac{-31,455 \cdot 19 \cdot 3,47 + (69,843 \cdot (9-1) + 218,184) \cdot 0,292}{57} = -19,604 \text{ (Н} \cdot \text{м)}$$

Общий эксцентриситет приложения нагрузки:

$$e_{1y}^0 = \frac{m_{1y}^{e0}}{P_{1y}^0} = \frac{-19,604}{114,973} = -0,171 \text{ (м)}$$

Рассмотрим диафрагму типа 2.



$$S_{zp} = 56,25 \text{ м}^2$$

Нагрузка от перекрытия.

$$N_{неп} = G_{1,эм} + \psi_l \cdot q_l + \psi_{sh} \cdot q_{sh} \cdot L_{zp} \cdot l, \text{ где}$$

$$G_{1,эм} = q_{неп}^{cons} \cdot S_{zp} = 3,263 \cdot 56,25 = 183,544 \text{ (Н)}$$

q_l, q_{sh} — длительная и кратковременная нагрузка

$$q_l = 0,63 \text{ (Н/м}^2), q_{sh} = q_{ном} - q_l = 5,063 - 0,63 = 4,433 \text{ (Н/м}^2)$$

ψ_l, ψ_{sh} — коэффициенты сочетания для длительной и кратковременной нагрузок для второго основного сочетания;

$$\psi_l = 0,95; \psi_{sh} = 0,9.$$

$$N_{неп} = 183,544 + 0,495 \cdot (0,95 \cdot 0,63 + 0,9 \cdot 4,433) \cdot 56,25 = 311,296 \text{ (Н)}$$

Нагрузка от покрытия.

$$N_{пок} = 233,888 + 0,495 \cdot (0,95 \cdot 1,2 + 0,9 \cdot 5,358) \cdot 56,25 = 218,184 \text{ (Н)}$$

$$G_{1,эм} = q_{пок}^{cons} \cdot S_{zp} = 4,158 \cdot 56,25 = 233,888 \text{ (Н)}$$

$$q_l = 1,2 \left(\frac{H}{M^2} \right), q_{sh} = q_{ном} - q_l = 6,558 - 1,2 = 5,358 \left(\frac{H}{M^2} \right);$$

Погонная вертикальная нагрузка.

$$P_i^0 = \frac{N_{см,1эм} \cdot n + N_{пер} \cdot (9-1) + N_{пок} + P_{d1} \cdot n}{H_1}, \text{ где}$$

P_{d1} – собственный вес диафрагмы,

$$P_{d1} = \rho_{ж/б} \cdot \gamma_f \cdot h_{эм} \cdot (\delta_d \cdot (B_d - 2h_k) + 2h_k \cdot b_k) =$$

$$25 \cdot 1,1 \cdot 3 \cdot (0,22 \cdot (6,5 - 2 \cdot 0,5 - 0,5) + 3 \cdot 0,5 \cdot 0,5) = 152,625 \text{ (кН)}$$

$$H_1 = 57 \text{ м}$$

$$P_2^0 = \frac{0 + 169,843 \cdot (9-1) + 218,184 + 152,625 \cdot 19}{57} = 156,195 \text{ кН}$$

Эквивалентный погонный момент.

$$m_{2z}^{e0} = \frac{N_{см,1эм} \cdot n \cdot e_1 + N_{пер} \cdot (9-1) + N_{пок} + P_{d1} \cdot n}{H_1} \cdot e_i, \text{ где}$$

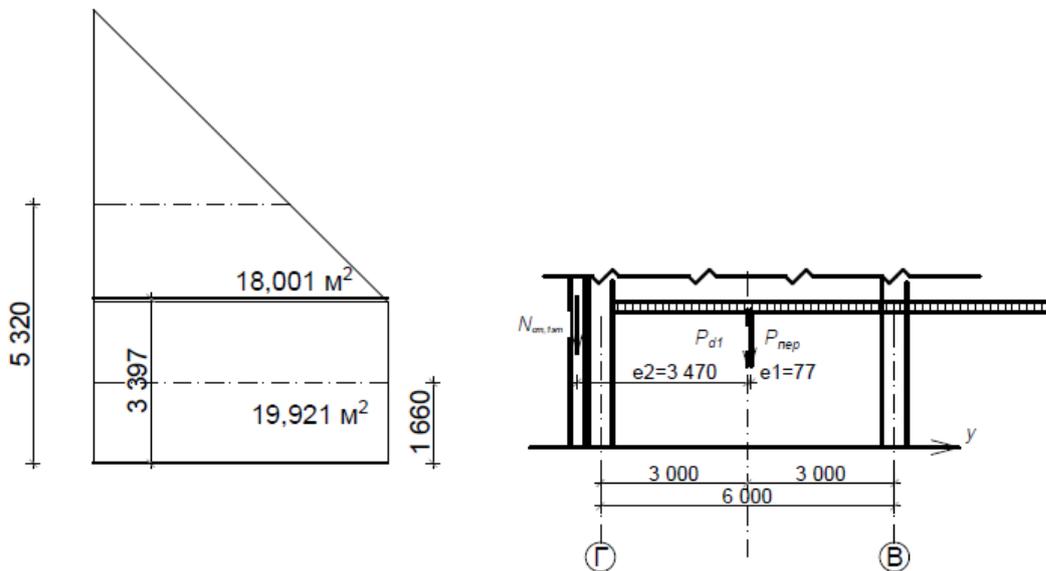
$$e_1 = 0, e_2 = 6 - \frac{6 \cdot 7,5 \cdot 3,75 + 1,5 \cdot 3,32 \cdot 8,25 + 3 \cdot 0,75 \cdot 8 + 4,5 \cdot 10}{30,69} = 1,23$$

$$m_{2z}^{e0} = \frac{0 + (69,843 \cdot (9-1) + 218,184) \cdot 1,23}{57} = 128,49 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

Общий эксцентриситет приложения нагрузки:

$$e_{2z}^0 = \frac{m_{2z}^{e0}}{P_{2z}^0} = \frac{128,49}{156,195} = 0,823 \text{ м}$$

Рассмотрим диафрагмы типа 3,5,6.



$$S_{cp} = 37,92 \text{ м}^2$$

Нагрузка от перекрытия.

$$N_{пер} = G_{1,эм} + \varphi_3 \cdot (q_l \cdot q_l + \varphi_{sh} \cdot q_{sh}) \cdot L_{cp} \cdot l, \text{ где}$$

$$G_{1,эм} = q_{пер}^{cons} \cdot S_{cp} = 3,263 \cdot 37,92 = 123,733 \text{ (кН)}$$

q_l, q_{sh} – длительная и кратковременная нагрузка

$$q_l = 0,63 \left(\frac{\text{H}}{\text{M}^2} \right), q_{sh} = q_{ном} - q_l = 5,063 - 0,63 = 4,433 \left(\frac{\text{H}}{\text{M}^2} \right)$$

ψ_l, ψ_{sh} – коэффициенты сочетания для длительной и кратковременной нагрузок для второго основного сочетания;

$$\psi_l = 0,95; \quad \psi_{sh} = 0,9.$$

$$N_{nep} = 123,733 + 0,495 \cdot (0,95 \cdot 0,63 + 0,9 \cdot 4,433) \cdot 37,92 = 209,855 \text{ (кН)}$$

Нагрузка от покрытия.

$$N_{пок} = 157,671 + 0,495 (0,95 \cdot 1,2 + 0,9 \cdot 5,358) \cdot 37,92 = 269,584 \text{ (кН)}$$

$$G_{1,эм} = q_{пок}^{cons} \cdot S_{эп} = 4,158 \cdot 37,92 = 157,671 \text{ (кН)}$$

$$q_l = 1,2 \left(\frac{\text{H}}{\text{M}^2} \right), q_{sh} = q_{ном} - q_l = 6,558 - 1,2 = 5,358 \left(\frac{\text{H}}{\text{M}^2} \right)$$

Погонная вертикальная нагрузка.

$$P_i^0 = \frac{N_{cm,1эм} \cdot n + N_{nep} (q-1) + N_{пок} + P_{d1} \cdot n}{H_1}, \text{ где}$$

P_{d1} – собственный вес диафрагмы,

$$P_{d1} = \rho_{ж/б} \cdot \gamma_f \cdot h_{эм} \cdot (\delta_d \cdot B_d - 2h_k + 2h_k b_k) = 25 \cdot 1,1 \cdot 3 \cdot (0,22 \cdot (6,5 - 2 \cdot 0,5) + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,5) = 141,075 \text{ (кН)}$$

$$H_1 = 57 \text{ м}$$

$$P_{3,5,6}^0 = \frac{31,455 \cdot 19 + 209,855 (9-1) + 269,584 + 141,075 \cdot 19}{57} = 128,51 \text{ кН}$$

Эквивалентный погонный момент.

$$m_{iy}^{e0} = \frac{N_{cm,1эм} \cdot n \cdot e_1 + (N_{nep} (q-1) + N_{пок}) e_i}{H_1}, \text{ где}$$

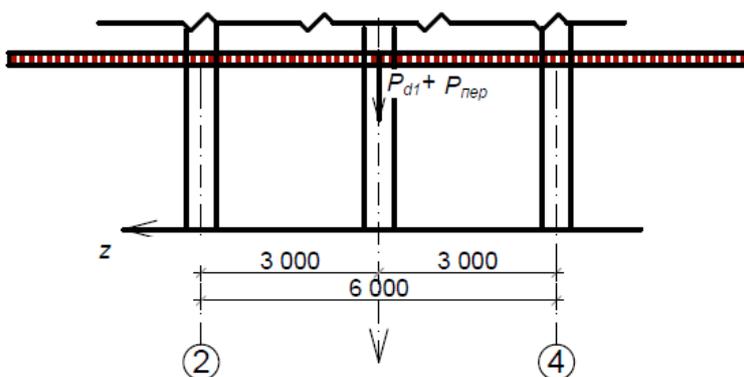
$$e_1 = \frac{B_d}{2} + \delta_3 + \frac{\delta_{cm}}{2} = \frac{6,5}{2} + 0,07 + \frac{0,3}{2} = 3,47, e_2 = \frac{6 \cdot 3,32 + 6 \cdot 6/2}{37,92} - 3,32 = 0,077$$

$$m_{3,5,6y}^{e0} = \frac{-31,455 \cdot 19 \cdot 3,47 + (209,855 (9-1) + 269,584) \cdot 0,077}{57} = -30,916 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

Общий эксцентриситет приложения нагрузки:

$$e_{3,5,6y}^0 = \frac{m_{3,5,6y}^{e0}}{P_{3,5,6}^0} = \frac{-30,916}{128,51} = -0,241 \text{ (м)}$$

Рассмотрим диафрагмы типа 4,8.



$$S_{эп} = 36 \text{ м}^2$$

Нагрузка от перекрытия.

$$N_{nep} = G_{1,эм} + \varphi_3 \cdot q_l + \varphi_{sh} \cdot q_{sh} \cdot L_{ep} \cdot l, \text{ где}$$

$$G_{1,эм} = q_{nep}^{cons} \cdot S_{ep} = 3,263 \cdot 36 = 117,468 \text{ (Н)};$$

q_l, q_{sh} – длительная и кратковременная нагрузка

$$q_l = 0,63 \text{ (Н/м}^2\text{)}, q_{sh} = q_{ном} - q_l = 5,063 - 0,63 = 4,433 \text{ (Н/м}^2\text{)};$$

ψ_l, ψ_{sh} – коэффициенты сочетания для длительной и кратковременной нагрузок для второго основного сочетания;

$$\psi_l = 0,95; \quad \psi_{sh} = 0,9.$$

$$N_{nep} = 117,468 + 0,495 \cdot (0,95 \cdot 0,63 + 0,9 \cdot 4,433) \cdot 36 = 199,23 \text{ (Н)};$$

Нагрузка от покрытия.

$$N_{пок} = 149,688 + 0,495 (0,95 \cdot 1,2 + 0,9 \cdot 5,358) \cdot 36 = 255,934 \text{ (Н)};$$

$$G_{1,эм} = q_{пок}^{cons} \cdot S_{ep} = 4,158 \cdot 36 = 149,688 \text{ (Н)};$$

$$q_l = 1,2 \text{ (Н/м}^2\text{)}, q_{sh} = q_{ном} - q_l = 6,558 - 1,2 = 5,358 \text{ (Н/м}^2\text{)};$$

