

Міністерство освіти і науки України
Національний Університет водного господарства та
природокористування
Кафедра промислового, цивільного будівництва та
інженерних споруд

03-01-139М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсової роботи «**Міжповерхове монолітне
ребристе перекриття з плитами балочного типу**»
з навчальної дисципліни «Будівельні конструкції»
для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
за освітньо-професійною програмою «Архітектура та
містобудування» спеціальності 191 «Архітектура та
містобудування» денної форми навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою
з якості ННІБА
Протокол № 1 від 29 серпня 2023 р.

Рівне – 2023

Методичні вказівки до виконання курсової роботи «Міжповерхове монолітне ребристе перекриття з плитами балочного типу» з навчальної дисципліни «Будівельні конструкції» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Архітектура та містобудування» спеціальності 191 «Архітектура та містобудування» денної форми навчання. [Електронне видання] / Караван В. В., Філіпчук С. В. – Рівне : НУВГП, 2023. – 33 с.

Укладачі: Караван В. В., кандидат технічних наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд; Філіпчук С. В., кандидат технічних наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Відповідальний за випуск: Бабич Є. М., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Керівник групи забезпечення спеціальності 191 «Архітектура та містобудування»

Потапчук І. В.

© В. В. Караван,
С. В. Філіпчук, 2023
© НУВГП, 2023

ВСТУП

Навчальним планом підготовки бакалаврів за галуззю знань 19 «Архітектура та будівництво» спеціальністю 191 «Архітектура та містобудування» при вивченні навчальної дисципліни «Будівельні конструкції» передбачено виконання курсової роботи на тему: «Міжповерхове монолітне ребристе перекриття з плитами балочного типу».

Мета виконання курсової роботи: закріпити знання теоретичного матеріалу, набути навички практично використовувати методики розрахунку та конструювання залізобетонних конструкцій будівлі з монолітного залізобетону, закріпити вміння користуватися нормативною і технічною літературою, виконувати інженерні креслення. Для проектування монолітних залізобетонних конструкцій перекриття та каркасу будівлі розробляються індивідуальні конструкції.

Вихідні дані для виконання курсової роботи студенти приймають відповідно до індивідуального завдання, виданого викладачем. Приймати інші вихідні дані не дозволяється.

В курсовій роботі передбачається виконання компоновки міжповерхового перекриття будівлі, вибору фізико-механічних характеристик матеріалів конструкцій, розрахунку і конструювання плити перекриття балочного типу та другорядної балки перекриття із монолітного залізобетону, розрахунку колони першого поверху будівлі та фундаменту під колону.

В даних методичних вказівках на прикладі довільного завдання на курсове проектування розглянуто розрахунок і конструювання вказаних залізобетонних конструкцій згідно з чинними нормами проектування, а також побудова епюри матеріалів для другорядної балки перекриття будівлі.

Приклад вихідних даних до курсової роботи

1. Призначення будівлі – промислова.
2. Район будівництва – м. Луцьк.
3. Кількість поверхів $n_f = 5$.
4. Висота поверху $H_f = 4,2$ м.
5. Розміри будівлі в плані: $A \times B = 66 \times 48$ м.
6. Змінне характеристичне навантаження на перекриття – $V_n = 9,0$ кПа.
7. Матеріали монолітних залізобетонних конструкцій:
 - бетон класу C25/30;
 - робоча арматура плити A400C;
 - поздовжня арматура балок A500C;
 - робоча арматура колон A400C;
 - арматура фундаментів A500C.
8. Розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 300$ кПа.

1. Конструктивне рішення (компоновка) монолітного ребристого перекриття

Конструктивна система будівлі – каркасно-стінова (змішана). Розміри будівлі (в осях) $A \times B = 66 \times 48$ м, висота поверху $H_f = 4,2$ м (між відмітками чистої підлоги). Зовнішні несучі цегляні стіни мають товщину 510 мм і прив'язку 200 мм. Довжина обпирання балок на стіни становить 300 мм, обпирання монолітної плити перекриття на стіни – 120 мм. При кількості поверхів у будівлі $n_f = 5$ попередньо приймаємо переріз колон 400×400 мм (при $n_f \leq 4$ приймають переріз колон 300×300 мм).

Для забезпечення більшої просторової жорсткості та стійкості будівлі приймається варіант перекриття з поперечним розміщенням головних балок (див. рис. 1). Рекомендовані прольоти головних балок $l_{mb} = 6-8$ м, другорядних балок $l_{sb} = 5-7$ м, крок другорядних балок (прольоти плити) $l_s = 1,7-2,7$ м. При призначенні прольотів елементів балочного перекриття необхідно, щоб виконувалася умова $l_{sb}/l_s > 2$ (в іншому випадку плити розраховуються як оперті по контуру – п. 5.3.1.5 [1]). Крайні прольоти балок та плити перекриття рекомендується зменшувати до 20% від відповідних середніх.

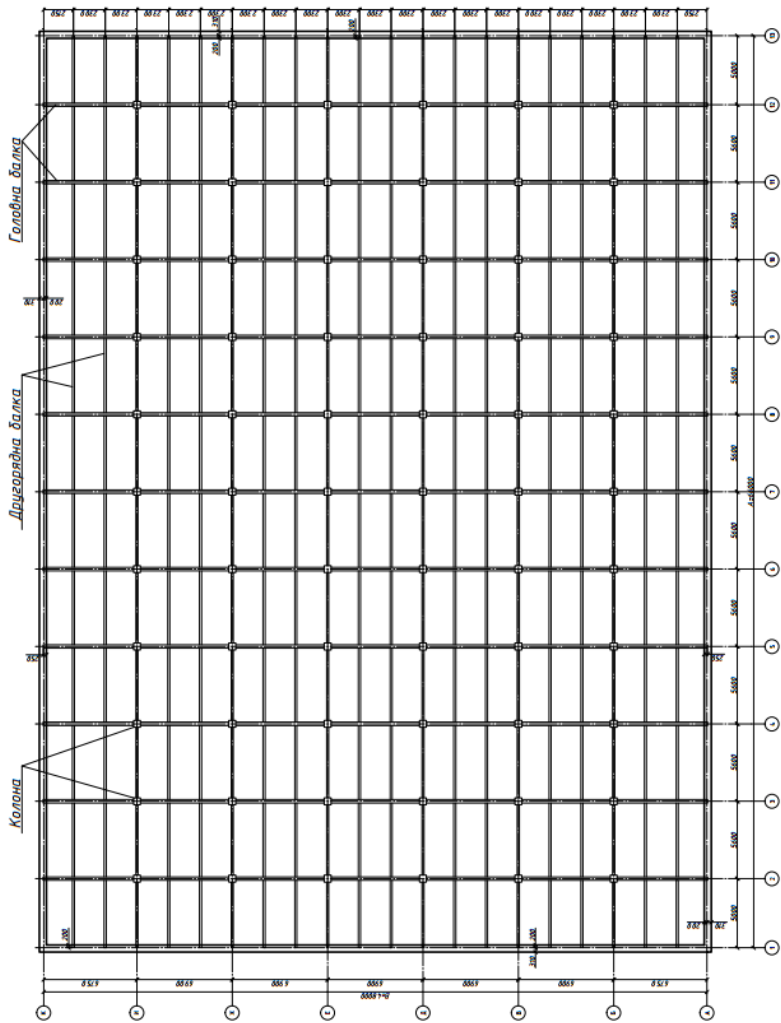


Рис.1 План розміщення конструкцій перекриття

Приймаємо (рис. 1): $l_{mbI} = 6,75$ м; $l_{mb} = 6,9$ м; $n_{mb} = 7$.
 $l_{sbI} = 5,0$ м; $l_{sb} = 5,6$ м; $n_{sb} = 12$.
 $l_{sI} = 2,15$ м; $l_s = 2,3$ м; $n_s = 21$.

Призначаємо розміри поперечних перерізів елементів перекриття. Висоту головних балок назначають в межах $h_{mb} = (1/8-1/15)l_{mb} = 0,86-0,46$ м; другорядних балок – $h_{sb} = (1/15-1/20)l_{sb} = 0,37-0,28$ м і приймають кратною 5 см при $h \leq 60$ см та кратною 10 см при $h > 60$ см. Ширину балок назначають $b = (0,35-0,5)h$ і приймають кратною 5 см.

Приймаємо: $h_{mb} = 0,7$ м; $b_{mb} = 0,3$ м; $h_{sb} = 0,35$ м; $b_{sb} = 0,15$ м. Товщину плити попередньо назначаємо: $h_s = l_s \sqrt{l_s + V_n} = 2,3 \sqrt{2,3 + 9} = 7,73$ см $> h_{s,\min} = 6$ см. Приймаємо $h_s = 8$ см.

