

1. КОМПОНУВАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ПЕРЕКРИТТЯ

Компонування конструктивної схеми перекриття містить вибір сітки колон, напрямку головних та кроку другорядних балок для монолітного варіанту.

Монолітне балкове перекриття складається з головних балок, другорядних та монолітної плити.

2. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА БАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Ребристе монолітне перекриття з балочною плитою під корисним навантаженням кН/м^2 (при $\gamma_f=1$). Для проектування прийнята конструктивна схема перекриття чотирьох поверхової будівлі (Рис.1)

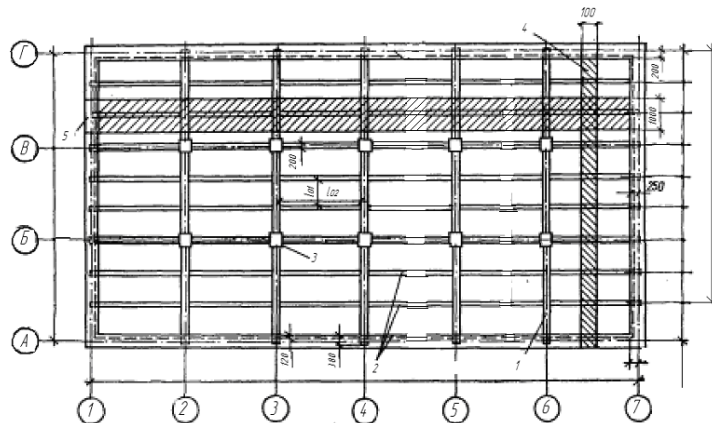


Рис. 1. Конструктивна схема перекриття будівлі

- 1 – головна балка;
- 2 – другорядна балка;
- 3 – колона;
- 4 – розрахункова полоса плити;
- 5 – розрахункова полоса другорядної балки.

3. ПОПЕРЕДНЄ ВИЗНАЧЕННЯ ТОВЩИНИ ПЛИТИ І РОЗМІРІВ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ БАЛОК

Задаємося попередніми розмірами перекриття. Мінімальна товщина плити монолітного перекриття: $h_s = \text{см}$, при корисному навантаженні $v^h = \text{кН/м}^2$.

Розмір перерізу колон обираємо в залежності від корисного навантаження. Переріз приймаємо квадратний $40 \times 40 \text{ см}$ при $v^h = \text{кН/м}^2$.

Попередні розміри перерізів балок перекриття приймаємо за співвідношенням:

$$h_{s.b.} = \left(\frac{1}{12} \cdots \frac{1}{20} \right) \cdot B = \quad - \text{ висота другорядної балки, приймаємо } h_{s.b.} = \quad \text{см.}$$

$$h_{m.b.} = \left(\frac{1}{8} \cdots \frac{1}{12} \right) \cdot L = \quad - \text{ висота головної балки, приймаємо } h_{m.b.} = \quad \text{см}$$

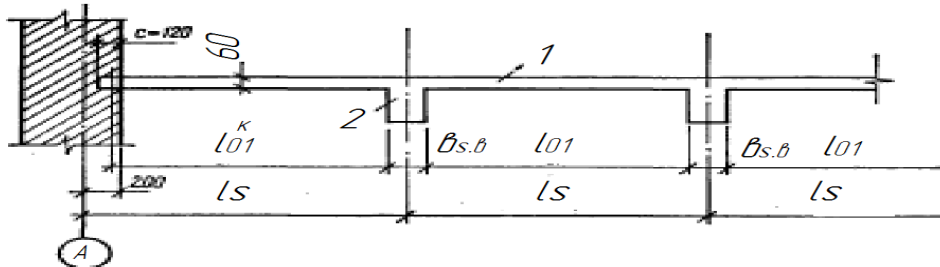
Ширина для головної та другорядної балок:

$$b_{s.b.} = \left(\frac{1}{2} \cdots \frac{1}{3} \right) \cdot h_{s.b.} = \quad \text{см}$$

$$b_{m.b.} = \left(\frac{1}{2} \cdots \frac{1}{3} \right) \cdot h_{m.b.} \quad \text{см}$$

4. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

4.1 Вибір розрахункової схеми



1 – плита;

2 – другорядна балка.