Погонная вертикальная нагрузка.

$$P_i^0 = \frac{N_{cm,1эм} \cdot n + N_{nep} \cdot (q-1) \cdot N_{пок} + P_{d1} \cdot n}{H_1}, \text{ где}$$

P_{d1} – собственный вес диафрагмы,

$$P_{d1} = \rho_{жс/б} \cdot \gamma_f \cdot h_{эм} \cdot (\delta_d \cdot b_d - 2h_k) \cdot 2h_k \cdot b_k = 25 \cdot 1,1 \cdot 3 \cdot (0,22 \cdot 6,5 - 2 \cdot 0,5) \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 141,075 \text{ (Н)};$$

$$H_1 = 57 \text{ м}$$

$$P_{4,8}^0 = \frac{0 + 199,23 \cdot (9-1) + 255,934 + 141,075 \cdot 19}{57} = 114,43 \text{ кН}$$

Эквивалентный погонный момент.

$$m_{iy}^{e0} = \frac{N_{cm,1эм} \cdot n \cdot e_1 + N_{nep} \cdot (q-1) \cdot N_{пок} \cdot e_i}{H_1}, \text{ где}$$

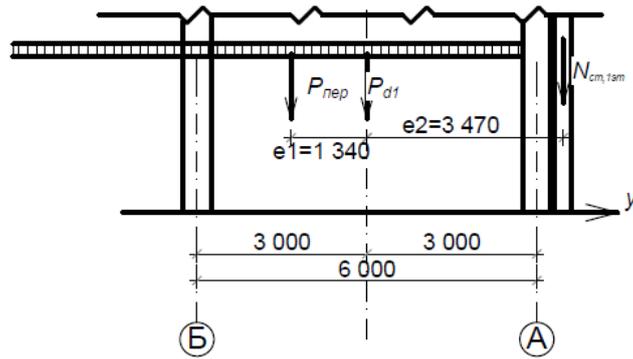
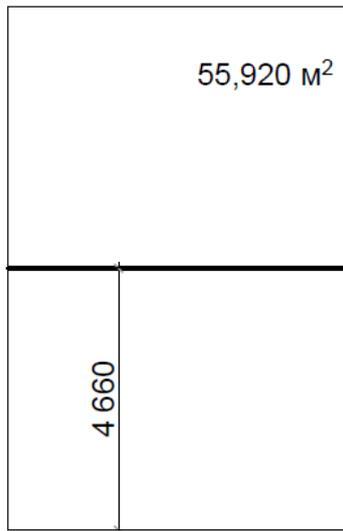
$$e_1 = 0, e_2 = 0$$

$$m_{4,8z}^{e0} = \frac{0 - 0,9855 \cdot (9-1) + 269,584}{57} = 0 \text{ (Н} \cdot \text{м)};$$

Общий эксцентриситет приложения нагрузки:

$$e_{4,8z}^0 = \frac{m_{4,8z}^{e0}}{P_{4,8z}^0} = \frac{0}{114,43} = 0 \text{ (м)}.$$

Рассмотрим диафрагмы типа 7.



$$S_{cp} = 55,92 \text{ м}^2$$

Нагрузка от перекрытия.

$$N_{пер} = G_{1,эм} + \varphi_3 (\psi_l \cdot q_l + \psi_{sh} \cdot q_{sh}) \cdot L_{cp} \cdot l, \text{ где}$$

$$G_{1,эм} = q_{пер}^{cons} \cdot S_{cp} = 3,263 \cdot 55,92 = 182,467 \text{ (кН)};$$

q_l, q_{sh} – длительная и кратковременная нагрузка

$$q_l = 0,63 \text{ (кН/м}^2), q_{sh} = q_{ном} - q_l = 5,063 - 0,63 = 4,433 \text{ (кН/м}^2);$$

ψ_l, ψ_{sh} – коэффициенты сочетания для длительной и кратковременной нагрузок для второго основного сочетания;

$$\psi_l = 0,95; \quad \psi_{sh} = 0,9.$$

$$N_{пер} = 182,467 + 0,495 \cdot (0,95 \cdot 0,63 + 0,9 \cdot 4,433) \cdot 55,92 = 309,47 \text{ (кН)};$$

Нагрузка от покрытия.

$$N_{пок} = 232,515 + 0,495 (0,95 \cdot 1,2 + 0,9 \cdot 5,358) \cdot 55,92 = 397,551 \text{ (кН)};$$

$$G_{1,эм} = q_{пок}^{cons} \cdot S_{cp} = 4,158 \cdot 55,92 = 232,515 \text{ (кН)};$$

$$q_l = 1,2 \text{ (кН/м}^2), q_{sh} = q_{ном} - q_l = 6,558 - 1,2 = 5,358 \text{ (кН/м}^2);$$

Погонная вертикальная нагрузка.

$$P_i^0 = \frac{N_{см,1эм} \cdot n + N_{пер} (\eta - 1) + N_{пок} + P_{d1} \cdot n}{H_1}, \text{ где}$$

P_{d1} – собственный вес диафрагмы,

$$P_{d1} = \rho_{жс/б} \cdot \gamma_f \cdot h_{эм} \cdot (\delta_d \cdot B_d - 2h_k) + 2h_k \cdot b_k = 25 \cdot 1,1 \cdot 3 \cdot (0,22 \cdot (5,5 - 2 \cdot 0,5) + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,5) = 141,075 \text{ (кН)};$$

$$H_1 = 57 \text{ м}$$

$$P_7^0 = \frac{31,455 \cdot 19 + 309,47 (\eta - 1) + 397,551 + 141,075 \cdot 19}{57} = 162,212 \text{ кН}$$

Эквивалентный погонный момент.

$$m_{iy}^{ед} = \frac{N_{см,1эм} \cdot n \cdot e_1 + N_{пер} (\eta - 1) + N_{пок}}{H_1} \cdot e_i, \text{ где}$$

$$e_1 = \frac{B_d}{2} + \delta_3 + \frac{\delta_{см}}{2} = \frac{6,5}{2} + 0,07 + \frac{0,3}{2} = 3,47, e_2 = 9,32/2 - 3,32 = 1,34$$

$$m_{7y}^{e0} = \frac{31,455 \cdot 19 \cdot 3,47 - (09,47 \cdot (9-1) + 397,551 \cdot 1,34)}{57} = -103,918 \text{ (Н} \cdot \text{м)}$$

Общий эксцентриситет приложения нагрузки:

$$e_{7y}^0 = \frac{m_{7y}^{e0}}{P_{7y}^0} = \frac{-103,918}{162,212} = -0,641 \text{ (м)}$$

4. Учёт влияния продольного изгиба на усилие диафрагмовой системы и её деформации.

Под действием вертикальных внецентренно приложенных нагрузок прогибы элементов диафрагмовой системы увеличиваются, возрастают начальные эксцентриситеты приложения нагрузок, и это приводит к увеличению результирующего момента, поперечной силы и горизонтальной деформации. Эффективность продольного изгиба увеличивается коэффициентами продольного изгиба η .

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{v_y}{v_{cr,y}}} - \text{коэффициент, учитывающий увеличение изгибающего}$$

момента;

$$\eta_\theta = \frac{1}{1 - \frac{v_\theta}{v_{cr,\theta}}} - \text{коэффициент, учитывающий увеличение крутящего момента}$$

или бимомента;

$v_{y(z)}$, v_θ - безразмерные величины вертикальной нагрузки, действующей на всю диафрагмовую систему и отвечающую за изгиб и кручение здания. Они зависят от высоты вертикальной суммарной действующей нагрузки и полной жёсткости здания.

$$v_y = \frac{H^3 \sum P_{iz}^0}{\sum B_{iy}}, \quad v_\theta = \frac{H^3 \sum P_i^0 (z_i^2 + y_i^2)}{B_\omega}, \text{ где}$$

$B_{iy(z)}$ - изгибная жёсткость поперечных или продольных диафрагм;

z_i , y_i - координаты центра тяжести i -ой диафрагмы;

B_ω - жёсткость диафрагмовой системы на кручение при изгибе

$$B_\omega = \sum_{i=1}^n (B_{iz} \cdot z_i^2 + B_{iy} \cdot y_i^2)$$

$v_{cr,y(z)}$, $v_{cr,\theta}$ - критическое значение безразмерного параметра вертикальной нагрузки, приводящей к потере устойчивости здания; $v_{cr,y} = v_{cr,\theta} = 7,84$.

$$v_y = \frac{58,7^3 \cdot (114,973 \cdot 2 + 128,51 \cdot 2 + 114,43 \cdot 2 + 162,212 \cdot 2)}{10 \cdot 196264430,67} = 0,095$$

$$v_z = \frac{58,7^3 \cdot (156,195 \cdot 2 + 114,43 \cdot 3)}{2 \cdot 196342303,08 + 3 \cdot 196264430,67} = 0,135,$$

$$v_{\theta} = \frac{58,7^3 \cdot 2 \cdot \left[\begin{array}{l} 114,973 \cdot (5,599^2 + 15^2) + 156,159 \cdot (5,599^2 + 12^2) + 128,51 \cdot (4,401^2 + 15^2) + \\ 114,43 \cdot (4,401^2 + 12^2) + 128,51 \cdot (4,401^2 + 9^2) + 162,212 \cdot (5,599^2 + 3^2) + \\ 114,43 \cdot (4,401^2 + 3^2) + 128,51 \cdot (4,401^2) \end{array} \right]}{2 \cdot 196264430,67 \cdot (6,599^2 + 2 \cdot 5,401^2 + 2 \cdot 2,401^2 + 2 \cdot 15^2 + 2 \cdot 3^2 + 12^2 + 9^2) + 2 \cdot 196342303,08 \cdot (5,599^2 + 12^2)} = 0,184$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{0,095}{7,84}} = 1,012 < 1,5$$

$$\eta_z = \frac{1}{1 - \frac{0,135}{7,84}} = 1,018 < 1,5$$

$$\eta_{\theta} = \frac{1}{1 - \frac{0,184}{7,84}} = 1,024 < 1,5$$

5. Расчет диафрагмовой системы на вертикальные нагрузки.

Расчёт выполняется для 2-х максимально нагруженных диафрагм.

Изгибающий момент в продольном сечении диафрагмы, вызванный действием внецентренно приложенных нагрузок с учётом закручивания здания.

$$M_i^{e\theta} = x \cdot B_i \cdot \left(\frac{\eta_y \cdot m_i^{e\theta}}{\sum B_i} + \frac{\eta_{\theta} \cdot T \cdot z_i}{B_{\omega}} \right)$$

$$\text{Поперечная сила: } Q_i^{e\theta} = B_i \cdot \left(\frac{\eta_y \cdot m_y^{e\theta}}{\sum B_i} + \frac{\eta_{\theta} \cdot T \cdot z_i}{B_{\omega}} \right) - m_i^{e\theta}$$

$$\text{Продольная сила: } N_i = P_i^0 \cdot H_{30}$$

$$\text{Параллельно оси Y: } M_{iy}^{e\theta} = x \cdot B_{iz} \cdot \left(\frac{\eta_y \cdot m_{iy}^{e\theta}}{\sum B_{iz}} + \frac{\eta_{\theta} \cdot T \cdot z_i}{B_{\omega}} \right), \text{ где}$$

$$x = H = 57 \text{ м;}$$

T – равнодействующий бимомент в пространственной несущей системе от внецентренно приложенных нагрузок.

$$T = m_{1y} \cdot 15 + m_{2z} \cdot 3,599 + m_{3y} \cdot 15 - m_{4z} \cdot 2,401 + m_{5y} \cdot 9 + m_{6y} \cdot 3 + m_{7y} \cdot 3 - m_{8z} \cdot 2,401 + m_{1y} \cdot 15 - \\ - m_{1y} \cdot 15 - m_{2z} \cdot 3,599 - m_{3y} \cdot 15 + m_{4z} \cdot 2,401 - m_{5y} \cdot 9 - m_{6y} \cdot 3 - m_{7y} \cdot 3 - m_{8z} \cdot 2,401 = 0 \cdot 2,401 = 0$$

Для диафрагмы типа 1 (7ая диафрагма параллельна у)

$$M_{7y}^{eq} = 57 \cdot 196264430,67 \cdot \left(\frac{1,012 \cdot (-103,918)}{10 \cdot 196264430,67} + 0 \right) = -599,441 \text{кН} \cdot \text{м}^4$$

$$m_{7y}^{eq} = 103,918 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{7y}^{eq} = 196264430,67 \cdot \left(\frac{1,012 \cdot ((-19,604 - 30,916 - 30,916 - 30,916 - 103,918) \cdot 2)}{10 \cdot 196264430,67} + 0 \right) - (-103,918) =$$

$$= 60,145 \text{кН}$$

$$N_{7y} = 162,212 \cdot 57 = 9246 \text{кН}$$

Для диафрагмы типа 2 (2ая диафрагма параллельна оси z)

$$M_{2z}^{eq} = 57 \cdot 196264430,67 \left(\frac{1,018 \cdot 128,49}{4 \cdot 196264430,67} + 0 \right) = 1863,94 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{2z}^{eq} = 1196264430,67 \cdot \left(\frac{1,018 \cdot 0}{4 \cdot 196264430,67} + 0 \right) - 128,49 = -128,49 \text{кН}$$

$$N_{2z} = 156,195 \cdot 57 = 8903 \text{кН}$$

6. Горизонтальные нагрузки и определение усилия в диафрагме.