План розміщення конструкцій перекриття представлений на рис. 1

2. Матеріали для проектування

Призначаємо згідно з п. 3.1.2.5 [2] коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{cl} = 0,9$. Розрахунковий опір бетону класу С25/30 стиску: $f_{cd} \times \gamma_{cl} = 17 \times 0,9 = 15,3$ МПа; розрахункове значення модуля пружності бетону: $E_{cd} = 25000$ МПа, – згідно табл. 3.1 [1].

Робоча арматура конструкцій класу А400С: розрахунковий опір арматури на межі текучості $f_{yd} = 365$ МПа – згідно з п. 3.2.1 [2] та п. 2.4.1 [1]; модуль пружності арматури $E_s = 210000$ МПа – згідно з п. 3.2.1 [2].

Робоча арматура конструкцій класу А500С: $f_{yd} = 450$ МПа (при Ø8-22 мм) та $f_{yd} = 435$ МПа (при Ø25-32 мм); $E_s = 210000$ МПа.

Арматура конструкцій класу А240С: $f_{yd} = 225$ МПа; розрахунковий опір поперечної арматури (хомутів) $f_{ywd} = 170$ МПа; $E_s = 210000$ МПа.

Арматура конструкцій класу В500: $f_{yd} = 410$ МПа (при Ø3, 4, 5 мм); $f_{ywd} = 300$ МПа; $E_s = 190000$ МПа.

3. Розрахунок та конструювання монолітної плити

3.1. Статичний розрахунок плити

Плиту розраховуємо як п'ятипролітну нерозрізну балку, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, крайніми опорами якої є стіни, а проміжними опорами – другорядні балки. Для розрахунку умовно вирізаємо смугу плити, перпендикулярно другорядним балкам, шириною 1 м.

Призначаємо конструкцію підлоги і обчислюємо навантаження на 1 м² перекриття, при цьому враховуємо коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 0,95$ (згідно з п. 4.7 [3]). Розрахунок зведено в таблицю 1.

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fe} приймається згідно з п. 5.2 [3], коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fn} приймається згідно з п. 5.2 та п.6.7 [3].

Таблиця 1

Збір навантажень на перекриття

№ з / п	Вид навантаження	Характеристичне навант., кПа	Коеф. надійності за навантаженням, γ_{fe}	Експлуатаційне розрах. навант. з відповідальності, кПа	Коеф. надійності за навант., γ_{fn}	Розрахункове граничне навантаження, кПа
1	2	3	4	5	6	7
1	Постійні навантаження: чиста бетонна підлога $t=30$ мм, $\rho = 24$ кН/м ³ ($24 \times 0,03 = 0,72$ кН/м ²)	0,72	1,0	0,684	1,3	0,89
2	Теплозвукоізоляційний шар з легкого бетону $t = 60$ мм, $\rho = 6$ кН/м ³	0,36	1,0	0,342	1,3	0,44
3	Монолітна з/б плита $t = 80$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³	2,0	1,0	1,9	1,1	2,09
Всього постійні:				2,92		$g=3,42$
4	Змінне навантаження: згідно завдання	9,0	1,0	8,55	1,2	$q=10,26$
Повне навантаження:				11,47		$q=13,68$

Погонне розрахункове навантаження на плиту шириною $b = 1$ м становить:

$$q_s = q \times b = 13,68 \times 1 = 13,68 \text{ кН/м.}$$

Розрахункові прольоти плити складають: середні – віддаль між гранями другорядних балок; крайні – віддаль від центру ділянки обпирання плити на стіну до грані другорядної балки (див. рис. 2).

$$l_o = l_s - b_{sb} = 2,3 - 0,15 = 2,15 \text{ м;}$$

$$l_{o1} = l_{s1} - 0,5b_{sb} - a + 0,5c = 2,15 - 0,075 - 0,2 + 0,06 = 1,935 \text{ м.}$$

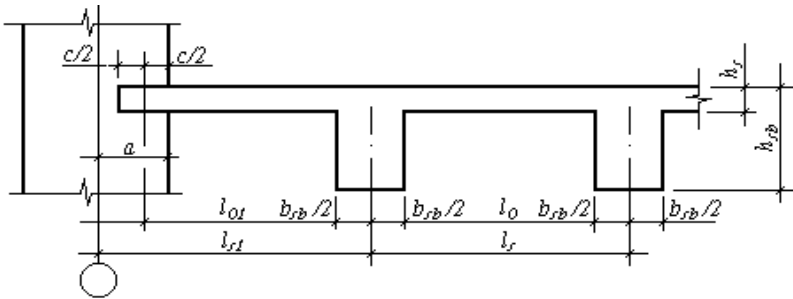


Рис. 2. До визначення розрахункових прольотів плити

Значення згинаючого моменту в першому прольоті:

$$M_{o1} = q_s \times l_{o1}^2 / 11 = \frac{13,68 \cdot 1,935^2}{11} = 4,65 \text{ кНм.}$$

На першій проміжній опорі:

$$M_1 = q_s \times l_o^2 / 11 = \frac{13,68 \cdot 2,15^2}{11} = 5,75 \text{ кНм.}$$

В середніх прольотах та на опорах:

$$M_2 = q_s \times l_o^2 / 16 = \frac{13,68 \cdot 2,15^2}{16} = 3,95 \text{ кНм.}$$

В середніх прольотах та опорах плити, які з чотирьох сторін оточені балками:

$$M_3 = 0,8 \times M_2 = 0,8 \times 3,95 = 3,16 \text{ кНм.}$$

Розрахункова схема плити монолітного перекриття та епюра згинаючих моментів наведені на рис. 3.

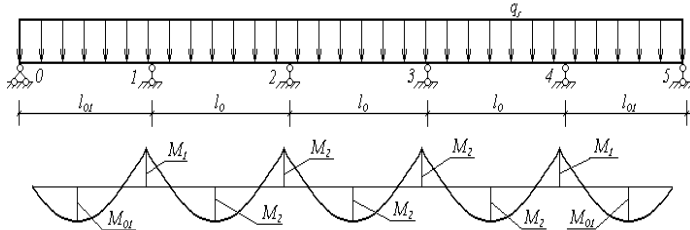


Рис. 3. Розрахункова схема та епюра згинаючих моментів плити

3.2. Розрахунок міцності нормальних перерізів плити

Монолітна плита перекриття розраховується як згинальний елемент, розрахунковий переріз – прямокутний, шириною 100 см (див. рис. 4).

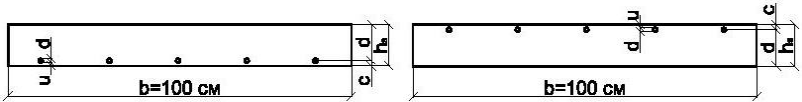


Рис. 4. Розрахункові перерізи плити: а) в прольоті; б) на опори

Призначаємо товщину захисного шару бетону плити $u = 10$ мм згідно з п. 4.4 [1]. Приймаємо попередньо діаметр робочої арматури плити $d = 10$ мм.

Робоча висота перерізу:

$$d = h_s - c = h_s - u - d/2 = 8 - 1,5 = 6,5 \text{ см.}$$

За таблицею Б.1 додатку Б згідно класу бетону та арматури приймаємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону $\zeta_R = 0,633$.

Розрахунки площ поздовжньої робочої арматури плити ведемо по перерізам.

Перший проліт. $M_{01} = 4,65$ кНм.

Визначаємо коефіцієнт: $\alpha_m = \frac{M_{01}}{f_{cd} b d^2} = \frac{4,65 \times 100}{1,53 \times 100 \times 6,5^2} = 0,072$.

За значенням $\alpha_m = 0,072$ згідно таблиці Б.2 визначаємо шляхом інтерполяції:

- відносну висоту стиснутої зони бетону $\zeta = 0,094$;
- коефіцієнт $\zeta = 0,9625$, так як $\zeta = 0,9625 > 0,95$, приймаємо $\zeta = 0,95$.

Оскільки $\zeta = 0,094 \leq \zeta_R = 0,633$ то проектуємо переріз з одиничним армуванням.