4.2 Визначення розрахункових прольотів плити

Величина розрахункового прольоту l_{01} и l_{01}^k :

$$l_{01}^k = l_s - a + \frac{c}{2} - \frac{b_{s.b.}}{2} =$$

$$l_{01} = l_s - b_{s.b.} =$$

Величина розрахункового прольоту l_{02} :

$$l_{02} = B - b_{m.b.} = \quad \text{м}$$

Перевіряємо умову:

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} \geq 2; \quad > 2 - \text{плита, яка працює в одному напрямку.}$$

Монолітну плиту при розрахунках розглядаємо як смугу шириною $b=l_m$, яка умовно вирізана з плити у напрямку короткого прольоту. Розрахункова схема такої плити має вигляд нерозрізної балки, проміжними опорами якої є другорядні балки перекриття.

4.3 Визначення навантаження на плиту

Збір навантажень на перекриття.

Найменування навантаження	Характерне значення, кН/м ²	Коеф. надійності за навантаження, γ_{fn}	Розрахункове значення, кН/м ²
1. Постійне			
Вага плити $h_{bt} \cdot \rho =$ кН/м ²		1,1	
Вага зтяжки $0.02 \cdot \rho = 0.02 \cdot 22 = 0.44$ кН/м ²	0,44	1,3	0,572
Вага плитки $0.13 \cdot \rho = 0.013 \cdot 18 = 0.234$	0,234	1,1	0,257
Разом			$g_s =$
2. Тимчасове			
Разом		1,2	$v_s =$
			$q =$

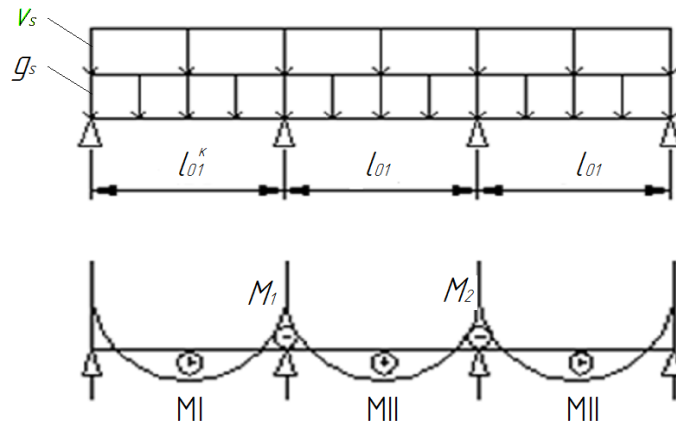
Повне розрахункове навантаження на l м розрахункової полоси з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі:

$$q_s = (g_s + v_s) \cdot l \cdot \gamma_n = \quad \text{кН/м.}$$

4.4 Визначення згинаючих моментів

Розраховуємо згинаючі моменти у прольотах та на опорах.

Розрахункова схема плити та епюра моментів.



Моменти на крайній опорі та у крайньому прольоті:

$$M_{I,k} = M_1 = \pm \frac{q_s \cdot l_{01}^k{}^2}{11} = \quad \text{кНм}$$

Моменти на середній опорі та у прольоті:

$$M_{II,c} = M_2 = \pm \frac{q_s \cdot l_{01}^2}{16} = \quad \text{кНм}$$

4.5 Визначення товщини плити

Виконуємо перевірку прийнятої товщини плити:

1. $\xi = 0,15$ - відносна висота стиснутої зони бетону.
2. Коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5\xi) = 0,15(1 - 0,5 \cdot 0,15) = 0,139$$

3. Потрібна робоча висота перерізу.

Визначаємо за найбільшим опорним моментом:

$$d = \sqrt{\frac{M_1}{f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot \alpha_m \cdot b_s}} = \quad \text{см}$$

$\gamma_{c1} = 0,9$ - так як навантаження постійної дії.

4. Уточнюємо повну висоту перерізу:

$$h = d + a = \text{при } h_s = \quad \text{см}, a = 1,5 \text{см.}$$

Прийняте значення округляємо до $h = \quad$ см, тобто у наступному розрахунку висоту другорядної балки приймаємо $h_s = \quad$ см.