Горизонтальная распределённая нагрузка с учётом кручения здания

определяется по формуле: $q_i \llcorner \rceil = q \llcorner \rceil B_i \cdot \left(\frac{\eta_i}{\sum B_i} + \frac{e_i \cdot z_i \cdot \eta_\theta \cdot T}{B \omega} \right)$, где

$$q_y \llcorner \rceil = 38,947 \text{кН} / \text{м}$$

$$q_z \llcorner \rceil = 18,139 \text{кН} / \text{м}$$

$$\text{Момент от горизонтальных нагрузок: } M_i^{zop} \llcorner \rceil = \frac{q_i \llcorner \rceil x^2}{2} \cdot \left(1 + \frac{a-1}{3H} \cdot x \right).$$

$$\text{Поперечная сила от горизонтальных нагрузок: } Q_i^{zop} \llcorner \rceil = q_i \llcorner \rceil x \cdot \left(1 + \frac{a-1}{2H} \cdot x \right).$$

В результате статического расчёта на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок определяется распределённый момент между диафрагмами, а так же поперечные и продольные силы.

$$M_i = M_i^{zop} \cdot \psi + M_i^{e0}; \quad Q_i = Q_i^{zop} \cdot \psi + Q_i^{e0}; \quad N_i = P_i^0 \cdot H.$$

Для диафрагмы типа 1 (параллельна оси у)

$$q_{iy}(0) = 38,947 \cdot 196264430,6 \left(\frac{1,012}{10 \cdot 196264430,6} + 0 \right) = 3,941 \text{кН} / \text{м}$$

$$M_{iy}(H) = \frac{3,941 \cdot 57^2}{2} \left(1 + \frac{0,901-1}{3 \cdot 57} \cdot 57 \right) = 6190,88 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{iy}^{zop}(H) = 3,941 \cdot 57 \cdot \left(1 + \frac{0,901-1}{2} \right) = 213,517 \text{кН}$$

$$M_{iy} = 6190,88 \cdot 0,9 + 599,441 = 6171,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{iy} = 213,517 \cdot 0,9 + 60,145 = 252,31 \text{ кН}$$

$$P_{iy}^0 = \frac{597,645 + 199,034 \cdot (9 - 1) + 264,071 + 141,075 \cdot 19}{57} = 124,996 \text{ кН/м}$$

$$N_{yl} = 124,996 \cdot 57 = 7124,77 \text{ кН}$$

Для диафрагмы типа 2 (параллельна оси z):

$$q_{iz}(0) = 18,139 \cdot 196264430,6 \left(\frac{1,018}{4 \cdot 196264430,6} + 0 \right) = 4,616 \text{ кН/м}$$

$$M_{iz}(H) = \frac{4,616 \cdot 57^2}{2} \left(1 + \frac{0,544 - 1}{3 \cdot 57} \cdot 57 \right) = 6358,89 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{iz}^{zop}(H) = 4,616 \cdot 57 \cdot \left(1 + \frac{0,544 - 1}{2} \right) = 203,122 \text{ кН}$$

$$M_{iz} = 6358,89 \cdot 0,9 + 1863,94 = 7586,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{iz} = 203,122 \cdot 0,9 + 128,49 = 311,3 \text{ кН}$$

$$P_{izl}^0 = \frac{0 + 200,208 \cdot (9 - 1) + 265,629 + 152,625 \cdot 19}{57} = 118,759 \text{ кН/м}$$

$$N_{zl} = 118,759 \cdot 57 = 6769,26 \text{ кН}$$

7. Распределение усилий между стенками и колоннами диафрагм.

Усилие, приходящееся на колонну:

$$N_k = \frac{\bar{A}_k}{\bar{A}_c + \sum \bar{A}_k} N$$

Усилие, приходящееся на стенку диафрагмы:

$$N_c = \frac{\bar{A}_c}{\bar{A}_c + \sum \bar{A}_k} N, \text{ где}$$

N – полное усилие, действующее на диафрагму;

\bar{A}_k - осевая жесткость колонны;

$$\bar{A}_k = E_{e,k} \cdot h_k \cdot b_k = 34 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 8,5 \cdot 10^6 \text{ (кН)} \text{ где}$$

$E_{e,k} = 34 \cdot 10^3$ МПа – модуль упругости бетона марки В45 для колонны;

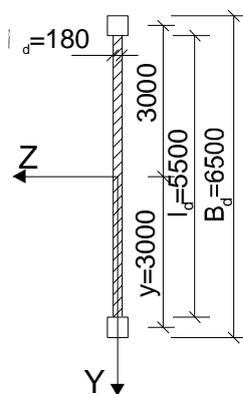
\bar{A}_c - осевая жесткость стенки диафрагмы;

$$\bar{A}_c = E_{e,c} \cdot \chi \cdot \delta_d \cdot l_d = 34 \cdot 10^6 \cdot 0,9915 \cdot 0,22 \cdot 5,5 = 40,79 \cdot 10^6 \text{ (кН)}$$

$E_{e,c} = 34 \cdot 10^3$ МПа – модуль упругости бетона марки В20 для

стенки диафрагмы;

Диаграмма типа 1 (параллельная оси y)



$$N_{c,N} = \frac{40,79 \cdot 10^6}{40,79 \cdot 10^6 + 2 \cdot 8,5 \cdot 10^6} \cdot 9249 = 6528,24 \text{ кН}$$

$$N_{k,N} = \frac{8,5 \cdot 10^6}{40,79 \cdot 10^6 + 2 \cdot 8,5 \cdot 10^6} \cdot 9249 = 1360,38 \text{ кН}$$

$$N_{c,l} = \frac{40,79 \cdot 10^6}{40,79 \cdot 10^6 + 2 \cdot 8,5 \cdot 10^6} \cdot 7124,77 = 5028,89 \text{ кН}$$

$$N_{k,l} = \frac{8,5 \cdot 10^6}{40,79 \cdot 10^6 + 2 \cdot 8,5 \cdot 10^6} \cdot 7124,77 = 1047,94 \text{ кН}$$

Диафрагма типа 2(параллельна оси z):

$$N_{c,N} = \frac{40,79 \cdot 10^6}{40,79 \cdot 10^6 + 3 \cdot 8,5 \cdot 10^6} \cdot 8903 = 5478,25 \text{ кН}$$

$$N_{k,N} = \frac{8,5 \cdot 10^6}{40,79 \cdot 10^6 + 3 \cdot 8,5 \cdot 10^6} \cdot 8903 = 1141,58 \text{ кН}$$

$$N_{c,l} = \frac{40,79 \cdot 10^6}{40,79 \cdot 10^6 + 3 \cdot 8,5 \cdot 10^6} \cdot 6769,26 = 4165,31 \text{ кН}$$

$$N_{k,l} = \frac{8,5 \cdot 10^6}{40,79 \cdot 10^6 + 3 \cdot 8,5 \cdot 10^6} \cdot 6769,26 = 867,985 \text{ кН}$$

8. Расчет стенки диафрагмы.

Стенка диафрагмы рассчитывается на усилия от полной нагрузки $N_{cm,N}$ и от нагрузки длительного действия $N_{cm,N l}$ с учетом эксцентриситета приложения нагрузки e_y, e_z .

$$N_{cm,N} \leq \frac{N_y \cdot N_z}{N_c}, \text{ где}$$

N_y, N_z – соответственно продольные силы, которые могут выдержать горизонтальные сечения элемента в случае их приложения с эксцентриситетом e_y, e_z .

$$N_y = \alpha \cdot R_b \cdot A_{by}; \quad N_z = \alpha \cdot R_b \cdot A_{bz}, \text{ где}$$

$\alpha=1$ – коэффициент, учитывающий вид бетона;

$R_b=25$ МПа – расчетное сопротивление бетона для стенки диафрагмы;

A_{by}, A_{bz} – соответственно площади сжатой зоны бетона для нагружения с e_y и e_z .

$$A_{by} = \delta_\delta \cdot \lambda_\delta \left(1 - \frac{2 \cdot \eta_y \cdot e_y}{\lambda_\delta} \right); \quad A_{bz} = \delta_\delta \cdot \lambda_\delta \left(1 - \frac{2 \cdot \eta_z \cdot e_z}{\delta_\delta} \right);$$

η_y, η_z - коэффициенты продольного изгиба;

$$\text{Параллельно оси Y: } \eta_y = 1, \quad \eta_z = \frac{1}{1 - \frac{N_{cm,N}}{N_{cr}}}$$

$$\text{Параллельно оси Z: } \eta_z = 1, \quad \eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N_{cm,N}}{N_{cr}}},$$

где N_{cr} – критическая сжимающая сила, приводящая к потере устойчивости элемента.

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_s \cdot J_y}{l_0^2 \cdot \varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_l} + 0,1 \right), \text{ где}$$

$E_s = 34 \cdot 10^3$ МПа – модуль упругости стенки диафрагмы;

$J_y = J_z$ – момент инерции сечения относительно оси Y и Z.

$$J_y = J_x = \frac{5,5 \cdot 0,22^3}{12} = 0,027 \text{ м}^4$$

$l_0 = h_{эм} = 3 \text{ м}$ – расчетная длина диафрагмы жесткости в направлении большей гибкости;

φ_l – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки.

$$\text{Параллельно оси Y: } \varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_k}{M_z} \leq 1 + \beta.$$

$$\text{Параллельно оси Z: } \varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{ly}}{M_y} \leq 1 + \beta.$$

δ_l – относительный эксцентриситет

$$\delta_l = \frac{e_a}{\delta_d} \geq \delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{\delta_d} - 0,01 \cdot R_b.$$

e_a – случайный эксцентриситет

$$e_a = e_i = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\delta_d}{30} \\ \frac{h_{эм}}{600} \\ 1 \text{ см} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,73 \\ 0,5 \\ 1 \end{array} \right\} \text{ см}$$

N_c – предельное усилие в стенке при центральном сжатии

$$l_0 = h_{эм} = 3 \text{ м}$$

Для диафрагмы типа 1 (параллельная оси y):

$$e_y = \frac{M_{ly}}{N_{ly}} = \frac{6171,23}{9249} = 0,667 \text{ м}$$

$$\delta_e = \frac{e_z}{\delta_d} = \frac{0,01}{0,22} = 0,045 < \delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{3}{0,22} - 0,01 \cdot 25 \cdot 0,9 = 0,139$$

Принимаем $\delta_e = 0,139$ м.