Визначаємо необхідну площу перерізу поздовжньої робочої арматури:

$$A_{s,01} = \frac{M_{01}}{\zeta d f_{yd}} = \frac{4,65 \times 100}{0,95 \times 6,5 \times 36,5} = 2,06 \text{ см}^2.$$

Перша проміжна опора. $M_1 = 5,75 \text{ кНм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{f_{cd} b d^2} = \frac{5,75 \times 100}{1,53 \times 100 \times 6,5^2} = 0,089.$$

За значенням $\alpha_m = 0,089$ визначаємо: $\zeta = 0,117 \leq \zeta_R = 0,633$; $\zeta = 0,953 > 0,95$, приймаємо $\zeta = 0,95$.

$$A_{s,1} = \frac{M_1}{\zeta d f_{yd}} = \frac{5,75 \times 100}{0,95 \times 6,5 \times 36,5} = 2,55 \text{ см}^2.$$

Середні прольоти та опори. $M_2 = 3,95 \text{ кНм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_2}{f_{cd} b d^2} = \frac{3,95 \times 100}{1,53 \times 100 \times 6,5^2} = 0,061.$$

За значенням $\alpha_m = 0,061$ визначаємо: $\zeta = 0,08 \leq \zeta_R = 0,633$; $\zeta = 0,968 > 0,95$, приймаємо $\zeta = 0,95$.

$$A_{s,2} = \frac{M_2}{\zeta d f_{yd}} = \frac{3,95 \times 100}{0,95 \times 6,5 \times 36,5} = 1,75 \text{ см}^2.$$

Середні прольоти та опори із чотирьох сторін оточені балками. $M_3 = 3,16 \text{ кНм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_3}{f_{cd} b d^2} = \frac{3,16 \times 100}{1,53 \times 100 \times 6,5^2} = 0,049.$$

За значенням $\alpha_m = 0,049$ визначаємо: $\zeta = 0,063 \leq \zeta_R = 0,633$; $\zeta = 0,975 > 0,95$, приймаємо $\zeta = 0,95$.

$$A_{s,3} = \frac{M_3}{\zeta d f_{yd}} = \frac{3,16 \times 100}{0,95 \times 6,5 \times 36,5} = 1,40 \text{ см}^2.$$

Мінімальна площа робочої арматури плити: $A_{s,min} = 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 100 \times 6,5 = 0,845 \text{ см}^2 < A_{s,3} = 1,4 \text{ см}^2$ (згідно з п. 8.2.1 [2]).

Відсоток армування плити:

$$\rho = \frac{A_{s,1}}{b d} 100\% = \frac{2,55}{100 \times 6,5} \times 100\% = 0,4\% \leq 4\%.$$

Плиту армуємо окремими стержнями, при цьому робоча арматура розміщена в перпендикулярному до другорядних балок напрямку (по прольоту плити). За таблицею 2 призначаємо діаметр та крок стержнів робочої арматури. Згідно з п. 8.3.1.3 [2] крок стержнів не повинен перевищувати 250мм.

Розподільчу арматуру призначаємо конструктивно за таблицею 3 в залежності від прийнятої робочої арматури. Згідно з п. 8.3.1.3 [2] крок стержнів розподільчої арматури не повинен перевищувати 400мм.

Результати армування плити перекриття зведені у таблицю 4. Поперечне армування у плиті не влаштовуємо, так як її висота $h_s = 80\text{мм} < 200\text{мм}$, згідно з п. 8.3.2 [2].

Таблиця 2

Площа поперечного перерізу арматури
на 1 м ширини плити, см²

Крок стержнів, мм	Діаметр арматури, мм							
	3	4	5	6	8	10	12	14
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,3
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	9
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	12,3
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	1
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	10,2
								6
								7,69
								6,16

Таблиця 3

Діаметр та крок розподільчої арматури балочних плит, мм

Діаметр стержнів робочої арматури, м	Крок стержнів робочої арматури, мм				
	100	125	150	200	250
3,4	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350	3/400
6	4/350	4/350	3/350	3/350	3/400
8	5/350	5/350	4/350	4/350	3/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350	5/350
12	6/250	6/300	6/350	6/350	6/350
14	8/300	8/350	8/350	6/300	6/350

Таблиця 4

Армування монолітної плити перекриття

Переріз плити	Розрахункова площа перерізу арматури $A_{s,i}$ (см ²)	Прийняте армування		
		Робоча арматура А400С		Розподільча арматура Ø/крок, мм
		Ø/крок, мм	Площа перерізу A_s (см ²)	
Крайні прольоти	2,06	6 / 125	2,26	4 / 350
Перша проміжна опора	2,55	6 / 100	2,83	4 / 350
Середні прольоти та опори: - не оточені по 4-х сторонах балками; - оточені по 4-х сторонах балками	1,75	6 / 150	1,84	3 / 350
	1,4	6 / 200	1,41	3 / 350
В неробочому напрямку над головними балками та біля цегляних стін	—	6 / 200	1,41	3 / 350

4. Розрахунок та конструювання другорядної балки**4.1. Статичний розрахунок балки**

Розрахункова схема балки – багатопролітна (п'ятипролітна) нерозрізна балка, завантажена рівномірно розподіленим навантаженням, крайніми опорами якої є стіни, а проміжними опорами – головні балки.

Обчислюємо погонні навантаження на балку:

$$\text{від постійних навантажень } g_l = g \times l_s + g'_b,$$

$$\text{де } g'_b = (h_{sb} - h_s) \times b_{sb} \times \rho_b \times \gamma_{fm} \times \gamma_n = (0,35 - 0,08) \times 0,15 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 1,06 \text{ кН/м} - \text{вага 1 п/м балки.}$$

$$g_1 = 3,42 \times 2,3 + 1,06 = 8,926 \text{ кН/м};$$

від змінних навантажень $\mathcal{G}_1 = \mathcal{G} \times l_s = 10,26 \times 2,3 = 23,6 \text{ кН/м};$

повне навантаження $q_b = g_1 + \mathcal{G}_1 = 8,926 + 23,6 = 32,526 \text{ кН/м}.$

Розрахункові прольоти балки обчислюють згідно з рис. 5 за формулами:

$$l_0 = l_{sb} - b_{mb} = 5,6 - 0,3 = 5,3 \text{ м};$$

$$l_{01} = l_{sbl} - \frac{b_{mb}}{2} - a + \frac{c}{2} = 5 - 0,15 - 0,2 + 0,15 = 4,8 \text{ м}.$$

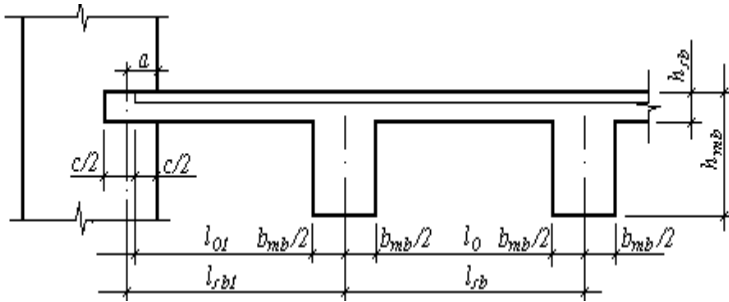


Рис. 5. До визначення розрахункових прольотів другорядної балки

Значення попе речних сил обчислюємо за формулами:

на крайній (вільній) опорі

$$Q_1 = 0,4 \times q_b \times l_{01} = 0,4 \times 32,526 \times 4,8 = 62,45 \text{ кН};$$

на першій проміжній опорі зліва

$$Q_{2l} = 0,6 \times q_b \times l_{01} = 0,6 \times 32,526 \times 4,8 = 93,67 \text{ кН};$$

на першій проміжній опорі зправа та інших середніх опорах

$$Q_{2n} = 0,5 \times q_b \times l_0 = 0,5 \times 32,526 \times 5,3 = 86,2 \text{ кН}.$$

Співвідношення змінних та постійних навантажень:

$$\mathcal{G}_1 / g_1 = 23,6 / 8,926 = 2,6.$$

Величини згинаючих моментів знаходимо за формулою:

$$M_i = \beta_i \times q_b \times l_{oi}^2,$$

де β_i – коефіцієнти, значення яких для визначення прольотних (додатних) моментів наведені на рис. 6, а для від'ємних моментів у таблиці 5 в залежності від відношення \mathcal{G}_1 / g_1 .