4.6 Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Розрахунок міцності перерізу заключається у підборі арматури для плит.

Задаємося арматурою А400С Ø6... Ø 8, $f_{yd} = 355 \text{ МПа}$, $M_I =$ кНм, $M_{II} =$

кНм, $f_{cd} =$.

1). Робоча висота перерізу:

$$d = h_s - a =$$

$$a = 1.3$$

2). Визначаємо характеристику стиснутої зони перерізу:

$$\omega = \alpha - \beta \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{c1} =$$

$$\alpha = 0.85$$

$$\beta = 0.008$$

$$\gamma_{c1} = 0.9$$

3). Гранична відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} =$$

4). Коефіцієнт α_m :

$$\alpha_{m1} = \frac{M_I}{f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot b \cdot d^2} =$$

5). $\zeta = 1 - 0.5 \cdot \xi$

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}} =$$

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m2}} =$$

$$\zeta_1 = 1 - 0.5 \cdot \xi_1 =$$

$$\zeta_2 = 1 - 0.5 \cdot \xi_2 =$$

б). Знаходимо потрібну площу перерізу арматури:

$$A_s^{nom}(C2) = \frac{M_I \cdot 100}{f_{yd} \cdot \zeta_1 \cdot d} =$$

$$A_s^{nom}(C1) = \frac{M_{II} \cdot 100}{f_{yd} \cdot \zeta_2 \cdot d} =$$

$$\rho_f(C2) = \frac{A_s^{nom}}{b \cdot d} = < 0.004 \dots \Rightarrow$$

$$A_{s1}(C2) = 0.004 \cdot b \cdot d =$$

$$\rho_f(C1) = \frac{A_s^{nom}}{b \cdot d} = < 0.004 \dots 0.008 \Rightarrow$$

$$A_{s1}(C1) = 0.004 \cdot b \cdot d =$$

поперечну робочу арматуру знаходимо

5Ø6

7Ø6

8*Ø6

10Ø6A400С з $A_s^{\phi} = XXXXX \text{ см}^2 > A_s^{nom} = xxxxx \text{ см}^2$, S.

При діаметрі робочої арматури мм і кроці мм поздовжні розподільчі стержні приймаємо діаметром 5 мм з кроком 350 мм.

$$C_{(1,2,3,4,5)} = \frac{5Bpl - 350}{6A400C - S} \times D \times Ш$$

Д - довжина сітки

Ш - ширина сітки

Розміри сіток:

C1: $Ш_{c1}=l_{01}= \quad \text{мм};$

$Д_{c1}=l_{02}= \quad \text{мм};$

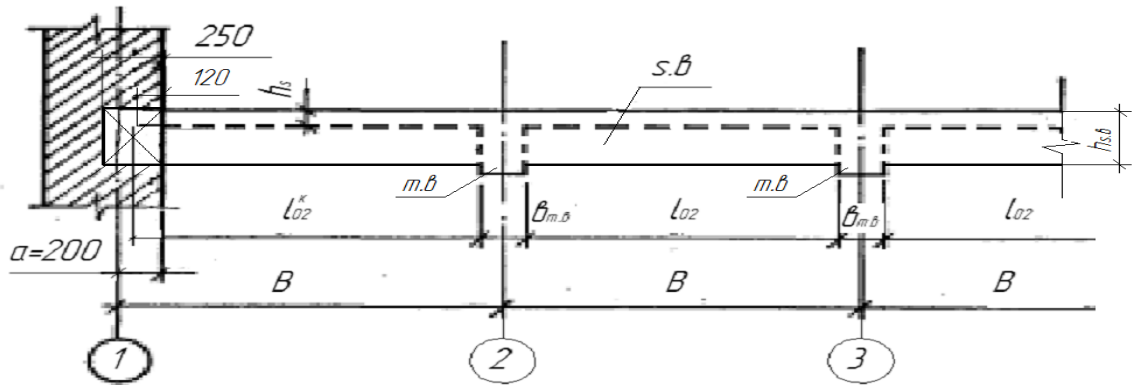
C2: $Ш_{c2} = l_{01}^k + \frac{c}{2} - 10 = \quad \text{мм} \quad Д_{c2}=l_{02}= \quad \text{мм};$