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot \frac{5028,89}{6528,24} = 1,77 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2$$

$$\eta_y = 1; \quad \eta_z = \frac{1}{1 - \frac{6528,24}{37348,7}} = 1,212, \text{ где}$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 34 \cdot 10^6 \cdot 0,00488}{3^2 \cdot 1,77} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,139} + 0,1 \right) = 37348,7 \text{ кН}$$

$$A_{by} = 0,22 \cdot 5,5 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,667 \cdot 1}{5,5} \right) = 0,917 \text{ м}^2$$

$$A_{bz} = 0,22 \cdot 5,5 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,01 \cdot 1,212}{0,22} \right) = 1,077 \text{ м}^2$$

$$N_y = 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,917 = 20632,5 \text{ кН}$$

$$N_z = 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,077 = 24232,5 \text{ кН}$$

$$N_c = 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,22 \cdot 5,5 = 27225 \text{ кН}$$

$$6528,54 \text{ кН} < \frac{20632,5 \cdot 24232,5}{27225} = 18360 \text{ кН}$$

Условие выполнено, площадь арматуры подбираем конструктивно.

$$\lambda = \frac{h_{эм}}{i} = \frac{3}{0,064} = 46,875, \text{ где } i = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{0,00488}{0,22 \cdot 5,5}} = 0,064$$

Так как $\lambda=46,875$, то $\mu_{min}=0,002$.

Площадь арматуры: $A_s = \mu_{min} \cdot \delta_d \cdot l_d = 0,002 \cdot 0,22 \cdot 5,5 = 0,00242 \text{ м}^2 = 24,2 \text{ см}^2$

Принимаем 196 $\varnothing 4$ Вр-І с $A_s = 24,696 \text{ см}^2$.

Для диафрагмы типа 2:

$$e_z = \frac{M_{iz}}{N_{iz}} = \frac{7586,94}{8903} = 0,852 \text{ м}$$

$$\delta_e = \frac{e_y}{\delta_d} = \frac{0,01}{0,22} = 0,045 < \delta_{l,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{3}{0,22} - 0,01 \cdot 25 \cdot 0,9 = 0,139$$

Принимаем $\delta_l=0,139$ м.

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot \frac{4165,31}{5478,25} = 1,76 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2$$

$$\eta_z = 1; \quad \eta_y = \frac{1}{1 - \frac{32070,8}{5478,25}} = 1,206, \text{ где}$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 34 \cdot 10^6 \cdot 0,004167}{3^2 \cdot 1,76} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,139} + 0,1 \right) = 32070,8 \text{ кН}$$

$$A_{bz} = 0,22 \cdot 5,5 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,852 \cdot 1}{5,5} \right) = 0,835 \text{ м}^2$$

$$A_{by} = 0,22 \cdot 5,5 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,01 \cdot 1,206}{0,22} \right) = 1,077 \text{ м}^2$$

$$N_y = 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,077 = 24232,5 \text{ кН}$$

$$N_z = 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,835 = 18787,5 \text{ кН}$$

$$N_c = 1 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,22 \cdot 5,5 = 27225 \text{ кН}$$

$$5478,25 \text{ кН} < \frac{24232,5 \cdot 18787,5}{27225} = 16722,43 \text{ кН}$$

Условие выполнено, площадь арматуры подбираем конструктивно.

$$\lambda = \frac{h_{эм}}{i} = \frac{3}{0,062} = 48,387, \text{ где } i = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{0,004167}{0,22 \cdot 5}} = 0,062$$

Так как $\lambda=48,387$, то $\mu_{min}=0,002$.

Площадь арматуры: $A_s = \mu_{min} \cdot \delta_d \cdot l_d = 0,002 \cdot 0,22 \cdot 5,0 = 0,0022 \text{ м}^2$

Принимаем 176 \varnothing 4 Вр-I с $A_s = 22,176 \text{ см}^2$.

9. Расчет горизонтального шва на срез.

$$Q_{iy} \leq \frac{N_i}{2} + \sum R_{b,t} \cdot b_k \cdot h_k, \text{ где}$$

$$b_k = h_k = 0,5 \text{ м};$$

$Q_{iy}(x)$ – поперечная сила от расчетных нагрузок в опорном сечении диафрагмы и от вертикальных и горизонтальных нагрузок;

$N_i(x)$ – расчетная вертикальная сила, приходящаяся на эту же диафрагму в этом же сечении;

$R_{b,t} = 1,45 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление бетона на растяжение класса В30 для колонны.

Опасные сечения на срез при $x=H=57\text{м}$;

$$252,31 \text{ кН} < \frac{7124,77}{2} + 2 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 3563,04 \text{ кН}$$

$$311,3 \text{ кН} < \frac{6769,2}{2} + 2 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 3385,25 \text{ кН}$$

Прочность обеспечена.

Опасные сечения на срез при $x=h=3 \text{ м}$;

$$Q_{iy}^{сop}(H) = 3,941 \cdot 3 \cdot \left(1 + \frac{0,901 - 1}{2}\right) = 11,238 \text{ кН}$$

$$Q_{iy} = 11,238 \cdot 0,9 + 60,145 = 70,259 \text{ кН}$$

$$P_{iy}^0 = \frac{597,645 + 199,034 \cdot (9 - 1)}{57} = \frac{264,071 + 141,075 \cdot 19}{57} = 124,996 \text{ кН / м}$$

$$N_{yl} = 124,996 \cdot 3 = 374,988 \text{ кН}$$

$$70,259 \text{ кН} < \frac{374,988}{2} + 2 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 188,1465 \text{ кН}$$

$$Q_{iz}^{сop}(H) = 4,616 \cdot 3 \cdot \left(1 + \frac{0,544 - 1}{2}\right) = 10,691 \text{ кН}$$

$$Q_{iz} = 10,691 \cdot 0,9 + 128,49 = 138,112 \text{ кН}$$

$$P_{iz}^0 = \frac{0 + 200,208 \cdot (9 - 1)}{57} = \frac{265,629 + 152,625 \cdot 19}{57} = 118,759 \text{ кН / м}$$

$$N_{zl} = 118,759 \cdot 3 = 356,227 \text{ кН}$$

$$138,112 \text{ кН} < \frac{356,277}{2} + 2 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 178,719 \text{ кН}$$

Прочность обеспечена.

10. Расчёт прочности по наклонному сечению.

Первоначально предполагаем, что стержни по расчету не требуются, то есть прочность обеспечивается бетоном. Поэтому проверку выполняем по следующей формуле:

$$Q_{iy}(H) \leq \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n) \cdot R_{b,t} \cdot \delta_d \cdot (l^*)^2}{c} \leq Q_{b,max} = 2.5 \cdot R_{b,t} \cdot \delta_d \cdot B_d = 2.5 \cdot 1.45 \cdot 10^3 \cdot 0.22 \cdot 6.5 = 5183.75(\kappa H)$$

где $\varphi_{b4}=1,5$ – коэффициент для тяжелого бетона;

φ_n – коэффициент, учитывающий обжатие бетона под нагрузкой N_i .

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot N_i}{R_{b,t} \cdot \delta_d \cdot B_d} \leq 0,5;$$

$$l^* = B_d - \frac{h_k}{2} = 6,5 - \frac{0,5}{2} = 6,25 \text{ м};$$

c – проекция наклонной трещины на продольную ось элемента,

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{b,t} \cdot \delta_d \cdot B_d}{q_m}} \leq 2,5 \cdot B_d;$$

q_m – средняя величина нагрузки в пределах этажа.

$$q_m = q_i \cdot \left(1 + \frac{a-1}{H} \cdot X\right);$$

Относительно оси Y:

$$q_m = 38,947 \cdot \left(1 + \frac{0,901-1}{58,7} \cdot 57,2\right) = 35,19 \text{ (кН/м)};$$

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 7124,77}{1,45 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,22 \cdot 6,5} = 0,382 < 0,5$$

$$c = \sqrt{\frac{1,5 \cdot (1 + 0,382) \cdot 1,45 \cdot 10^3 \cdot 0,22 \cdot 6,5^2}{35,19}} < 26,177 \text{ м} \leq 2,5 \cdot B_d = 2,5 \cdot 6,5 = 16,25;$$

$$Q_{iy}(H) \leq \frac{1,5(1 + 0,382) \cdot 1,45 \cdot 10^3 \cdot 0,22 \cdot (6,25)^2}{16,25} = 1430,67 \leq Q_{b,max} =$$

$$= 2.5 \cdot R_{b,t} \cdot \delta_d \cdot B_d = 2.5 \cdot 1.45 \cdot 10^3 \cdot 0.22 \cdot 6.5 = 5183.75(\kappa H)$$

Так как условие сошлось, то расчет стержней не требуется. Они принимаются конструктивно из условия сварки с продольными стержнями при этом шаг стержней $S \leq 500$ мм.

Относительно оси Z:

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 6769,26}{1,45 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,22 \cdot 6,5} = 0,363 < 0,5$$

$$q_m = 18,139 \cdot \left(1 + \frac{0,544-1}{58,7} \cdot 57,2\right) = 10,079 \text{ (кН/м)};$$

$$c = \sqrt{\frac{1,5 \cdot (1 + 0,382) \cdot 1,45 \cdot 10^3 \cdot 0,22 \cdot 6,5^2}{10,079}} = 52,65 \text{ м} < 16,25 \text{ м}$$

$$Q_{iz}(H) \frac{1,5 \cdot 1,363 \cdot 1,45 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,22 \cdot 6,5^2}{16,25} = 1411 \text{ кН} \leq Q_{b,max} =$$

$$= 2.5 \cdot R_{b,t} \cdot \delta_d \cdot B_d = 2.5 \cdot 1.45 \cdot 10^3 \cdot 0.22 \cdot 6.5 = 5183.75(\kappa H)$$

Так как условие сошлось, то расчет стержней не требуется. Они принимаются конструктивно из условия сварки с продольными стержнями при этом шаг стержней $S \leq 500$ мм.

11. Расчет креплений, соединяющих стенку диафрагмы и колонну.

Колонна и стенка диафрагмы воспринимают нагрузку совместно, поэтому по вертикальным швам, соединяющим колонны и стенку, возникают, перерезывающая сила T . Эта сила складывается из двух составляющих:

$$T = \left(N_i \pm T_M \right) \cdot h_{эм}, \text{ где}$$

$$T_{N,iy} = P_i^0 \cdot \frac{\bar{A}_k}{\bar{A}_c + \sum \bar{A}_k} - P_k^0 - \text{ для диафрагм непосредственно воспринимающих}$$

нагрузку от перекрытия, параллельных оси Y;

$$T_{N,iz} = P_i^0 \cdot \frac{\bar{A}_c}{\bar{A}_c + \sum \bar{A}_k} - P_c^0 - \text{ для диафрагм непосредственно воспринимающих}$$

нагрузку от перекрытия, параллельных оси Z;

P_i^0 – погонная нагрузка на рассматриваемую диафрагму;

P_k^0 – погонная вертикальная нагрузка, приложенная непосредственно к колонне;

$$P_{ky}^0 = b_k \cdot h_k \cdot \rho_{ж/б} \cdot \gamma_f + 31.455 / 6 = 0.5 \cdot 0.5 \cdot 25 \cdot 1.1 + 31.455 / 6 = 12,117; \text{ кН};$$

P_c^0 – погонная вертикальная нагрузка, приложенная непосредственно к стенке диафрагмы;

$$P_c^0 = \delta_d \cdot l_d \cdot \rho_{ж/б} \cdot \gamma_f = 25 \cdot 1,1 \cdot 0,22 \cdot 1,1 = 33,275 \text{ кН};$$

$$\gamma_f = 1,1; \rho_{ж/б} = 25 \text{ кН/м}^3.$$

Под действием изгибающего момента в швах возникают произвольная дополнительная перерезывающая сила

$$T_M = \frac{Q_{iy,z} \cdot S_k}{J_{red}}, \text{ где}$$

Q_{iy} – расчетная поперечная сила, приходящаяся на рассматриваемую диафрагму от вертикальных и горизонтальных нагрузок;

J_{red} – момент инерции всей диафрагмы с учетом колонн, $J_{red} = 7,28 \text{ м}^4$;

S_k – статический момент инерции сечения одной колонны относительно центра тяжести диафрагмы,

$$S_k = A_k \cdot y = 0,25 \cdot 3 = 0,75 \text{ м}^3 ;$$

y - половина расстояния между осями.