Результати розрахунку зводимо в таблицю 6. Віддаль від першої проміжної опори до перерізу, де опорний момент рівний нулю знаходимо за відношенням \mathcal{G}_1 / g_1 згідно рисунку з умови: $c_0 = 0,278 \times l_{01} = 0,273 \times 4,8 = 1,31 \text{ м}.$

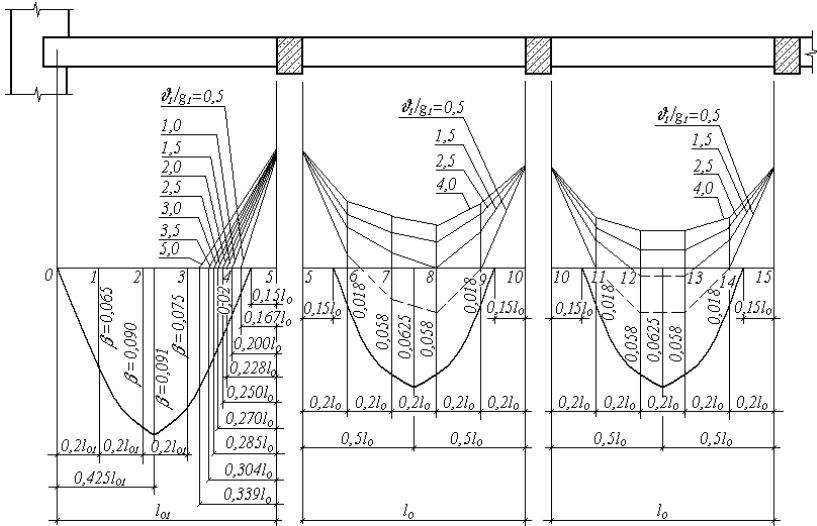


Рис. 6. Огинаюча епюра моментів другорядної балки

Таблиця 5

Значення коефіцієнтів β для визначення згинаючих моментів в нерозрізних балках

ϑ_1/g_1	Номери точок										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,071	-0,01	0,022	0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	0,028	0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-0,0715	-0,02	0,016	0,009	-0,014	-0,625	-0,013	0,013	0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	± 0	-0,020	-0,0625	-0,019	0,004	0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3,0	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4,0	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5,0	-0,0715	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Таблиця 6

Значення згинаючих моментів в перерізах другорядної балки

Проліт	Віддаль x / l_0 від лівої опори до перерізу	Значення β_i		Величина множника $q_b \times l_{oi}^2$	Значення M_i , кНм		
		+	—		+	—	
Перший	0,0	0		$32,526 \times 4,8^2 =$ 749,4	0		
	0,2	0,065			48,71		
	0,4	0,09			67,45		
	0,425	0,091			68,2		
	0,6	0,075			56,2		
	0,8	0,02			15,0		
	1,0		- 0,0715				-53,58
Другий	0,0		-	$32,526 \times 5,3^2 =$ 913,65		-65,32	
	0,2	0,018	0,0715		16,44	-30,5	
	0,4	0,058	-		53,0	-11,7	
	0,5	0,0625	0,0334		57,1		
	0,6	0,058	-		53,0	-9,14	
	0,8	0,018	0,0128		16,44	-25,0	
	1,0		— -0,010				-57,1
			-				
			0,0274				
			-				
		0,0625					
Третій	0,0		-	913,65		-57,1	
	0,2	0,018	0,0625		16,44	-23,4	
	0,4	0,058	-		53,0	-6,2	
	0,5	0,0625	0,0256		57,1		
	0,6	0,058	-		53,0	-6,2	
			0,0068				
			— -				
		0,0068					

За результатами розрахунку будемо огинаючу епюру моментів та поперечних сил (див. рис. 7).

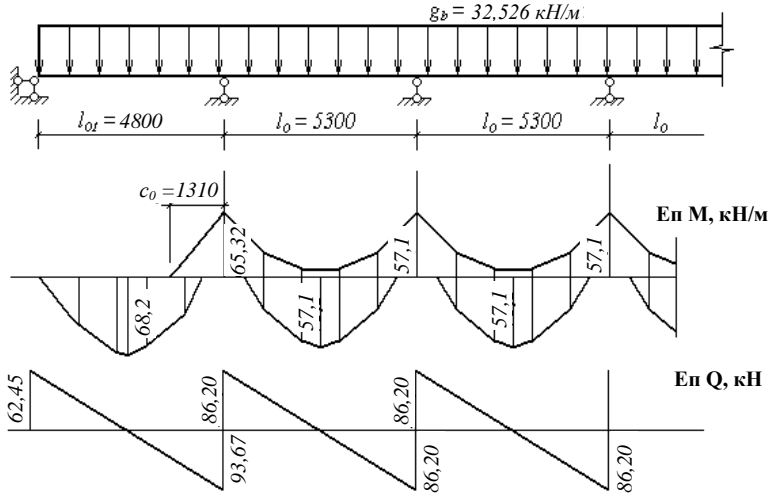


Рис. 7. Епюри огинаючих моментів та поперечних сил у балці

4.2. Розрахунок міцності нормальних перерізів балки

Призначаємо товщину захисного шару бетону $u = 20$ мм згідно з п. 4.4 [1]. Приймаємо попередньо діаметр робочої арматури балки $d = 20$ мм.

За таблицею Б.1 додатку Б, згідно класу бетону та арматури, приймаємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону $\zeta_R = 0,588$.

Граничне значення коефіцієнта: $\alpha_R = 0,8 \times \zeta_R (1 - 0,4 \times \zeta_R) = 0,8 \times 0,588 \times (1 - 0,4 \times 0,588) = 0,36$.

Визначаємо мінімальну висоту балки за формулою:

$$h_{sb, \min} = \sqrt{\frac{M_{on}}{\alpha_R f_{cd} b}} + c = \sqrt{\frac{65,32 \times 100}{0,36 \times 1,53 \times 15}} + 5 = 33,12 \text{ см} < h_{sb}$$

$$= = 35 \text{ см.}$$

Раніше прийнята висота перерізу балки $h_{sb} = 35$ см достатня.

Розрахунок міцності опорних перерізів балки проводимо як для прямокутних перерізів шириною $b = b_{sb}$, що працюють на згин (рис. 8). Робоча висота перерізу: $d = h - u - d - u' / 2 = 35 - 2 - 2 - 1 = 30$ см.

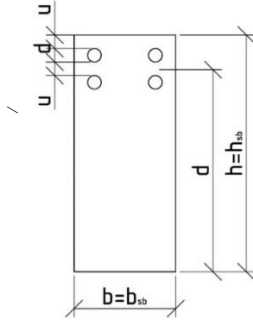


Рис. 8. Розрахунковий переріз другорядної балки на опорах

Перша опора. $M_1 = 65,32$ кНм.

$$\text{Коефіцієнт: } \alpha_m = \frac{M_1}{f_{cd} b d^2} = \frac{65,32 \times 100}{1,53 \times 15 \times 30^2} = 0,316.$$

За значенням $\alpha_m = 0,316$ за таблицю Б.2 додатку Б визначаємо шляхом інтерполяції:

- відносну висоту стиснутої зони бетону $\zeta = 0,492$;
- коефіцієнт $\zeta = 0,803 < 0,95$, приймаємо $\zeta = 0,803$.

Оскільки $\zeta = 0,492 \leq \zeta_R = 0,588$ то проектуємо переріз з одиничним армуванням.

Визначаємо необхідну площу перерізу поздовжньої робочої арматури:

$$A_{s,1} = \frac{M_1}{\zeta d f_{yd}} = \frac{65,32 \times 100}{0,803 \times 30 \times 45} = 6,025 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в перерізі **2Ø14+2Ø14 A500C** ($A_{s,1} = 3,08 + 3,08 = 6,16 \text{ см}^2$).

Середні опори. $M_2 = 57,1$ кНм.

$$\alpha_m = \frac{M_2}{f_{cd} b d^2} = \frac{57,1 \times 100}{1,53 \times 15 \times 30^2} = 0,276.$$

За значенням $\alpha_m = 0,276$ визначаємо: $\zeta = 0,413 \leq \zeta_R = 0,588$; $\zeta = 0,835 < 0,95$.

$$A_{s,2} = \frac{M_2}{\zeta d f_{yd}} = \frac{57,1 \times 100}{0,835 \times 30 \times 45} = 5,065 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в перерізі **2Ø14+2Ø12 A500C** ($A_{s,2} = 3,08 + 2,26 = 5,34 \text{ см}^2$).

Прольотні перерізи розраховують як таврові з полицкою у стиснутій зоні, розрахункові перерізи балки наведені на рис. 9.

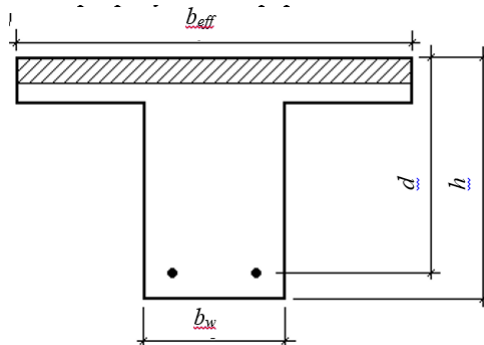


Рис. 9. Розрахунковий переріз другорядної балки у прольотах

При розрахунку прольотних перерізів балки враховуємо стиснуті полиці, розрахункова ширина яких приймається згідно з п. 5.3. [1]. Робочу ширину полиці потрібно урахувувати на відстані l_0 між точками балки з нульовими моментами, які можна приблизно визначити за рис. 10.