C3, C4: $Ш_{c3,4} = b_{s,b} + 2 \cdot \frac{1}{4} l_{01} = \quad \text{мм} \quad Д_{c3,4}=l_{02}= \quad \text{мм};$

C5: $Ш_{c5} = C - 10 + \frac{1}{10} l_{01}^k = \quad \text{мм} \quad Д_{c2}=l_{02}= \quad \text{мм};$

5. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ.

5.1 Вибір розрахункової схеми



5.2 Визначення розрахункових прольотів

Величина розрахункового прольоту l_{02}^k :

$$l_{02}^k = B - a + \frac{c}{2} - \frac{b_{m.b.}}{2} = \quad \text{м}$$

Величина розрахункового прольоту l_{02} :

$$l_{02} = B - b_{m.b.} = \quad \text{м}$$

5.3 Визначення навантаження на балку

Збір навантажень.

На другорядну балку навантаження збираємо як на полосу уздовж другорядної балки, ширина якої дорівнює кроку другорядних балок 2.5 м.

Розрахунок навантажень на перекриття

Навантаження	Хар. значення кН/м ²	Коеф. надійності за нав. γ_f	Розрахунк. значення кН/м ²
Навантаження від ваги плити: $g_1 = h_s \cdot \rho \cdot l_s \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n =$			
Навантаження від ваги підлоги (зтяжки і плитки):			

$g_2 = (0,572 + 0,257) \cdot l_s \cdot \gamma_n =$			
Навантаження від ваги ребра другорядної балки: $g_3 = (h_{s.б.} - h_s) \cdot b_{s.б.} \cdot \rho \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n =$			
Разом: $g_{s.б.} = g_1 + g_2 + g_3 =$			
Тимчасове навантаження: $v_{s.б.} = v_s \cdot l_s \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n =$ $\gamma_{fm} = 1.2$			

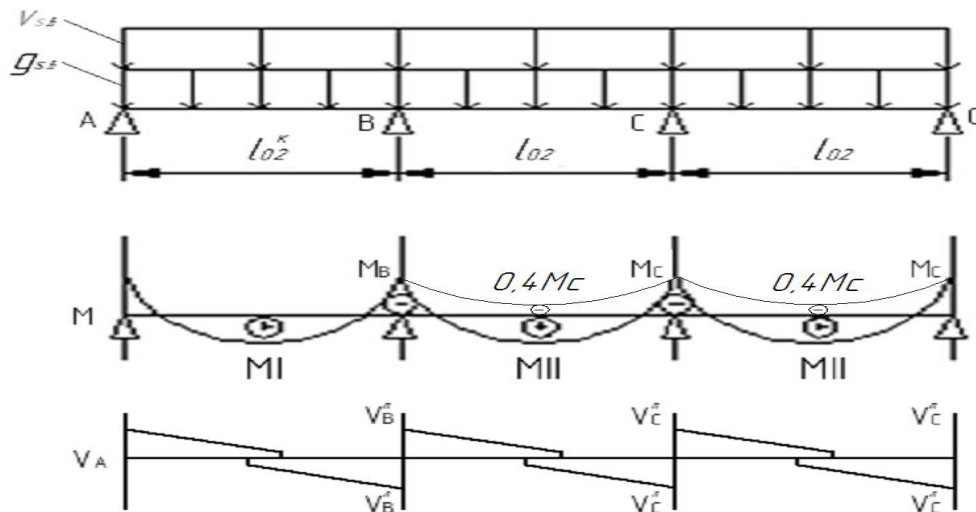
Повне навантаження:

$$q_{s.б.} = g_{s.б.} + v_{s.б.} = \quad \text{кН/м}$$

5.4 Визначення згинаючих моментів

Розрахунок моментів у перерізах балки визначаємо з урахуванням перерозподілу зусиль згідно рисунка:

Розрахункова схема другорядної балки та епюри зусиль.