Полное сдвигающее усилие, действующее в шве в пределах одного этажа:

$$T = \left(N_i \pm T_M \right) \cdot h_{эм}.$$

Суммарная длина сварного шва соединения колонны со стенкой:

$$\sum l_w = \frac{T}{n_w \cdot \beta \cdot R_w \cdot \sin \cdot K_f}, \text{ где}$$

$n_w = 2$ – количество швов;

Электрод Э42: $\beta = 0,7$; $R_w = 180$ МПа; $K_f = 5$ мм.

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0.7 \cdot 180 = 126 (\text{МПа}) \leq \beta_z \cdot R_{wz} = 1 \cdot 0,45 \cdot R_{wz} = 166,5 (\text{МПа}).$$

Расчет шва, приходящегося на одну закладную деталь:

$$l_{\omega 1} = \frac{\sum l_{\omega}}{n_3} + 1 \text{ см} < 25 \text{ см}, \text{ где}$$

n_3 – количество закладных деталей, $\min 2$.

Размер закладной детали: $l_3 = l_{\omega 1} + 2 \text{ см}$.

Для диафрагмы типа 2 (параллельна оси z):

$$T_{M,z} = \frac{311,3 \cdot 0,75}{7,564} = 30,867 \text{ (Н / м)}$$

$$T_{N,z} = 156,195 \cdot \frac{40,79 \cdot 10^6}{40,79 \cdot 10^6 + 3 \cdot 8,5 \cdot 10^6} - 33,275 = 62,836 \text{ (Н / м)}$$

$$T_z = (62,836 + 30,867) \cdot 3 = 281,109 \text{ (кН / м)}$$

$$\sum l_{\omega} = \frac{281,109}{2 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 0,5} = 22,31 \text{ см}$$

Принимаем 2 закладные детали.

$$l_{\omega 1} = \frac{22,31}{2} + 1 = 12,155 \text{ см}$$

$$l_3 = 13 + 2 = 15 \text{ см}$$

Принимаем 2 закладные детали $l=16$ см.

Для диафрагмы типа 1 (параллельна оси y):

$$T_{M,y} = \frac{252,31 \cdot 0,75}{7,561} = 25,027 \text{ (Н / м)}$$

$$T_{N,y} = 162,212 \cdot \frac{8,5}{40,79 + 2 \cdot 8,5} - 12,117 = 11,742 \text{ (Н / м)}$$

$$T_z = (11,742 + 25,027) \cdot 3 = 110,307 \text{ (кН / м)}$$

$$\sum l_{\omega} = \frac{110,307}{2 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 0,5} = 8,755 \text{ см}$$

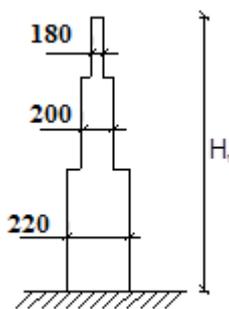
Принимаем 2 закладные детали.

$$l_{\omega 1} = \frac{9}{2} + 1 = 6 \text{ см}$$

$$l_3 = 6 + 2 = 8 \text{ см}$$

Принимаем 2 закладные детали $l=10$ см с $l_{\omega 1} = 8$ см

12. Расчет по 2-ой группе предельных состояний.



В зданиях большой высоты целесообразно менять несущую способность диафрагмы жесткости.

При этом чаще всего меняют толщину стенки диафрагмы в одном или двух местах по высоте здания. При расчете диафрагм с переменной жесткостью их заменяют на консоли с постоянной жесткостью, но загружают фиктивной эпюрой моментов ступенчато меняющейся в зонах изменения жесткости.

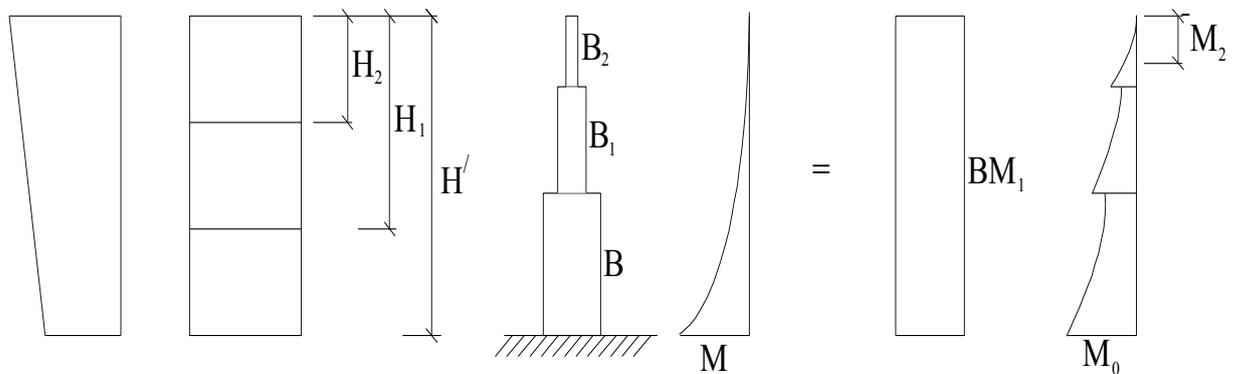


Рис. 11.

Рассчитываем ускорение свободных колебаний верхнего этажа:

$$W = \frac{W_p}{M_G} \leq \left[V \right] \leq 0,1 \frac{M}{c^2}, \text{ где}$$

W_p – пульсационная составляющая нормативной ветровой нагрузки в уровне верха здания,

W_p – пульсационная составляющая нормативной ветровой нагрузки в уровне верха здания,

$$w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot v \cdot \xi$$

W_p определяется для направления с меньшей жесткостью (по главному фасаду);

M_G – суммарная масса здания с учетом собственного веса и полезной нагрузки,

$$M_G = \frac{\sum P}{A_{\phi,y}}, \text{ где}$$

$\sum P$ – нагрузка с учетом колонн, диафрагм и стеновых панелей по всей высоте;

$A_{\phi,y}$ – площадь главного фасада;

$$\sum P = 75117,43 / 1,15 + 5,5 \cdot 0,22 \cdot 13 \cdot 3 \cdot 19 \cdot 25 + 5 \cdot 0,22 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 19 \cdot 25 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 19 \cdot 25 \cdot 44 = ;$$

$$\sum = 106544,754 \text{ (Н)}$$

$$A_{\phi,y} = 43,24 \cdot 58,7 = 2538,188 \text{ (м}^2\text{)}$$

$$M_G = \frac{106544,754}{2538,188} = 41,977 \text{ (Н / м}^2\text{)}$$

$$w_p = 314,916 \cdot 1,148 \cdot 1,35 \cdot 0,645 = 314,84 \text{ Па} = 0,315 \text{ кПа}$$

$$W = \frac{0,315}{41,977} = 0,0075 \left(\frac{M}{c^2} \right) < \left[V \right] \leq 0,1 \left(\frac{M}{c^2} \right).$$

$$\text{Прогибы: } f \leq \left[f \right] = \frac{H'}{1000} = \frac{19 \cdot 3}{1000} = 0,057.$$

$$\text{Полный прогиб фиктивной консоли: } f = f_0 + \sum f_{oi} \cdot \left(1 - \frac{K_{i-1}}{K_i} \right), \text{ где}$$

f_0 – прогиб верха консоли высотой H' , имеющий постоянную жесткость по высоте соответствующую сечению диафрагмы у обреза фундамента;

f_{oi} – прогиб диафрагмы высотой H_i , имеющую жесткость B_i .

$$f_{oi} = \frac{q_i^n \cdot H_i^4}{120 \cdot B_{iz}} \cdot (a + 11) \cdot \frac{M_{iy}^{e0,n} \cdot H_i^2}{3 \cdot B_{iz}}, \text{ где}$$

$$q_{iy}^n \left[\text{м} \right] = \frac{q_{iy} \left[\text{кН} \right]}{1,4} = \frac{3,941}{1,4} = 2,815 \left[\text{кН} / \text{м} \right];$$

$$q_{iz}^n \left[\text{кН} \right] = \frac{q_{iz} \left[\text{кН} \right]}{1,4} = \frac{4,616}{1,4} = 3,297 \left[\text{кН} / \text{м} \right];$$

$$M_{iy}^{e0,n} = \frac{M_{iy}^{e0}}{1,15} = \frac{-599,441}{1,15} = -521,253 \left[\text{кН} \cdot \text{м} \right];$$

$$M_{iz}^{e0,n} = \frac{M_{iz}^{e0}}{1,15} = \frac{1863,94}{1,15} = 1620,82 \left[\text{кН} \cdot \text{м} \right];$$

$$f_0 = \frac{2,815 \cdot 57^4}{120 \cdot 196264430,67} \cdot \left[0,995 + 11 \right] - \frac{-521,253 \cdot 57^2}{3 \cdot 196264430,67} = 0,016024 \left[\text{м} \right];$$

Так как высота диафрагмы 57 м делим ее на три части (1-3 этаж $h=9\text{м} - 220\text{мм}$, 4-10 этаж $h=21\text{м} - 200\text{мм}$, 11-19 этаж $h=27\text{м} - 180\text{мм}$). Пересчитываем B_{iz} при $\delta_d=200\text{ мм}$ и при $\delta_d=180\text{ мм}$.

$$J_{20} = \frac{0,20 \cdot 5,5^3}{12} + \frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} + 0,5 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{6}{2} \right)^2 = 5,028 \left[\text{м}^4 \right];$$

$$J_{18} = \frac{0,18 \cdot 5,5^3}{12} + \frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} + 0,5 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{6}{2} \right)^2 = 4,751 \left[\text{м}^4 \right];$$

$$B_{iz,20} = 0,77 \cdot 0,9915 \cdot 34 \cdot 10^3 \cdot 5,028 = 130514,1592 \left[\text{кН} / \text{м}^2 \right];$$

$$B_{iz,18} = 0,77 \cdot 0,9915 \cdot 34 \cdot 10^3 \cdot 4,751 = 123323,94 \left[\text{кН} / \text{м}^2 \right];$$

$$M_{iy}^{e0} \left[\text{кН} \right] = x \cdot B_{iz} \cdot \left(\frac{\eta_y \cdot m_{iy}^{e0}}{\sum B_{iz}} + \frac{\eta_\theta \cdot T \cdot z_i}{B_\omega} \right),$$

$$M_{iy,20}^{eq} = 21 \cdot 130514,1592 \cdot \left(\frac{1,012 \cdot (-103,918)}{10 \cdot 130514,1592} + 0 \right) = -220,847 \text{кН} \cdot \text{м}^4$$

$$M_{iy,18}^{eq} = 27 \cdot 123323,94 \cdot \left(\frac{1,012 \cdot (-103,918)}{10 \cdot 123323,94} + 0 \right) = -283,946 \text{кН} \cdot \text{м}^4$$

$$M_{iy,20}^{e0,n} = \frac{M_{iy,20}^{e0}}{1,15} = \frac{-220,847}{1,15} = -192,041 \left[\text{кН} \cdot \text{м} \right];$$

$$M_{iy,18}^{e0,n} = \frac{M_{iy,18}^{e0}}{1,15} = \frac{-283,946}{1,15} = -246,91 \left[\text{кН} \cdot \text{м} \right];$$

$$f_{0,20} = \frac{2,815 \cdot 21^4}{120 \cdot 130514,1592 \cdot 10^3} \cdot \left[0,995 + 11 \right] - \frac{-220,847 \cdot 21^2}{3 \cdot 130514,1592 \cdot 10^3} = 0,000275 \left[\text{м} \right];$$

$$f_{0,18} = \frac{2,815 \cdot 27^4}{120 \cdot 123323,94 \cdot 10^3} \cdot \left[0,995 + 11 \right] - \frac{-283,946 \cdot 27^2}{3 \cdot 123323,94 \cdot 10^3} = 0,000955 \left[\text{м} \right];$$

$$K_{20} = \frac{196264430,67}{130514159,2} = 1,504; \quad K_{18} = \frac{196264430,67}{123323940} = 1,591;$$

$$f = 0,016024 + \left(0,000275 \cdot \left(1 - \frac{1,504 - 1}{1,504} \right) + 0,000955 \cdot \left(1 - \frac{1,591 - 1}{1,591} \right) \right) = 0,017 \left[\text{м} \right];$$

$$f = 0,017 \left[\text{м} \right] \lesssim \left[f \right] = 0,057 \left[\text{м} \right];$$

13. Расчет колонны.