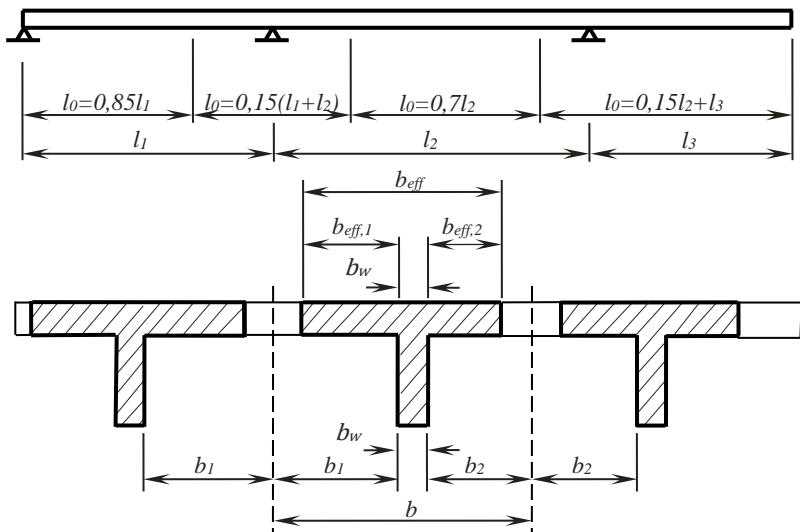


Рис. 10. До визначення відстані l_0 та характеристики робочої ширини полиці другорядної балки

В першому прольоті балки: $l_0=0,85l_1 = 0,85 \times 4,8 = 4,08$ м.

$$b_{\text{eff},1(2)} = 0,2 \times b_{1(2)} + 0,1 \times l_0 = 0,2 \times 1,075 + 0,1 \times 4,08 = 0,623 \text{ м} \leq 0,2 \times l_0 = 0,2 \times 4,08 = 0,816 \text{ м},$$

де $b_{1(2)} = 0,5 \times (l_s - b_{sb}) = 0,5 \times (2,3 - 0,15) = 1,075$ м.

$$b_{\text{eff},1(2)} = 0,623 \text{ м} \leq b_{1(2)} = 1,075 \text{ м}.$$

Робоча ширина полиці: $b_{\text{eff}} = \Sigma b_{\text{eff},i} + b_w = 2 \times 0,623 + 0,15 = 1,4$ м.

У другому прольоті балки: $l_0=0,7l_2 = 0,7 \times 5,3 = 3,71$ м.

$$b_{\text{eff},1(2)} = 0,2 \times b_{1(2)} + 0,1 \times l_0 = 0,2 \times 1,075 + 0,1 \times 3,71 = 0,586 \text{ м} \leq 0,2 \times l_0 = 0,2 \times 3,71 = 0,742 \text{ м}; \quad b_{\text{eff},1(2)} = 0,586 \text{ м} \leq b_{1(2)} = 1,075 \text{ м}.$$

Робоча ширина полиці: $b_{\text{eff}} = \Sigma b_{\text{eff},i} + b_w = 2 \times 0,586 + 0,15 = 1,32$ м.

Перший проліт. $M_3 = 68,2$ кНм.

Визначаємо положення нейтральної осі в перерізі балки. Згинаючий момент, який може сприйняти переріз з повністю стиснутою полицею, тобто при $x=h_f$ визначається за виразом:

$$M_f = b_{\text{eff}} \times h_f \times f_{cd} (d - 0,5 h_f) = 140 \times 8 \times 1,53 \times (30 - 0,5 \times 8) = 44554 \text{ кНсм} = 445,5 \text{ кНм}.$$

Оскільки $M_f = 445,5$ кНм $> M_3 = 68,2$ кНм то нейтральна вісь знаходиться в межах висоти полиці і $x < h_f$. Розрахунковий переріз розглядаємо як прямокутний шириною $b=b_{\text{eff}}$.

$$\alpha_m = \frac{M_3}{f_{cd} b d^2} = \frac{68,2 \times 100}{1,53 \times 140 \times 30^2} = 0,035.$$

За значенням $\alpha_m = 0,035$ визначаємо: $\zeta=0,045 \leq \zeta_R=0,588$; $\zeta=0,982 > 0,95$, приймаємо $\zeta=0,95$.

$$A_{s,3} = \frac{M_3}{\zeta d f_{yd}} = \frac{68,2 \times 100}{0,95 \times 30 \times 45} = 5,32 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в перерізі **2Ø14+2Ø12 A500C** ($A_{s,3} = 3,08 + 2,26 = 5,34$ см²).

Другий проліт. $M_4 = 57,1$ кНм.

$M_f = 132 \times 8 \times 1,53 \times (30 - 0,5 \times 8) = 42008$ кНсм = $420,08$ кНм $> M_4 = 57,1$ кНм – тоді $x < h_f$.

$$\alpha_m = \frac{M_4}{f_{cd} b d^2} = \frac{57,1 \times 100}{1,53 \times 132 \times 30^2} = 0,031.$$

За значенням $\alpha_m = 0,031$ визначаємо: $\zeta = 0,04 \leq \zeta_R = 0,588$;
 $\zeta = 0,984 > 0,95$, приймаємо $\zeta = 0,95$.

$$A_{s,4} = \frac{M_4}{\zeta d f_{yd}} = \frac{57,1 \times 100}{0,95 \times 30 \times 45} = 4,45 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в перерізі **2Ø12+2Ø12 A500C** ($A_{s,4} = 2,26 + 2,26 = 4,52 \text{ см}^2$).

Щоб запобігти крихкому руйнуванню та надмірному розкриттю тріщин перевіряємо умову згідно з п.8.2.1 [2]:

$$A_{s,min} = 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 15 \times 30 = 0,585 \text{ см}^2 < A_{s,4} = 4,52 \text{ см}^2.$$

Відсоток армування балки:

$$\rho = \frac{A_{s,max}}{b \times d} 100\% = \frac{6,16}{15 \times 30} \times 100\% = 1,37\% \leq 4\%.$$

Другорядні балки армуємо зварними плоскими каркасами. В прольотах другорядної балки влаштовуємо два каркаси, у яких поздовжня робоча арматура (нижня зона) розміщена у два паралельних ряди з відстанню між стержнями у чистоті згідно з п. 7.1 [2]: $\geq d_{max}$ стержня, $\geq 20\text{мм}$, $\geq d_{max,заповн.} + 5\text{мм}$. При цьому стержні більшого діаметра розташовуються ближче до розтягнутої нижньої грані балки (1-й ряд), а стержні меншого діаметра розміщуються у 2-му ряду та надалі обриваються в прольоті.

У припорних зонах балок влаштовуємо ще два вертикальних опорних каркаси, по два стержні робочої поздовжньої арматури (верхня зона) в кожному з них. Каркаси зміщуємо до середини перерізу другорядної балки.

4.3. Розрахунок міцності похилих перерізів балки

Розрахунки виконуємо на дію найбільшої розрахункової поперечної сили (перерізаючої сили) в перерізах балки за дії рівномірно розподіленого навантаження $V_{Ed} = Q_{max} = 93,67 \text{ кН}$ з метою визначення необхідності встановлення поперечної арматури та визначення її площ і кроку в тих зонах, де вона потрібна. В [1; 2] цей розрахунок розглядають як розрахунок на зсув (зріз).

4.3.1. Перевірка необхідності поперечної арматури

Фактична робоча висота перерізу: $d = h - u - d/2 = 35 - 2 - 0,7 = 32,3$ см.

Коефіцієнт армування поздовжньою робочою арматурою в перерізі з V_{Ed} :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,08}{15 \times 32,3} = 0,006 \leq 0,02;$$

(при $\rho_1 > 0,02$ необхідно збільшити розміри поперечного перерізу балки).

Коефіцієнт: $k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/32,3} = 1,787 \leq 2,0$. Приймаємо $k=1,787$; $k_l=0$;

Приймаємо $\sigma_{cp}=0$ – середнє напруження від обтиску перерізу осьюою силою.

Визначаємо розрахункову міцність перерізу бетону на зсув, армованого поздовжньою арматурою:

$$v_{Rd.c} = C_{Rd.c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + (\sigma_{cp} k_l),$$

де $C_{Rd.c} = 0,3$ МПа – мінімальне характеристичне значення міцності бетону на зсув по Eurocode 2 (табл. Б.3 додатку Б);

$f_{ck} = f_{ck,prism} = 22$ МПа – характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб (призмova міцність) згідно таблиці 3.1 [1].

$$v_{Rd.c} = 0,3 \times 1,787 \times (100 \times 0,006 \times 22)^{1/3} + 0 = 1,26 \text{ МПа.}$$

Визначаємо розрахункове напруження зсуву в перерізі:

$$v_{Ed} = V_{Ed} / b \times d = 93,67 / 15 \times 32,3 = 1,93 \text{ МПа,}$$

Оскільки $v_{Ed} = 1,93$ МПа $>$ $v_{Rd.c} = 1,26$ МПа, то необхідно армувати похилі перерізи розрахунковою поперечною арматурою. При $v_{Ed} <$ $v_{Rd.c}$ в перерізах поперечна арматура приймається згідно конструктивних вимог.