Максимальні розрахункові зусилля:

$$M_I = \frac{q_{s.б.} \cdot l_{02}^2}{11} \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{II} = \frac{q_{s.б.} \cdot l_{02}^2}{16} = \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -\frac{q_{s.б.} \cdot l_{02}^2}{14} = \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -\frac{q_{s.б.} \cdot l_{02}^2}{16} = \text{кН} \cdot \text{м}$$

Якщо співвідношення $\frac{v_{s.б.}}{g_{s.б.}} \leq 3$, тоді у середніх прольотах виникають

негативні згинальні моменти. В перерізі на відстані $0,4l_{02}$ від першої проміжної опори, тобто:

$$0.4M_C = \text{кН} \cdot \text{м}$$

5.5 Визначення поперечних сил

$$V_A = 0.4 \cdot q_{s.6} \cdot (l_{02}^k - 0.5c) =$$

$$V_B^n = 0.6 \cdot q_{s.6} \cdot (l_{02}^k - 0.5c) = \kappa H$$

$$V_B^n = V_C^n = V_C^n = 0.5 \cdot q_{s.6} \cdot l_{02} = \kappa H$$

5.6 Визначення розмірів поперечного перерізу другорядної балки

Мінімальну робочу висоту визначаємо за найбільшим опорним моментом

$$M_B = \kappa Hm$$

Ширину балки (b_f) приймаємо міні значення з:

$$B/3 = m$$

$$l_s = 2.5m \Rightarrow b_f = m.$$

1. Задаємося $\xi = 0.35$; $b_{s.b.} = cm$;

2. Коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0.5\xi) = 0.35 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.35) = 0.289$$

3. Потрібна робоча висота перерізу:

$$d^{nom} \geq \sqrt{\frac{M_B \cdot 100}{f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b_{s.6}}} =$$

4. Уточнюємо повну висоту перерізу: $a = 4$ см (приймаємо $a = 30 \div 60mm$).

$$h_{s.6} = d^{nom} + a =$$

Значення h приймаємо кратним 5 см (за вимог уніфікації) =>

$$h = cm.$$

5.7 Визначення площі поздовжньої робочої арматури

5.7.1 Армування прольотів.

Для розрахунку використовуємо арматуру А400 Ø від 10, $f_{yd} = 365MPa$

1). Робоча висота перерізу:

$$d = h_{s.6} - a =$$

$$a = 4$$

2). Визначаємо характеристику стиснутої зони перерізу:

$$\omega = \alpha - \beta \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{c1} =$$

$$\alpha = 0.85$$

$$\beta = 0.008$$

$$\gamma_{c1} = 0.9$$

3). Гранична відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} =$$

4). Коефіцієнт α_m :

$$\alpha_{m1} = \frac{M_I}{f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot b_f \cdot d^2} =$$

$$\alpha_{m2} = \frac{M_{II}}{f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot b_f \cdot d^2} =$$

5). $\zeta = 1 - 0.5 \cdot \xi$

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}} =$$

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m2}} =$$

$$\zeta_1 = 1 - 0.5 \cdot \xi_1 =$$

$$\zeta_2 = 1 - 0.5 \cdot \xi_2 =$$

б). Знаходимо потрібну площу перерізу арматури:

$$A_s^{nom}(Kp1) = \frac{M_I \cdot 100}{f_{yd} \cdot \zeta_1 \cdot d} =$$

$$A_s^{nom}(Kp2) = \frac{M_{II} \cdot 100}{f_{yd} \cdot \zeta_2 \cdot d} =$$

$$\rho_f(Kp1) = \frac{A_s^{nom}}{b_{s.e} \cdot d} < 0.01 \Rightarrow A_{s1}(Kp1) = 0.01 \cdot b_{s.e} \cdot d =$$

$$\rho_f(Kp2) = \frac{A_s^{nom}}{b_{s.e} \cdot d} < 0.01 \Rightarrow A_{s1}(Kp1) = 0.01 \cdot b_{s.e} \cdot d =$$

Крайні прольоти балки армуємо двома каркасами Кр1. В кожному каркасі по два повздовжні ØХХ розміщених у два ряди, тобто знизу приймаємо арматуру 2ØХХ А400С $A_{S_c}^{\phi} = XXX\text{см}^2 > A_{S_c}^{nom} = XXX\text{см}^2$. Верхні стержні приймаємо конструктивно 2Ø10А400С.