Колонну рассчитываем на усилия $N_{k,N}$, $N_{k,l}$, $N_{k,M}$.

$$N_{k,M} = \frac{M_{iy} \cdot b_k \cdot h_k \cdot \hat{y}}{J_{red}}; \quad N_{k,M}^l = \frac{M_{ki}^l \cdot b_k \cdot h_k \cdot \hat{y}}{J_{red}};$$

Расчетная длина колонны принимается равной высоте этажа. Суммарное расчетное усилие: $N_k = N_{k,N} \pm N_{k,M}$; $M_k = N_k \cdot e$.

Для продольной диафрагмы необходимо учесть расчетный “ e ” приложения нагрузки для одного этажа; на остальных этажах “ e ” принимается случайным.

$$e_0 = \frac{\Delta Q \cdot a}{Q_1 + Q_2}, \text{ где}$$

Q_1 – полная нагрузка с площади S_I ;

Q_2 – постоянная и длительная нагрузки.

$$Q_1 = 6 \cdot 3 \cdot q_{полн} = 6 \cdot 3 \cdot 6,558 = 118,044 \text{ кН};$$

$$Q_2 = 6 \cdot 3 \cdot q_{пост.дл.} = 6 \cdot 3 \cdot 5,358 = 96,444 \text{ кН};$$

$$\Delta Q = 118,044 - 96,444 = 21,6 \text{ кН};$$

Полный расчетный эксцентриситет для колонны: $e = \frac{N^* \cdot e_a + Q_1 + Q_2}{N_k} e_0$.

$$N^* = N_k - Q_1 + Q_2$$

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_k}{30} \\ \frac{h_{эм}}{600} \\ 1 \text{ см} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 1,67 \text{ см} \\ 0,5 \text{ см} \\ 1 \text{ см} \end{array} \right\}; \quad e_a = 1,67 \text{ см.}$$

Относительно оси Y:

$$N_{k,M} = \frac{M_{iy} \cdot b_k \cdot h_k \cdot \hat{y}}{J_{red}} = \frac{6171,23 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3}{7,561} = 612,144 \text{ кН};$$

$$N_{k,M}^l = \frac{M_{iy}^l \cdot b_k \cdot h_k \cdot \hat{y}}{J_{red}} = \frac{5812,207 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3}{7,561} = 576,532 \text{ кН}; \text{ где}$$

$$P_{iy}^0 = \frac{597,645 + 199,034 \cdot (9 - 1) + 264,071 + 141,075 \cdot 19}{57} = 124,996 \text{ кН / м}$$

$$m_{iy}^{e0} = \frac{31,455 \cdot 19 \cdot 3,47 - (99,034 \cdot (9 - 1) + 264,071) \cdot 1,34}{57} = -41,678 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{iy}^{eq} = 57 \cdot 196264430,67 \cdot \left(\frac{1,012 \cdot (-41,678)}{10 \cdot 196264430,67} + 0 \right) = -240,4151 \text{ кН} \cdot \text{м}^4$$

$$M_{iy} = 6190,88 \cdot 0,9 + 240,4151 = 5812,207 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_{k,y} = 1360,38 + 612,144 = 1972,524 \text{ кН};$$

$$N_{k,y}^l = 1047,94 + 576,532 = 1624,4724 \text{ кН};$$

$$e_0 = \frac{21,6 \cdot 1}{118,044 + 96,444} = 0,101 \text{ м};$$

$$N^* = 1972,524 - (118,044 + 96,444) = 1758,036 \text{ кН};$$

$$e = \frac{1758,0364 \cdot 0,0167 + (18,044 + 96,444) \cdot 0,101}{1972,524} = 0,026 \text{ м}$$

$$M_{k,y} = 1972,524 \cdot 0,026 = 51,286 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{k,y}^l = 1624,4724 \cdot 0,026 = 42,236 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Относительно оси Z:

$$M_{iz} = 6358,89 \cdot 0,9 + 1863,94 = 7586,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{iz} = 203,122 \cdot 0,9 + 128,49 = 311,3 \text{ кН}$$

$$P_{izl}^0 = \frac{0 + 200,208 \cdot (9-1) \cdot 265,629 + 152,625 \cdot 19}{57} = 118,759 \text{ кН} / \text{м}$$

$$N_{zl} = 118,759 \cdot 57 = 6769,26 \text{ кН}$$

$$N_{k,M} = \frac{M_{iz} \cdot b_k \cdot h_k \cdot \hat{y}}{J_{red}} = \frac{7586,94 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3}{7,564} = 743,429 \text{ кН}$$

$$N_{k,M}^l = \frac{M_{iz}^l \cdot b_k \cdot h_k \cdot \hat{y}}{J_{red}} = \frac{6934,25 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3}{7,564} = 678,558 \text{ кН}$$
 где

$$P_{izl}^0 = \frac{0 + 200,208 \cdot (9-1) \cdot 265,629 + 152,625 \cdot 19}{57} = 118,759 \text{ кН} / \text{м}$$

$$m_{izl}^{e0} = \frac{0 + 200,208 \cdot (9-1) \cdot 265,629 \cdot 1,23}{57} = 83,497 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{izl}^{eq} = 57 \cdot 196264430,67 \left(\frac{1,018 \cdot 83,497}{4 \cdot 196264430,67} + 0 \right) = 1211,249 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{izl} = 6358,89 \cdot 0,9 + 1211,249 = 6934,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N_{k,z} = 1141,58 + 743,429 = 1885,009 \text{ кН}$$

$$N_{k,z}^l = 1047,94 + 678,558 = 1726,498 \text{ кН}$$

$$e_0 = \frac{21,6 \cdot 1}{118,044 + 96,444} = 0,101 \text{ м}$$

$$N^* = 1885,009 - (18,044 + 96,444) = 1670,521 \text{ кН}$$

$$e = \frac{1670,521 \cdot 0,0167 + (18,044 + 96,444) \cdot 0,101}{1885,009} = 0,026 \text{ м}$$

$$M_{k,z} = 1885,009 \cdot 0,026 = 49,01 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{k,z}^l = 1726,498 \cdot 0,026 = 44,889 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

14. Расчет арматуры колонны.

Рабочая высота сечения: $h_0 = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ см}$

Эксцентриситеты:

$$e_{0y} = M / N = 23,67 / 1972,524 = 0,012 \text{ м}$$

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_k}{30} \\ \frac{h_{эм}}{600} \\ 1 \text{ см} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 1,33 \text{ см} \\ 0,5 \text{ см} \\ 1 \text{ см} \end{array} \right\}, e_a = 1,33 \text{ см}.$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b \cdot A}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1+\delta} + 0,1 \right) + \alpha\mu_1 \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right].$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 34000 \cdot 50 \cdot 50}{300^2} \cdot \left[\frac{520833,33}{1,882} \left(\frac{0,11}{0,1+0,215} + 0,1 \right) + 5,88 \cdot 0,011 \cdot \left(\frac{50}{2} - 4 \right)^2 \right] = 751590,119 \text{ кН}.$$

Здесь $\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{by}}{M_y} \leq 1 + \beta$;

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot \frac{45,236}{51,286} = 1,882$$

$$\delta_e = e_0 / h = 1,2 / 50 = 0,024,$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01(l_0 / h) - 0,01R_b\gamma_{b,2} = 0,5 - 0,01 \cdot (300 / 50) - 0,01 \cdot 25 \cdot 0,9 = 0,215; \delta_e < \delta_{e,\min}$$

принимаем $\delta_e = 0,2$

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 34000 = 5,88$$

$$J = 50 \cdot 50^3 / 12 = 520833,33$$

Коэффициент

$$\eta = 1 / \sqrt{1 - N / N_{cr}} = 1 / \sqrt{1 - 1972,524 / 751590,119} = 1,00263$$

$$e = e_0\eta + 0,5h - a = 1,2 \cdot 1,00263 + 0,5 \cdot 50 - 4 = 22,203 \text{ см}.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{\sigma_{s1}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]} = \frac{0,67}{\left[1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,67}{1,1} \right) \right]} = 0,494.$$

Здесь $\omega = 0,85 - 0,008\gamma_{b,2}R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 25 = 0,67$

$$\alpha_n = \frac{5128600}{0,9 \cdot 25 \cdot 50 \cdot 46^2 \cdot 100} = 0,022$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022} = 0,022 < \xi_R = 0,494$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,022 = 0,989$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \zeta} = \frac{5128600}{225 \cdot 46 \cdot 0,989 \cdot 100} = 5,010 \text{ см}^2;$$

Принимаем 3 \varnothing 16 А-I с $A_s = 6,03 \text{ см}^2$

Для другой колонны:

$$e_{0z} = M / N = 49,01 / 1885,009 = 0,026 \text{ м}$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot \frac{49,01}{44,889} = 1,092$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 34000 \cdot 50 \cdot 50}{300^2} \cdot \left[\frac{520833,33}{1,092} \left(\frac{0,11}{0,1+0,215} + 0,1 \right) + 5,88 \cdot 0,011 \cdot \left(\frac{50}{2} - 4 \right)^2 \right] = 12951981,686 \text{ кН}.$$

$$\delta_e = e_0 / h = 2,6 / 50 = 0,052, \text{ принимаем } \delta_e = 0,215$$

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 34000 = 5,88$$

$$\eta = 1 / \sqrt{1 - N / N_{cr}} = 1 / \sqrt{1 - 1885,009 / 12951981,686} = 1,00015$$

$$e = e_0\eta + 0,5h - a = 2,6 \cdot 1,00015 + 0,5 \cdot 50 - 4 = 23,6 \text{ см}.$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{\sigma_{s1}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]} = \frac{0,67}{\left[1 + \frac{355}{400} \left(1 - \frac{0,67}{1,1} \right) \right]} = 0,497.$$

$$\alpha_n = \frac{4901000}{0,9 \cdot 25 \cdot 50 \cdot 46^2 \cdot 100} = 0,021$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,021} = 0,021 < \xi_R = 0,497$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,021 = 0,989$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \zeta} = \frac{4901000}{225 \cdot 46 \cdot 0,989 \cdot 100} = 4,788 \text{ см}^2;$$

Принимаем 3 \varnothing 16 А-І с $A_s=6,03 \text{ см}^2$

15. Расчет консоли колонны.

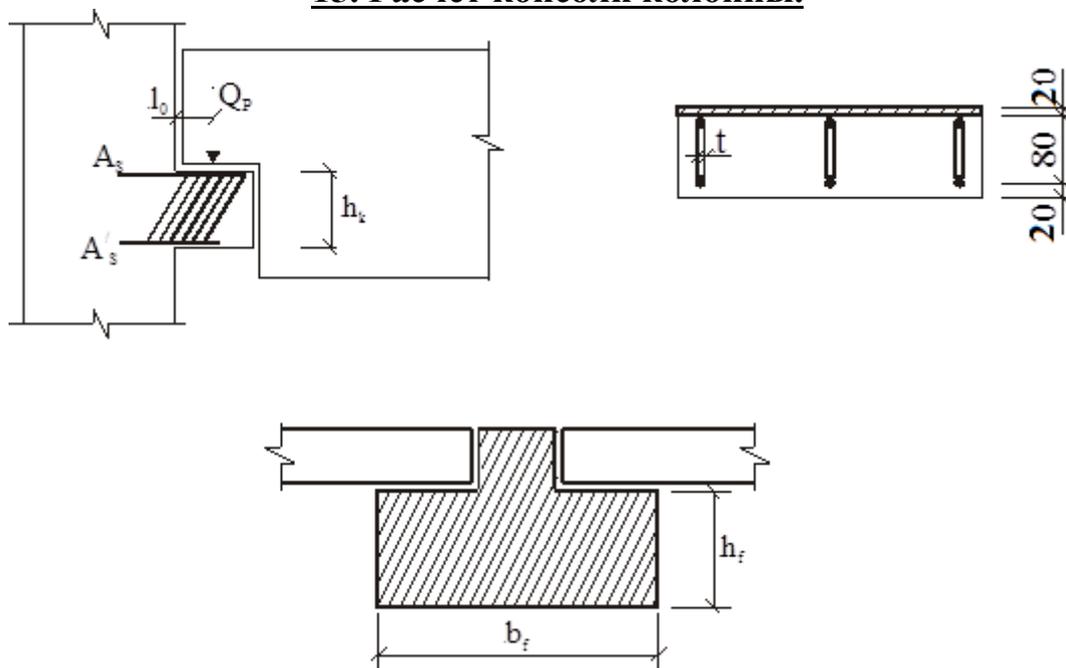


Рис. 13.