4.3.2. Конструктивні вимоги та розрахунок поперечної арматури балки

Площу необхідної поперечної арматури у балці визначаємо за фермовою моделлю, зусилля у елементах якої знаходяться за правилами будівельної механіки.

При розрахунку поперечних стержнів задаються їх кроком в рекомендованих межах $s_w = 100, 125, 150$ мм і визначають необхідну площу A_{sw} .

В якості поперечної робочої арматури використовують стержневу гарячекатану гладку арматуру класу А240С. Діаметр поперечної арматури у каркасах приймається з умов зварюваності стержнів (див. таблиця Б.4 додатку Б).

На приопорних ділянках балки (прольоти зрізу) рівних: $l/4l_{ol} = 1/4 \times 4,8 = 1,2$ м та $l/4l_o = 1/4 \times 5,3 = 1,325$ м крок поперечних стержнів приймається $s_w \leq 150$ мм та $s_w \leq 0,75d = 0,75 \times 300 = 225$ мм (згідно з п. 8.2.6.6. [2]).

В прольотних ділянках балки: $s_w \leq 3/4h_{sb}, s_w \leq 500$ мм.

Приймаємо поперечну арматуру з умов зварюваності $\varnothing 6$ А240С з кроком в приопорних ділянках $s_w = 125$ мм. Кількість поперечних стержнів в одному перерізі приймаємо $n_w = 4$ (балка армується чотирма каркасами). В прольотних ділянках балки $s_w = 250$ мм.

Визначаємо коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві:

$$v = 0,6 \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right] = 0,6 \left[1 - \left(\frac{22}{250} \right) \right] = 0,547 \leq 0,6$$

Максимальна міцність бетону на зріз при $\cot\theta=2,5$; $\text{tg}\theta=0,4$; $\cot^2\theta=6,25$ (сталі значення при куті нахилу стиснутої смуги бетону між похилими сусідніми тріщинами):

$$v_{Rd,max} = v f_{cd} \left(\frac{\cot\theta + \text{tg}\theta}{1 + \cot^2\theta} \right) = 0,547 \times 15,3 \left(\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} \right) = 3,35 \text{ МПа}$$

При дії рівномірно розподіленого навантаження має виконуватися умова:

$$v_{Rd,max} = 3,35 \text{ МПа} \geq v_{Ed} = 1,93 \text{ МПа.}$$

Необхідна площа поперечної арматури при кроці $s_w = 150$ мм становить:

$$A_{sw} = \frac{v_{Ed} s_w b}{0,8 f_{ywd} \cot\theta} = \frac{1,93 \times 125 \times 150}{0,8 \times 170 \times 2,5} = 106,4 \text{ мм}^2 = 1,06 \text{ см}^2$$

Остаточо приймаємо **4 $\varnothing 6$ А240С** з кроком $s_w = 125$ мм, $A_{sw} = 1,13 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування поперечною арматурою:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \times s_w} = \frac{1,13}{15 \times 12,5} = 0,006 \geq \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{22}}{240} = 0,00156$$

Перевіряємо умову: $A_{sw} = 1,13 \text{ см}^2 \leq A_{sw,\max} = \frac{0,5 a_{cw} \nu f_{cd} b s_w}{f_{ywd}} =$
 $= \frac{0,5 \times 1 \times 0,547 \times 15,3 \times 15 \times 12,5}{170} = 4,6 \text{ см}^2,$

де $a_{cw}=1,0$ – коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутій частині (поясі) перерізу.

4.4. Побудова епюри матеріалів

Епюра матеріалів – графічне відображення несучої здатності балки, що будується на основі огинаючої епюри моментів і дозволяє економити арматурну сталь шляхом обриву поздовжньої робочої арматури в перерізах, де можна зменшити її площу (точки теоретичного обриву арматури).

Площа робочої арматури, що доводиться до опор, має становити $\geq 25\%$ площі прольотної арматури (п. 8.2.4.1 [2]).

Обчислюємо несучу здатність балки в розрахункових перерізах.

Перший проліт.

Розрахункова ширина перерізу $b_{eff} = 140 \text{ см}$. Повна площа перерізу арматури $2\text{Ø}14+2\text{Ø}12 \text{ A}500\text{C}$ становить $A_{s,l} = 3,08 + 2,26 = 5,34 \text{ см}^2$. Робоча висота перерізу складає: $d = h - u - d - u/2 = 35 - 2 - 1,4 - 1 = 30,6 \text{ см}$.

$$\text{Коефіцієнт армування: } \rho = \frac{A_{s,l}}{b \times d} = \frac{5,34}{140 \times 30,6} = 0,0012.$$

Визначаємо коефіцієнт:

$$\zeta = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \times 0,0012 \frac{450}{15,3} = 0,982.$$

За значенням $\zeta=0,982$ по таблиці Б.2 визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону $\zeta=0,045 \leq \zeta_R=0,588$.

Несуча здатність перерізу за повної площі арматури:

$$M_{u1} = \zeta \times d \times f_{yd} \times A_{s,l} = 0,982 \times 30,6 \times 45 \times 5,34 = 7221 \text{ кНсм} = 72,2 \text{ кНм} >$$

$$M_3 = 68,2 \text{ кНм.}$$

Несуча здатність забезпечена.

В прольоті верхні стержні 2Ø12 А500С обриваємо не доводячи до опор. Виконуємо розрахунок несучої здатності перерізу на арматуру, що залишилася, а саме 2Ø14 А500С з $A_{s,2} = 3,08 \text{ см}^2$.

$$d = h - u - d/2 = 35 - 2 - 0,7 = 32,3 \text{ см.}$$

$$\rho = A_{s,2} / b \times d = 3,08 / 140 \times 32,3 = 0,00068.$$

$$\zeta = 1 - 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \times 0,00068 \frac{450}{15,3} = 0,99.$$

За значенням $\zeta=0,99$ по таблиці Б.2 $\zeta=0,025 \leq \zeta_R=0,588$.

$$M_{u2} = \zeta \times d \times f_{yd} \times A_{s,2} = 0,99 \times 32,3 \times 45 \times 3,08 = 4432 \text{ кНсм} = 44,3 \text{ кНм.}$$

Середні прольоти.

Розрахункова ширина перерізу $b_{eff} = 132 \text{ см}$. Повна площа перерізу арматури 2Ø12+2Ø12 А500С становить $A_{s,3} = 2,26 + 2,26 = 4,52 \text{ см}^2$.

$$d = h - u - d - u/2 = 35 - 2 - 1,2 - 1 = 30,8 \text{ см.}$$

$$\rho = \frac{A_{s,3}}{b \times d} = \frac{4,52}{132 \times 30,8} = 0,0011.$$

$$\zeta = 1 - 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \times 0,0011 \frac{450}{15,3} = 0,984.$$

За значенням $\zeta=0,984$ по таблиці Б.2 $\zeta=0,04 \leq \zeta_R=0,588$.

Несуча здатність перерізу за повної площі арматури:

$$M_{u3} = \zeta \times d \times f_{yd} \times A_{s,3} = 0,984 \times 30,8 \times 45 \times 4,52 = 6164 \text{ кНсм} = 61,6 \text{ кНм} >$$

$M_4 = 57,1 \text{ кНм.}$ **Несуча здатність забезпечена.**

В прольоті верхні стержні 2Ø12 А500С обриваємо не доводячи до опор. Виконуємо розрахунок несучої здатності перерізу на арматуру, що залишилася, а саме 2Ø12 А500С з $A_{s,4} = 2,26 \text{ см}^2$.

$$d = h - u - d/2 = 35 - 2 - 0,6 = 32,4 \text{ см.}$$

$$\rho = A_{s,4} / b \times d = 2,26 / 132 \times 32,4 = 0,00053.$$

$$\zeta = 1 - 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \times 0,00053 \frac{450}{15,3} = 0,992.$$

За значенням $\zeta=0,992$ по таблиці Б.2 $\zeta=0,02 \leq \zeta_R=0,588$.

$$M_{u4} = \zeta \times d \times f_{yd} \times A_{s,4} = 0,992 \times 32,4 \times 45 \times 2,26 = 3269 \text{ кНсм} = 32,7 \text{ кНм.}$$

Перша опора.