Середні прольоти балки армуємо двома каркасами Кр2. В кожному каркасі по дві повздовжні арматурі ØХХ розміщені в один ряд, тобто знизу приймаємо арматуру Х ØХХХА400С $A_{S_c}^{\phi} = \text{см}^2 > A_{S_c}^{nom} = \text{см}^2$. Через наявність в середніх прольотах негативного згинального моменту верхні стержні визначаємо з розрахунку:

$$1). d = h_{s.e} - a = ; a = 4$$

2). Визначаємо характеристику стиснутої зони перерізу:

$$\omega = \alpha - \beta \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{c1} =$$

$$\alpha = 0.85; \beta = 0.008; \gamma_{c1} = 0.9$$

3). Гранична відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} =$$

4). Коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = \frac{0.4M_C}{f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot b_{s.e} \cdot d^2} =$$

$$5). \zeta = 1 - 0.5 \cdot \xi$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} =$$

$$\zeta = 1 - 0.5 \cdot \xi =$$

б). Знаходимо потрібну площу перерізу арматури:

$$A_s^{nom} = \frac{0.4M_C \cdot 100}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \text{см}^3$$

Верхні стержні Кр2 приймаємо не менше 2Ø10А400С.

5.7.2 Розрахунок та армування сіток.

1). Робоча висота перерізу:

$$d = h_{s,e} - a = ,$$

$$a = 4$$

2). Визначаємо характеристику стиснутої зони перерізу:

$$\omega = \alpha - \beta \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{c1} =$$

$$\alpha = 0.85; \beta = 0.008; \gamma_{c1} = 0.9$$

3). Гранична відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} =$$

4). Коефіцієнт α_m :

$$\alpha_{m1} = \frac{M_B}{f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot b_{s,e} \cdot d^2} =$$

$$\alpha_{m2} = \frac{M_C}{f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot b_{s,e} \cdot d^2} =$$

5). $\zeta = 1 - 0.5 \cdot \xi$

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}} =$$

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m2}} =$$

$$\zeta_1 = 1 - 0.5 \cdot \xi_1 =$$

$$\zeta_2 = 1 - 0.5 \cdot \xi_2 =$$

б). Знаходимо потрібну площу перерізу арматури:

$$A_s^{nom}(C6) = \frac{M_B \cdot 100}{f_{yd} \cdot \zeta_1 \cdot d} =$$

$$A_s^{nom}(C7) = \frac{M_C \cdot 100}{f_{yd} \cdot \zeta_2 \cdot d} =$$

$$A_{s1}(C6) = \frac{A_s^{nom}(C6)}{2 \cdot \sigma_f} =$$

$$A_{s1}(C7) = \frac{A_s^{nom}(C7)}{2 \cdot \sigma_f} =$$

Конструктивно приймаємо:

$$C_{(6)} = \frac{5BpI - 350}{6A400C - S} \times D \times Ш$$

$$C_{(7)} = \frac{5BpI - 350}{6A400C - S} \times D \times Ш$$

Д - довжина сітки

Ш - ширина сітки

Розміри сіток:

$$C6, C7: Ш_{c6,7} = b_{m,b} + \frac{1}{4}l_{02} + \frac{1}{3}l_{02} = \text{ мм};$$

$$Д_{c6,7} = L - B_{col} = \text{ мм}.$$

5.8 Розрахунок міцності другорядної балки за похилими перерізами

Міцність другорядної балки визначаємо за формулою:

$$V_{wc} = 2 * \sqrt{\varphi_{B2} * (1 - \varphi_f) * f_{cd1} * b_{sb} * d^2 * q_{sw1}}, \text{кН}$$

Задаємося діаметром поперечної арматури 2Ø6A240С, рівним не менше ніж 1/4 діаметру робочої арматури.