Размеры консоли: $l_k=150 \text{ мм}$; $h_k=120 \text{ мм}$;

$b_f=450 \text{ мм}$; $h_f=250 \text{ мм}$;

$$l_0 = \frac{l_k}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ м};$$

$$Q_p = \frac{q_{nep}^{ном} \cdot l_1 \cdot l_2}{2} + \frac{b_f \cdot h_f \cdot \rho_{ж/б} \cdot \gamma_f \cdot l_2}{2} = \frac{5,063 \cdot 6 \cdot 6}{2} + \frac{0,45 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 6}{2} = 100,415 \text{ кН};$$

$$M = 1,25 \cdot Q_p \cdot l_0 = 1,25 \cdot 100,415 \cdot 0,075 = 9,414 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot z} = \frac{9,414}{225 \cdot 10^3 \cdot 0,08} = 5,23 \text{ см}^2;$$

$R_s=225 \text{ МПа}$ – для арматуры класса А-І.

Принимаем 3 \varnothing 16 с $A_s=6,03 \text{ см}^2$.

Нижние стержни устанавливаются конструктивно $A_s=A'_s$.

$$\sum t_p = \frac{Q_p}{0,58 \cdot R_y \cdot z} = \frac{100,415}{0,58 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,08} = 0,9017 \text{ см};$$

$R_y=240 \text{ МПа}$ – ВСтЗпсб.

$$t = \frac{\sum t_p}{n} = \frac{9,017}{3} = 3,006 \text{ мм} > 4 \text{ мм}.$$

Принимаем $t=4 \text{ мм}$.

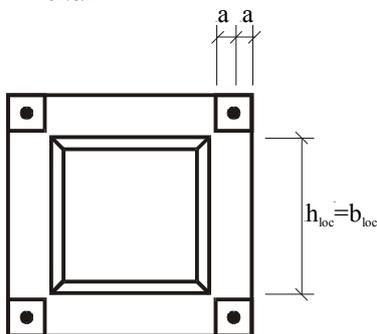
16. Расчет стыка колонны по высоте.

Колонна на 1 этаж на 1-ом этаже на последующих – колонна на 2 этажа, $n_{эл}=2$ шт.

Стык колонн расположен от колонны:

$$h_{стык} = h_p + h_{нож} + 0,8.$$

$$h_{стык} = 0,45 + 0,035 + 0,8 = 1,285 \text{ м.}$$



$N_{p,стык}$ – расчетная вертикальная нагрузка от вышерасположенного монтажного яруса колонн с учетом собственного веса перекрытия, ригеля, колонн; временная нагрузка не учитывается.

Размеры площади опирания:

$$b_{loc} \llcorner_{loc} \geq \frac{1}{2} \cdot h_k \approx \frac{2}{3} \cdot h_k = \frac{2 \cdot 0,5}{3} = 0,333 \text{ м.}$$

$$N_{p,стык} = q_{пер}^{const} \cdot 6 \cdot 6 \cdot n_{эл} + A_k \cdot n_{эл} \cdot \rho_{жс/б} \cdot \gamma_f + n_{эл} \cdot l_p \llcorner_{2 \cdot 0,22 + 0,23 \cdot 0,55} \cdot \rho_{жс/б} \cdot \gamma_f =$$

$$= 5,063 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 2 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 1,1 + 2 \cdot 5,5 \llcorner_{2 \cdot 0,2 + 0,25 \cdot 0,45} \cdot 25 \cdot 1,1 = 424,417 \text{ кН.}$$

$$a = 20 + \frac{14}{2} = 27 \text{ см.}$$

Принимаем $a=30$ мм.

$$\text{Шаг сеток: } 50 \text{ мм} \leq S = \frac{h_k}{3} \leq \frac{500}{3} = 167 \text{ см} \geq 150 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг $S=150$ мм.

Требуемая приведенная прочность бетона в стыке колонны с учетом

$$\text{косвенного армирования: } R_{b,ред}^{mp} = \frac{N_{p,стык}}{A_{loc}} = \frac{424,417}{0,34 \cdot 0,34} = 3671,427 \text{ кН/м}^2 \llcorner \gg$$

Ожидаемая прочность бетона из условия оптимального проектирования:

$$R_{b,ред} = \varphi_b \cdot R_b + \varphi \cdot \varphi_s \cdot \mu_{s,xy} \cdot R_s \geq R_{b,ред}^{mp}, \text{ где}$$

$R_s=360$ МПа – расчетное сопротивление проволоки сеток косвенного армирования для арматуры класса Вр-I;

φ_b – коэффициент, приводящий сопротивление на сжатие к сопротивлению

$$\text{на смятие } \varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{bk}}{A_{loc}}} = \sqrt[3]{\frac{0,236}{0,34 \cdot 0,34}} = 1,3 < 3,5, \text{ где}$$

A_{bk} – площадь колонны без подрезки;

$$A_{bk} = 0,5 \cdot 0,5 - 4 \cdot 0,06^2 = 0,236 \text{ м}^2 \llcorner \gg$$

$R_b=25$ МПа – В45 для колонны;

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} = \frac{1}{0,23 + 0,103} = 3,003, \text{ где}$$

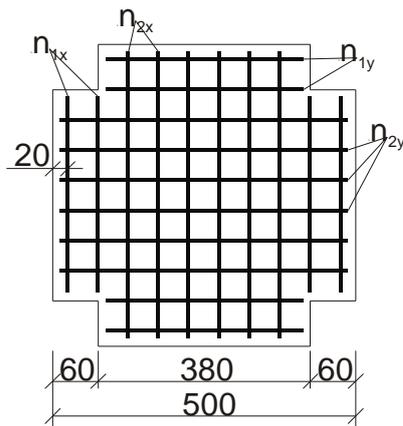
$$\psi = \frac{\mu_{s,xy} \cdot R_s}{R_b + 10} = \frac{0,01 \cdot 360}{25 + 10} = 0,103;$$

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \cdot \frac{A_{loc}}{A_{ef}} = 4,5 - 3,5 \cdot \frac{0,34 \cdot 0,34}{0,23} = 2,741, \text{ где}$$

$A_{ef} = 0,5 \cdot 0,5 - 4 \cdot 0,07^2 = 0,23 \text{ м}^2$ - площадь сечения, ограниченного крайними стержнями сеток косвенного армирования.

$$R_{b,red} = 1,3 \cdot 25 + 3,003 \cdot 2,741 \cdot 0,01 \cdot 360 = 62,132 \text{ МПа}$$

$$R_{b,red} = 62132 \text{ Па} > R_{b,red}^{mp} = 3671,427 \text{ Па}$$



Так как условие выполнено, то конструируем сетку и определяем ее шаг.

Шаг в 2-х направлениях стержней одинаковый, кратный 5 мм.

$$45 \leq S_1 \leq \frac{h_k}{4} = \frac{500}{4} = 125 \text{ мм} \leq 100 \text{ мм}$$

Принимаем $S_I = 50 \text{ мм}$.

Рассчитываем шаг сеток по высоте:

$$S = \frac{(n_{1x} \cdot l_{1x} + n_{2x} \cdot l_{2x} + n_{1y} \cdot l_{1y} + n_{2y} \cdot l_{2y}) \cdot A_{sI}}{A_{ef} \cdot \mu_{s,xy}} = \frac{(2 \cdot 0,46 + 7 \cdot 0,58 + 2 \cdot 0,46 + 7 \cdot 0,58) \cdot 0,196 \cdot 10^{-4}}{0,23 \cdot 0,01} = 0,085 \text{ м} \approx 85 \text{ мм}$$

Принимаем шаг $S = 85 \text{ мм}$.

$A_{s,I} = 0,196 \text{ см}^2$ - площадь одного стержня $\varnothing 5 \text{ мм}$ Вр-I.

17. Расчет ригеля перекрытия.

Ригель рассчитывается в зависимости от схемы каркаса (от серии ИИ-04, 1.020-1). По заданию принимаем ригель серии ИИ-04.

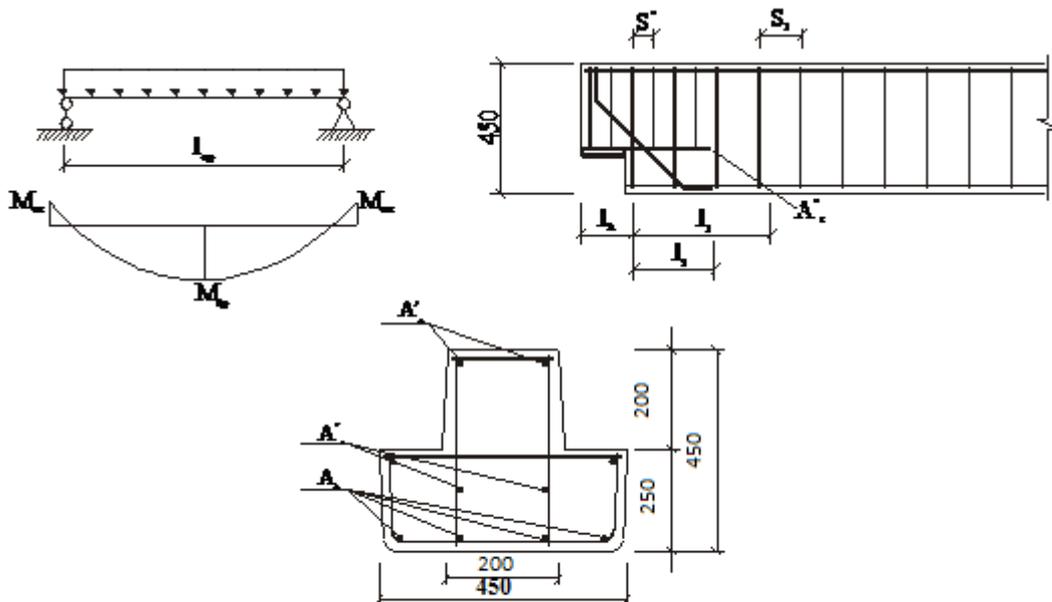


Рис.21. Ригель перекрытия: расчетная схема, схема армирования, поперечное сечение

$$M_{on} = 55 \text{ (кН} \cdot \text{м)};$$

$$M_{np} = \frac{q_p \cdot l_{0p}^2}{8} - 0,5 \cdot M_{on} = \frac{30,378 \cdot 5,35^2}{8} - 0,5 \cdot 55 = 81,187 \text{ (кН} \cdot \text{м)}, \text{ где}$$

$$l_{0p} = l_1 - h_k - l_k = 6 - 0,5 - 0,15 = 5,35 \text{ (м)};$$

$$q_p = q_{nep}^{ном} \cdot 6 = 5,063 \cdot 6 = 30,378 \text{ (кН / м)};$$

Ригель рассчитывается как прямоугольное сечение.

$$h_0 = 450 - 40 = 410 \text{ (мм)};$$

$$1. \alpha = \frac{M_{np}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{81,187}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,41^2} = 0,167;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,167} = 0,184;$$

$$A_s = \frac{h_0 \cdot R_b \cdot \xi \cdot b}{R_s} = \frac{0,41 \cdot 14,5 \cdot 0,184 \cdot 0,2}{225} = 0,0009723 \text{ (м}^2) = 9,723 \text{ (см}^2), \text{ где}$$

$R_b = 14,5$ МПа – для бетона класса В25;

$R_s = 225$ МПа – расчетное сопротивление растяжению арматуры класса А-III.

Принимаем 2 $\varnothing 36$ с $A_s = 10,18 \text{ см}^2$.

2. $h_{01} = 300 \text{ мм}$;

$$\alpha = \frac{M_{on}}{R_b \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{55}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,3^2} = 0,211;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,211} = 0,24;$$

$$A_s = \frac{h_{01} \cdot R_b \cdot \xi \cdot b}{R_s} = \frac{0,2 \cdot 14,5 \cdot 0,24 \cdot 0,2}{225} = 0,0006187 \text{ (м}^2) = 6,187 \text{ (см}^2),$$

Принимаем 2 $\varnothing 20$ с $A_s = 6,28 \text{ см}^2$.