Розрахункова ширина перерізу $b = 15$ см. Повна площа перерізу арматури $2\text{Ø}14+2\text{Ø}14$ А500С становить $A_{s,5} = 3,08 + 3,08 = 6,16$ см².

$$d = h - u - d - u/2 = 35 - 2 - 1,4 - 1 = 30,6 \text{ см.}$$

$$\rho = \frac{A_{s,5}}{b \times d} = \frac{6,16}{15 \times 30,6} = 0,0134.$$

$$\zeta = 1 - 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \times 0,0134 \frac{450}{15,3} = 0,803.$$

За значенням $\zeta=0,803$ по таблиці Б.2 $\zeta=0,4925 \leq \zeta_R=0,588$.

Несуча здатність перерізу за повної площі арматури:

$$M_{u5} = \zeta \times d \times f_{yd} \times A_{s,5} = 0,803 \times 30,6 \times 45 \times 6,16 = 6811 \text{ кНсм} = 68,1 \text{ кНм} >$$

$M_I = 65,32$ кНм. **Несуча здатність забезпечена.**

Нижні стержні $2\text{Ø}14$ А500С обриваємо і розраховуємо несучу здатність перерізу на арматуру, що залишилася, а саме $2\text{Ø}14$ А500С з $A_{s,6} = 3,08$ см².

$$d = h - u - d/2 = 35 - 2 - 0,7 = 32,3 \text{ см.}$$

$$\rho = A_{s,6} / b \times d = 3,08 / 15 \times 32,3 = 0,00635.$$

$$\zeta = 1 - 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \times 0,00635 \frac{450}{15,3} = 0,906.$$

За значенням $\zeta=0,906$ по таблиці Б.2 $\zeta=0,235 \leq \zeta_R=0,588$.

$$M_{u6} = \zeta \times d \times f_{yd} \times A_{s,6} = 0,906 \times 32,3 \times 45 \times 3,08 = 4056 \text{ кНсм} = 40,5 \text{ кНм.}$$

Середні опори.

Розрахункова ширина перерізу $b = 15$ см. Повна площа перерізу арматури $2\text{Ø}14+2\text{Ø}12$ А500С становить $A_{s,7} = 3,08 + 2,26 = 5,34$ см².

$$d = h - u - d - u/2 = 35 - 2 - 1,4 - 1 = 30,6 \text{ см.}$$

$$\rho = \frac{A_{s,7}}{b \times d} = \frac{5,34}{15 \times 30,6} = 0,0116.$$

$$\zeta = 1 - 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \times 0,0116 \frac{450}{15,3} = 0,829.$$

За значенням $\zeta=0,829$ по таблиці Б.2 $\zeta=0,4275 \leq \zeta_R=0,588$.

Несуча здатність перерізу за повної площі арматури:

$$M_{u7} = \zeta \times d \times f_{yd} \times A_{s,7} = 0,829 \times 30,6 \times 45 \times 5,34 = 6100 \text{ кНсм} = 61 \text{ кНм}$$

$> M_2 = 57,1 \text{ кНм.}$ **Несуча здатність забезпечена.**

Нижні стержні 2Ø12 А500С обриваємо і розраховуємо несучу здатність перерізу на арматуру, що залишилася, а саме 2Ø14 А500С з $A_{s,8} = 3,08 \text{ см}^2$.

$$d = h - u - d/2 = 35 - 2 - 0,7 = 32,3 \text{ см.}$$

$$\rho = A_{s,8} / b \times d = 3,08 / 15 \times 32,3 = 0,00635.$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \times 0,00635 \frac{450}{15,3} = 0,906.$$

За значенням $\zeta = 0,906$ по таблиці Б.2 $\zeta = 0,235 \leq \zeta_R = 0,588$.

$$M_{u8} = \zeta \times d \times f_{yd} \times A_{s,8} = 0,906 \times 32,3 \times 45 \times 3,08 = 4056 \text{ кНсм} = 40,5 \text{ кНм.}$$

В прольотах балки у верхній зоні передбачена *конструктивна арматура 2Ø8 А500С* (по 1-му стержню в каркасі) з $A_{s,9} = 1,01 \text{ см}^2$.

$$d = h - u - d/2 = 35 - 2 - 0,4 = 32,6 \text{ см.}$$

$$\rho = A_{s,9} / b \times d = 1,01 / 15 \times 32,6 = 0,00206.$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \times 0,00206 \frac{450}{15,3} = 0,97. \text{ По таблиці Б.2}$$

$\zeta = 0,075 \leq \zeta_R = 0,588$.

$$M_{u9} = \zeta \times d \times f_{yd} \times A_{s,9} = 0,97 \times 32,6 \times 45 \times 1,01 = 1437 \text{ кНсм} = 14,4 \text{ кНм.}$$

Конструктивну арматуру каркасів в розрахунках несучої здатності нормальних перерізів не враховуємо.

Довжину анкеровки стержнів робочої поздовжньої арматури, що обриваються згідно епюри матеріалів і заводяться за точку теоретичного обриву, приймаємо:

- згідно з п. 7.2.2; 7.2.3; 7.2.4 [2]: $l_{b,\min} \geq 100 \text{ мм}; l_{b,\min} \geq 10\emptyset$; та $l_{b,\min} \geq 0,3 \times l_{b,\text{reqd}}$, де $l_{b,\text{reqd}}$ – необхідна базова довжина анкеровки, що визначається за формулами 7.3 та 7.2 [2];

- в курсовій роботі для спрощення дозволяється приймати довжину анкеровки стержнів $l_b \geq 20\emptyset$.

За діаметра 12мм $l_b = 20 \times 12 = 240 \text{ мм}$, приймаємо $l_b = 250 \text{ мм}$.
За діаметра 14мм $l_b = 20 \times 14 = 280 \text{ мм}$, приймаємо $l_b = 300 \text{ мм}$.

Прольотні каркаси доводимо до граней проміжних опор (головних балок) та до торців другорядної балки на крайніх

опорах згідно з п. 8.2.4. [2]. Поперечна арматура має доводитись до торців балок на крайніх опорах згідно з п. 4.6.1.4. [2].

Для забезпечення нерозрізності конструкції балки стержні робочої поздовжньої арматури прольотних каркасів з'єднуємо внапуск за допомогою додаткових стиковочних стержнів $\varnothing 14$ та 12мм . Згідно з п. 7.3.1 [2] величина напуску приймається: $l_{0,\min} \geq 200\text{мм}$; $l_{0,\min} \geq 15\varnothing$; та $l_{0,\min} \geq 0,3 \times a_6 \times l_{b,\text{reqd}}$. В курсовій роботі для спрощення дозволяється приймати $l_0 \geq 20\varnothing = 250, 300\text{мм}$. Згідно з п. 7.1.6 [2] при з'єднанні внапуск дозволяється аби стержні торкались один до одного на довжині анкеровки.

Згідно з п. 7.2.5 [2] поперечні стержні мають виступати за межі поздовжньої арматури зварних каркасів на відстань більшу за 10мм . Робочу поздовжню арматуру не доводимо до торців балки на відстань $20 \dots 25 \text{ мм}$. Перші поперечні стержні від торця поздовжніх стержнів в каркасах влаштовуємо на віддалі $20 \dots 25 \text{ мм}$. Зварювання повинно виконуватись відповідно до ГОСТ 14098-91.

Епюра матеріалів другорядної балки наведена на рис. 11. Для побудови епюри матеріалів приймається геометричний масштаб та окремо масштаб сил.