$$\frac{1}{2} \cdot h_{sb} \geq S1 \leq 15c5 \Rightarrow S1 =$$

$$\frac{3}{4} \cdot h_{sb} \geq S2 \leq 50c0 \Rightarrow S2 =$$

$$d = h_{sb} - c - \frac{1}{2} d_{арм} = \text{см}$$

$$(b_f - b) = 21 \text{м отже } (b_f - b) \text{ приймаємо рівним } 3 * h_s = 21 \text{см}$$

$$\varphi_f = \frac{0.75 * (b_f - b) * h_s}{b * d} = \frac{0.75 * 21 * 7}{20 * 41} = 0.13$$

$$q_{sw1} = \frac{f_{ydw} * n * A_{sw}}{S_1} =$$

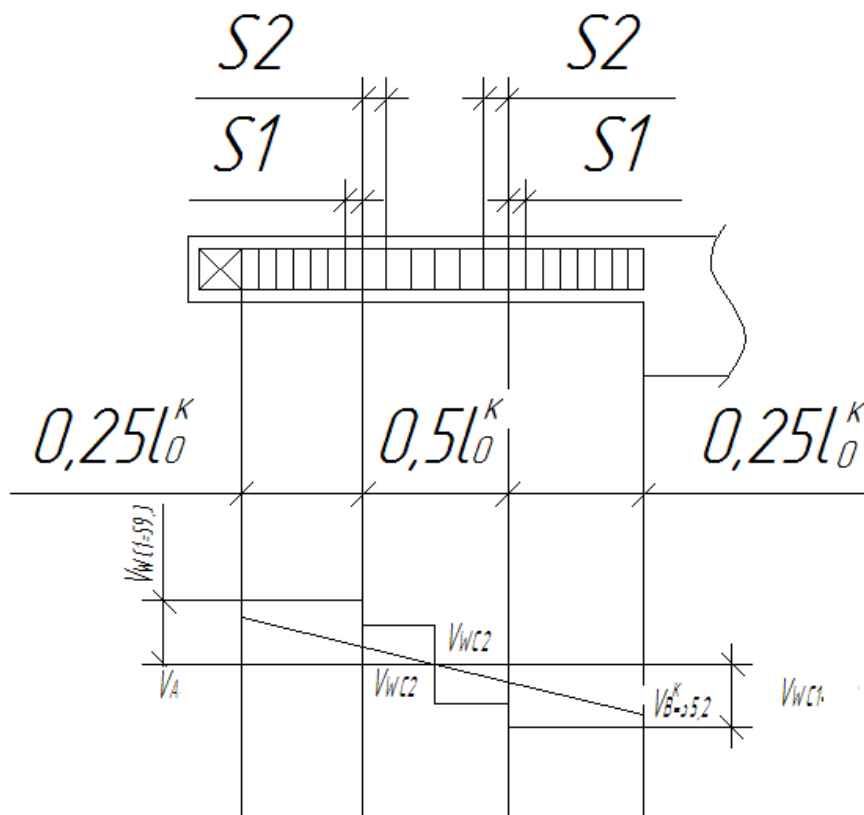
$$q_{sw2} = \frac{f_{ydw} * n * A_{sw}}{S_2} =$$

A_{sw} - площа поперечного діаметру арматури;

q_{sw} - зусилля по довжині стержня;

$$V_{wc1} = 2 * \sqrt{\varphi_{B2} * (1 - \varphi_f) * f_{cd1} * b_{sb} * d^2 * q_{sw1}} =$$

$$V_{wc2} = 2 * \sqrt{\varphi_{B2} * (1 - \varphi_f) * f_{cd1} * b_{sb} * d^2 * q_{sw2}} =$$



V_{wc} - несуча здатність;

Перевіряємо

$$V_{wc1} \geq V_b^1$$

Список використаних джерел

1. Залізобетонні конструкції будівель і споруд. Методичні вказівки до виконання курсового проекту №1 з спецкурсу для студентів ЗДІА спеціальності 7.092101 «Промислове та цивільне будівництво» / Укл.: В.А. Банах, О.І. Федченко. – Запоріжжя, 2004.
2. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под. ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища шк. Головное изд-во, 1987. – 416с.
3. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под. ред. А.Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1990. – 544с.