Рассчитываем поперечные стержни:

$$Q \leq \frac{\varphi_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,t}}{c} + q_{sw} \cdot c_0, \text{ где}$$

$\varphi_{b2} = 2$; $b = 0,2 \text{ м}$; $h_0 = 0,41 \text{ м}$; $R_{b,t} = 1,05 \text{ МПа}$ - для бетона класса В25;

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_p}} = \sqrt{\frac{70,6}{30,378}} = 1,524 \text{ (м)}, \text{ где}$$

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{b,t} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,41^2 = 70,6 \text{ (кН} \cdot \text{м)};$$

$$c \leq 3,33 \cdot h_0, \text{ если } q_p \leq 0,56 \cdot q_{sw}.$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S_1}, \text{ где}$$

A_{sw} - из условия сварки с продольной арматурой; $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2 - 2 \varnothing 8 \text{ мм}$;

$R_{sw} = 175$ МПа – для арматуры класса А-I;

$$S_1 = \frac{h_p}{3} = \frac{0,45}{3} = 0,15 \text{ (м)};$$

$$q_{sw} = \frac{0,000101 \cdot 175 \cdot 10^3}{0,15} = 117,833 \text{ (кН / м)};$$

$$q_p = 30,378 \text{ (H/м)} \lesssim 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 117,833 = 65,986 \text{ (H/м)};$$

$$c = 1,56 \text{ м} > 3,33 \cdot 0,41 = 1,365 \text{ (м)};$$

Принимаем $c=1,365$ м.

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{70,6}{117,833}} = 0,774 \text{ (м)} \lesssim 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,41 = 0,82 \text{ (м)};$$

$$c_0 = 0,607 \text{ м} < c = 1,365 \text{ м}.$$

$$Q = \frac{q_p \cdot l_{0p}}{2} = \frac{30,378 \cdot 5,45}{2} = 82,78 \text{ (кН)};$$

$$82,78 \text{ кН} < \frac{2 \cdot 0,2 \cdot 0,41^2 \cdot 1,05 \cdot 10^3}{1,365} + 117,833 \cdot 0,607 = 123,248 \text{ (кН)};$$

$$\frac{M_b}{c} \geq Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot R_{b,t} \cdot b \cdot h_0;$$

$$\frac{70,6}{1,365} = 51,72 \text{ (кН)} \gtrsim 0,6 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,41 = 51,66 \text{ (кН)};$$

$$\text{Принимаем } S^* = \frac{S_1}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ (м)};$$

$$S_1 = 0,15 \text{ м} < S_{\max} = \frac{0,75 \cdot \varphi_{b4} \cdot R_{b,t} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 1,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,41^2}{82,78} = 0,48 \text{ (м)};$$

Проверяем прочность наклонного сечения в зоне подрезки.

$$A_{sw} \cdot R_{sw} + R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha \geq Q_1 \cdot \left(1 - \frac{h_{01}}{h_0}\right), \text{ где}$$

$$Q_1 = Q - q_p \cdot a_0 = 82,78 - 30,378 \cdot 0,075 = 80,502 \text{ (кН)};$$

$$a_0 = \frac{l_k}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ (м)};$$

$$h_{01} = 0,3 \text{ м}; \quad h_0 = 0,41 \text{ м};$$

$$A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2 - 2 \text{ } \varnothing 8 \text{ А-I};$$

$$R_{sw} = 175 \text{ МПа} - \text{А-I};$$

$$\alpha = 45^\circ;$$

$$A_{s,inc} \geq \frac{Q_1 \cdot \left(1 - \frac{h_{01}}{h_0}\right) - A_{sw} \cdot R_{sw}}{R_{sw} \cdot \sin \alpha},$$

$$A_{s,inc} \geq \frac{80,502 \cdot \left(1 - \frac{0,3}{0,41}\right) - 1,01 \cdot 10^{-4} \cdot 175 \cdot 10^3}{175 \cdot 10^3 \cdot 0,707} > 0,0000317 \text{ см}^2,$$

Принимаем $A_{s,inc} = 1,57 \text{ см}^2$ – площадь наклонных стержней – 2 $\varnothing 10$ мм;

$$l_1 = \frac{Q}{q_{sw,l}} + S_1 = \frac{82,78}{596,6} + 0,15 = 0,289 \text{ (м)} \gtrsim 28,9 \text{ (см)}, \text{ где}$$

$$q_{sw,l} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S^*} = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 0,000157}{0,075} = 596,6 \text{ (H/м)};$$

Рассчитываем прочность наклонного сечения в зоне подрезки на действие изгибающего момента.

$$M_1 + \frac{0,5 \cdot \left(\frac{Q_1 \cdot h_{01}}{h_0} \right)^2}{q_p + q_{sw,l}} \leq 0,9 \cdot h_{01} \cdot \left(R_{sw} \cdot A_s^* + R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \cos \alpha \right);$$

$$M_1 = \frac{q_p \cdot l_{0p}}{2} \cdot a_0 - \frac{q_p \cdot a_0^2}{2} = \frac{30,378 \cdot 5,45}{2} \cdot 0,075 - \frac{30,378 \cdot 0,075^2}{2} = 6,123 \text{ (Н} \cdot \text{м)};$$

Выражаем из формулы A_s^*

$$A_s^* = \frac{M_1 + \frac{0,5 \cdot \left(\frac{Q_1 \cdot h_{01}}{h_0} \right)^2}{q_p + q_{sw,l}}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_{sw}} - A_{s,inc} \cdot \cos \alpha;$$

$$A_s^* \geq \frac{6,123 + \frac{0,5 \cdot \left(\frac{80,502 \cdot 0,3}{0,41} \right)^2}{30,378 + 596,6}}{0,9 \cdot 0,3 \cdot 175 \cdot 10^3} - 0,000157 \cdot 0,707 = 0,00007715 \text{ м}^2;$$

Принимаем 2 Ø 10 А-І с $A_s = 1,57 \text{ см}^2$.

$$l_2 = \frac{2 \cdot \left(Q_1 - R_{sw} \cdot A_{sw} - R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha \right)}{q_{sw,l}} + a_0 + 5 \cdot d^* =$$

$$= \frac{2 \cdot \left(0,502 - 175 \cdot 10^3 \cdot 0,000157 - 175 \cdot 10^3 \cdot 0,000157 \cdot 0,707 \right)}{596,6} + 0,075 + 5 \cdot 0,02 = 0,288 \text{ м} \approx 28,8 \text{ см}$$

$$l_1 = 28,9 \text{ см} > l_2 = 28,8 \text{ см}.$$

Каркас строим по $l_1 = 30 \text{ см}$.

Расчет «рыбки»:

$$N = \frac{M_{on}}{z} = \frac{55}{0,3} = 183,333 \text{ (Н)};$$

z' -расстояние между закладными деталями, м.

Требуемая площадь:

$$A_{TP} = \frac{N}{R_y} = \frac{183,33}{24} = 7,639 \text{ (см}^2\text{)};$$

Принимаем толщину пластины $t = 4 \text{ мм}$, тогда

$$b = 7,639 / 0,4 = 19,098 \text{ (см)} \approx 20$$

18. Расчет консоли ригеля.

$$l_0 = \frac{2}{3} \cdot l_f = \frac{2 \cdot 125}{3} = 83,333 \text{ (мм)};$$

$$M = 1,25 \cdot Q_{nl} \cdot l_0 = 1,25 \cdot 91,134 \cdot 0,0833 = 9,493 \text{ (Н} \cdot \text{м)}, \text{ где}$$

$$Q_{nl} = q_{nep}^{полн} \cdot l_2 \cdot \frac{l_1}{2} = 5,063 \cdot 6 \cdot 3 = 91,134 \text{ (Н)};$$

$$b^* = l_2 - h_k - l_{kcc} = 6 - 0,5 - 0,15 = 5,35 \text{ (м)};$$

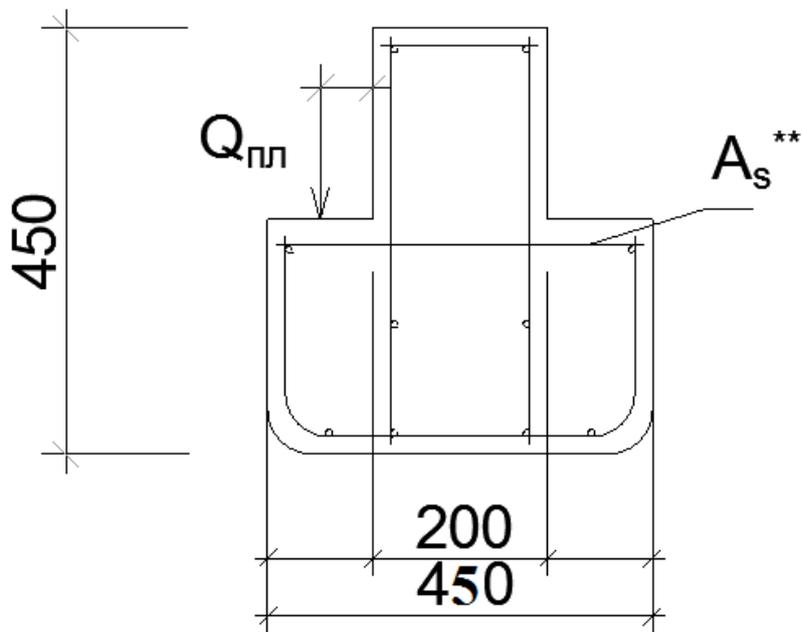


Рис. 22. К расчету консоли ригеля

$$\alpha = \frac{M}{R_{b,t} \cdot b^* \cdot h_{0*}^2} = \frac{9,493}{1,05 \cdot 10^3 \cdot 5,35 \cdot 0,23^2} = 0,032,$$

Где $h_{0*} = 0,23 \text{ м}$;

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,032} = 0,033;$$

$$A_s^{**} = \frac{14,5 \cdot 10^3 \cdot 5,35 \cdot 0,23^2 \cdot 0,033}{360 \cdot 10^3} = 0,000376 \text{ м}^2 \approx 3,76 \text{ см}^2;$$

Принимаем 20 Ø 5 Вр-I с $A_s = 3,92 \text{ см}^2$.

Проверяем сечение по наклонным трещинам

$$Q_{nл} = 91,134 \text{ кН} \leq Q_u = \frac{\varphi_{b4} \cdot R_{b,t} \cdot b^* \cdot (h_{0*})^2}{c^*} = \frac{1,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 5,35 \cdot 0,23^2}{0,083} = 5351 \text{ кН};$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot R_{b,t} \cdot b^* \cdot h_{0*} = 0,6 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 5,35 \cdot 0,23 = 775,215 \text{ кН};$$

$$Q_{b,\max} = 2,5 \cdot R_{b,t} \cdot b^* \cdot h_{0*} = 2,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 5,35 \cdot 0,23 = 3230 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} < Q_u < Q_{\max}$$

Окончательно принимаем $Q_u = 3230 \text{ кН}$

$$Q_{nл} = 86,65 \text{ кН} < Q_u = 3230 \text{ кН}. - \text{условие выполняется}$$

Консоль ригеля, параллельного оси ОУ, армируется аналогично: принимаем 20 Ø 5 Вр-I с $A_s = 3,92 \text{ см}^2$

Консоль диафрагмы армируется арматурой аналогичной ригелю: принимаем 10 Ø 5 Вр-I с $A_s = 1,96 \text{ см}^2$

Библиографический список.

1. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил.
2. Железобетонные конструкции: Спец. курс. Учеб. пособие для вузов/ В. Н. Байков, П. Ф. Дроздов, И. А. Трифонов и др.; Под ред. В. Н. Байкова. – 3-е изд. перераб. – М.: Стройиздат, 1981. – 767 с.: ил.
3. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для студентов вузов по спец. “Пром. и гражд. стр-во”. – М.: Высш. шк., 1987. – 384 с.: ил.
4. Бондаренко В. М., Судницын А. И. Расчет строительных конструкций. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. пособие для строит. вузов. – М.: Высш. шк., 1984. – 176 с.: ил.