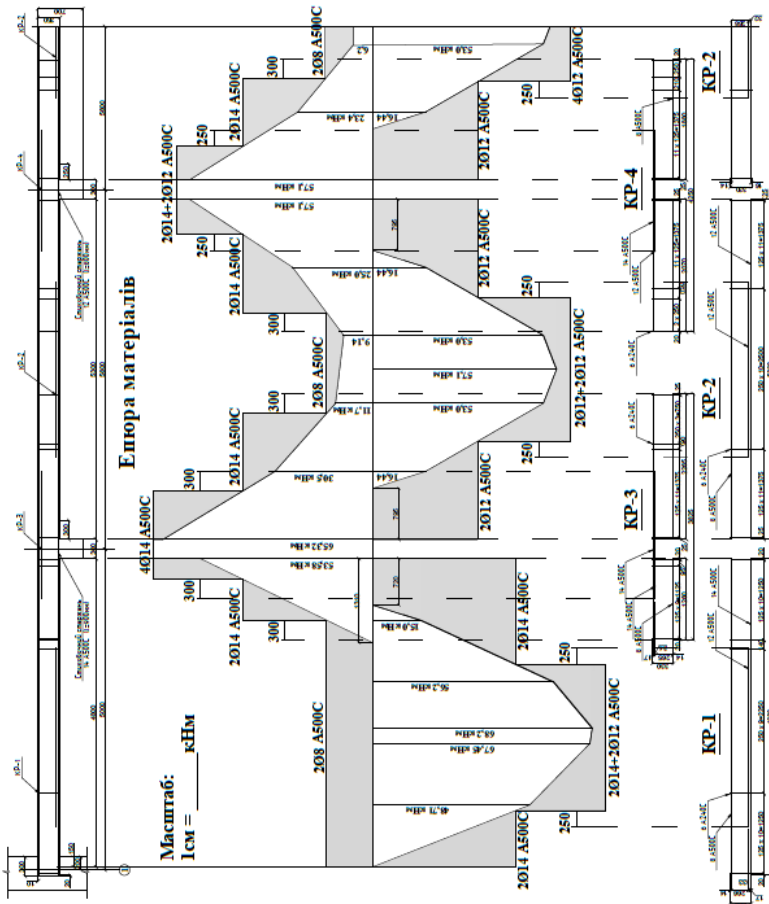


Рис. 11. Епора матеріалів другорядної балки

ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА

1. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 97 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.
4. Мурашко Л. А. Колякова В. М., Сморгалов Д. В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 : навч. посіб. К. : Видавництво КНУБА, 2012. 62 с.
5. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). / За заг. ред. В. С. Шмуклера. Харків : Золоті сторінки, 2015. 208 с.
6. Бабич В. І., Огороднік В. І., Романюк В. В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. Довідник. Рівне : НУВГП, 1999. 506 с.
7. Залізобетонні конструкції : підручник. / За ред. П. Ф. Вахненка. Київ : Вища шк., 2000. 508 с. іл.
8. Методичні вказівки 03-01-54 до виконання курсової роботи «Міжповерхове монолітне ребристе перекриття з плитами балочного типу» з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів усіх форм навчання спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» за спеціалізацією «Промислове та цивільне будівництво».

Додаток А
Вихідні дані до виконання курсової роботи

Таблиця А.1

Остання цифра	Розміри будівлі в плані А×В, м									
	Передостання цифра шифру									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	21×41	27×87	27×55	23×55	32×71	31×64	26×51	24×40	30×64	22×41
1	23×48	20×47	23×44	24×73	26×64	24×48	27×37	23×45	24×40	28×40
2	26×42	21×49	25×40	22×55	19×72	22×67	29×73	26×51	24×67	24×40
3	35×65	37×67	26×47	26×60	24×63	29×42	21×71	35×61	29×46	23×66
4	28×58	23×60	35×66	25×40	22×66	23×68	25×39	27×55	24×68	27×43
5	23×76	25×55	27×77	18×46	27×48	34×55	37×68	20×49	23×56	29×71
6	30×62	23×46	21×47	21×42	23×50	26×59	24×53	21×45	19×50	24×40
7	24×44	24×41	22×49	22×43	20×37	28×61	21×52	37×53	21×60	21×52
8	26×58	26×50	37×60	20×41	28×67	30×47	23×61	25×50	30×47	24×56
9	21×63	35×65	23×50	27×58	30×71	27×49	31×60	23×80	28×49	20×68

Таблиця А.2

Остання цифра шифру	Кількість поверхів, n_f					Висота поверху H_f , м				
	Передостання цифра шифру					Передостання цифра шифру				
	0-1	2-3	4-5	6-7	8-9	0-1	2-3	4-5	6-7	8-9
0-1	3	4	5	6	3	3,0	3,4	4,1	3,9	3,5
2-3	4	5	6	3	4	3,3	3,1	3,7	3,6	3,3
4-5	5	6	3	4	5	3,9	3,5	3,2	4,1	4,0
6-7	6	3	4	5	6	3,2	3,7	3,6	3,3	3,8
8-9	3	4	5	6	3	3,8	3,0	4,2	3,1	3,4

Таблиця А.3

Остання цифра шифру	Район будівництва за вагою снігового покриву згідно ДБН					Розрахунковий опір ґрунту R_0 , кПа				
	Передостання цифра шифру					Передостання цифра шифру				
	0-1	2-3	4-5	6-7	8-9	0-1	2-3	4-5	6-7	8-9
0-1	1	6	5	4	3	210	255	220	330	280
2-3	2	1	6	5	4	235	305	265	215	205
4-5	3	2	1	6	5	290	230	310	260	300
6-7	4	3	2	1	6	295	245	275	225	285
8-9	5	4	3	2	1	240	320	250	200	270

Продовження додатку А

Таблиця А.4

Остання цифра	Змінне характеристичне навантаження на перекриття V_n , кПа									
	Передостання цифра шифру									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	5,0	8,0	10,9	6,0	9,9	4,8	11,0	5,6	8,1	7,3
1	11,1	7,6	5,1	6,2	8,2	6,8	5,0	10,8	9,8	4,7
2	6,1	8,3	4,9	10,7	5,5	9,7	7,0	11,2	6,2	7,9
3	10,6	9,6	4,6	5,6	7,7	5,5	6,0	7,4	11,3	8,4
4	7,0	5,2	11,4	6,4	7,7	4,5	8,5	5,4	9,5	10,5
5	4,4	7,8	6,4	5,1	9,4	10,4	6,9	11,5	8,0	5,7
6	10,3	9,3	8,6	5,7	7,5	11,6	6,3	4,3	7,5	12,0
7	5,3	11,7	4,2	6,6	5,4	9,2	8,9	7,3	10,2	6,3
8	9,0	7,1	8,1	4,1	10,1	6,6	4,8	5,8	8,8	11,8
9	6,5	10,0	5,9	8,7	4,9	7,2	11,9	4,0	9,1	6,7

Таблиця А.5

Остання цифра шифру	Матеріали для проектування										
	Бетон класу	Робоча арматура класу А									
		плити перекриття				другорядних балок			колон, фундаментів		
		Передостання цифра шифру									
		0-2	3-5	6-7	8-9	0-3	4-6	7-9	0-3	4-6	7-9
0-1	C20/25	240С	400С	500С	240С	400С	500С	400С	500С	400С	500С
2-3	C25/30	400С	500С	240С	400С	500С	400С	500С	400С	500С	400С
4-5	C30/35	500С	240С	400С	500С	400С	500С	400С	500С	400С	500С
6-7	C32/40	240С	400С	500С	240С	500С	400С	500С	400С	500С	400С
8-9	C35/45	400С	500С	240С	400С	400С	500С	400С	500С	400С	500С

Додаток Б

Таблица Б.1

Граничні значення відносної дійсної висоти стиснутої зони ζ_R

Клас бетону	Арматура			
	A240C	A400C	A500C	A500
C8/10	0,769	0,66	0,617	0,595
C12/15	0,758	0,657	0,613	0,591
C16/20	0,751	0,65	0,606	0,584
C20/25	0,743	0,64	0,596	0,574
C25/30	0,737	0,633	0,588	0,566
C30/35	0,729	0,618	0,571	0,54
C32/40	0,711	0,603	0,557	0,534
C35/45	0,696	0,585	0,544	0,516
C40/50	0,683	0,57	0,524	0,501
C45/55	0,672	0,557	0,52	0,488
C50/60	0,658	0,542	0,495	0,472

Таблица Б.2

Значення коефіцієнтів α_m, ξ, ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,98	0,039	0,3	0,88	0,211	0,55	0,78	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,96	0,077	0,35	0,86	0,241	0,6	0,76	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,94	0,113	0,4	0,84	0,269	0,7	0,72	0,403
0,16	0,936	0,12	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,41
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,28	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,14	0,44	0,824	0,29	0,78	0,688	0,429
0,2	0,92	0,147	0,45	0,82	0,295	0,8	0,68	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,30	0,85	0,66	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,64	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,31	0,95	0,62	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,60	0,48
0,25	0,90	0,18	0,5	0,80	0,32	-	-	-

Продовження додатку Б

Таблиця Б.3

Характеристичні значення міцності бетону на зсув (зріз)

Клас бетону	C16/ 20	C20/ 25	C25/ 30	C30/ 35	C35/ 45	C40/ 50	C45/ 55	C50/ 60
$C_{Rd,c}$, МПа	0,22	0,26	0,3	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

Таблиця Б.4

Співвідношення між діаметрами зварюваних стержнів

Діаметри стержнів одного напрямку, мм	10	12	14	16	18	20	22	25	28
Найменші допустимі діаметри стержнів іншого напрямку, мм	3	4	5	5	6	6	8	8	10

Таблиця Б.5

Сортамент арматурної сталі

Діаметр, мм	Розрахункові площі поперечних перерізів, см ² при кількості стержнів									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,54	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,32	13,85	15,39
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,40	34,21	38,01
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,37	44,13	49,09
28	6,158	12,37	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58