

Міністерство освіти і науки України

Харківська національна академія міського господарства

**Є.Г. Стоянов  
Н.О. Псурцева**

## **Методичні вказівки**

**до виконання курсового проекту  
«Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття з  
балковими плитами для будівлі з неповним каркасом»,  
практичних занять та самостійної роботи з дисципліни**

**«Залізобетонні та кам'яні конструкції»**

(для студентів 3 – 4 курсів денної і заочної форм навчання напряму  
підготовки 6.060101 – «Будівництво»  
спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»

Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття з балковими плитами для будівлі з неповним каркасом», практичних занять та самостійної роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» (для студентів 3 – 4 курсів денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 – «Будівництво» спеціальності «Промислове і цивільне будівництво») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: Є. Г. Стоянов, Н. О. Псурцева; Х.: ХНАМГ, 2010 – 30 с.

Укладачі: Є.Г. Стоянов, Н.О. Псурцева

Рецензент: доцент кафедри будівельних конструкцій  
к.т.н. О.М.Шаповалов.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,  
протокол № 5 від 26 січня 2010 р.

## Зміст

	Стор.
Загальні вказівки .....	4
1. Рекомендації з компоновки ребристого перекриття з балковими плитами. Вибір прольотів і розмірів поперечних перерізів елементів .....	5
2. Приклад розрахунку елементів монолітного ребристого перекриття .....	6
2.1. Навантаження на перекриття... ..	8
2.2. Розрахункова схема плити, розрахункові прольоти, розрахункові зусилля .....	8
2.3. Конструктивний розрахунок плити. Армування .....	10
2.4. Другорядна балка. Статичний розрахунок .....	14
2.5. Розрахунок другорядної балки на міцність в нормальних перерізах .....	18
2.6. Розрахунок другорядної балки на міцність в похилих перерізах .....	21
2.7. Конструювання другорядної балки .....	23
3. Принципи розрахунку головної балки .....	23
Список літератури .....	26
Додатки .....	27

## Загальні вказівки

Найбільш розповсюдженими конструкціями, використовуваними в будівництві, є перекриття, що являють собою горизонтальні конструкції, які розділяють суміжні поверхи по висоті будинку.

За конструктивною схемою залізобетонні плоскі перекриття можна розділити на дві основні типи: балкові й безбалкові.

За способом виготовлення залізобетонні плоскі перекриття підрозділяють на збірні, монолітні і збірно-монолітні.

У цих методичних вказівках розглядаються монолітні балкові ребристі перекриття, де балками-ребрами є головні й другорядні балки.

Головні балки спираються на колони і на зовнішні стіни будинку. Другорядні балки спираються на головні балки.

Заповнена залізобетоном чарунка, що обмежена головними і другорядними балками, є плитою перекриття.

Прольотами головних балок є відстань між колонами або стінами у вибраному напрямку (6...9 м), прольотами другорядних балок є відстань між головними балками (5...7 м) у протилежному напрямку. Прольотами плити є крок другорядних балок (1,7...2,5 м).

Таким чином, плита в плані має розміри  $l_1 \times l_2 = (1,7...2,5) \times (5...7)$  м. При навантаженні така плита згинається в одному (короткому) напрямку між другорядними балками, таку плиту із співвідношенням сторін  $l_2/l_1 \geq 2$  називають балковою. Якщо крок другорядних балок такий, що співвідношення  $l_2/l_1 < 2$ , то плита під навантаженням згинається в двох протилежних напрямках. У цьому випадку плиту називають опертою по контуру або контурною. Розрахунок контурних плит є досить складним і розглядається в майбутньому.

# 1. Рекомендації з компоновки монолітного ребристого перекриття з балковими плитами. Вибір прольотів і розмірів поперечних перерізів елементів

Монолітні ребристі перекриття застосовують у промислових й цивільних будівлях.

Тимчасові навантаження для цивільних будівель звичайно не перебільшують  $6,0 \text{ кН/м}^2$ ; для промислових багатоповерхових будівель тимчасове навантаження звичайно знаходиться в межах  $6,0 \dots 15 \text{ кН/м}^2$ .

Залежно від розмірів перекриття у плані  $L_1 \times L_2$  і тимчасового навантаження при компоновці треба вибрати напрямки головних і другорядних балок, розташувати колони і прийняти крок другорядних балок таким чином, щоб забезпечити рекомендовані прольоти: для головних балок  $l_{гол.} = 6 \dots 9 \text{ м}$ , для другорядних  $l_{др.} = 5 \dots 7 \text{ м}$ , для плити  $l_{пл.} = 1,7 \dots 2,5 \text{ м}$ .

Кожний з елементів (плита, другорядна балка, головна балка) за конструктивною схемою є багатопрольотною нерозрізною балкою, де крайні опори (на стіновому контурі) – шарнірні. При такій схемі згинальні моменти від рівномірно розподіленого навантаження у крайніх прольотах більші, ніж в середніх, тому крайні прольоти при компоновці можна приймати на  $15 \dots 20 \%$  коротшими, ніж середні.

Товщину монолітної плити приймають залежно від величини тимчасового навантаження та її прольоту. Для цивільних будівель рекомендована товщина плити  $55 \dots 70 \text{ мм}$ , для промислових –  $70 \dots 100 \text{ мм}$ .

Рекомендовані розміри поперечних перерізів:

- для головної балки: висота перерізу (включно товщину плити)

$$h_{гол.} = (1/10 \dots 1/12) l_{гол.},$$

ширина перерізу:  $b_{гол.} = (0.3 \dots 0.5) h_{гол.}$

Остаточні розміри перерізу головної балки приймають кратними  $50 \text{ мм}$ ;

- для другорядної балки: висота перерізу (включно товщину плити)

$$h_{др.} = (1/15 \dots 1/20) l_{др.},$$

ширина перерізу:  $b_{др.} = (0.3 \dots 0.5) h_{др.}$

Остаточно розміри перерізу другорядної балки приймають кратними 50 мм.

## 2. Приклад розрахунку елементів монолітного ребристого перекриття з балковими плитами

Розглядається перекриття з габаритами в плані ( в осях) 20х30 м.

Будівля – промислова. Характеристичне значення тимчасового навантаження  $v_n = 8,0$  кН/м<sup>2</sup>. Зовнішні стіни – цегляні, товщиною 510 мм.

Склад перекриття прийнятий як показано на рис.1.



Рис.1

Для цивільної будівлі приймають склад перекриття з різними варіантами підлоги згідно з архітектурним рішенням.

За рекомендаціями з компоновки приймаємо розташування колон з прольотами головних балок  $l_{гол.1} = 6,6$  м,  $l_{гол.2} = 6,8$  м.

Всі прольоти другорядних балок  $l_{ор.} = 6,0$  м. Другорядні балки розташовуємо з кроком 2,2...2,3 м (рис.2).

Товщину плити приймаємо  $h_f = 80$  мм.

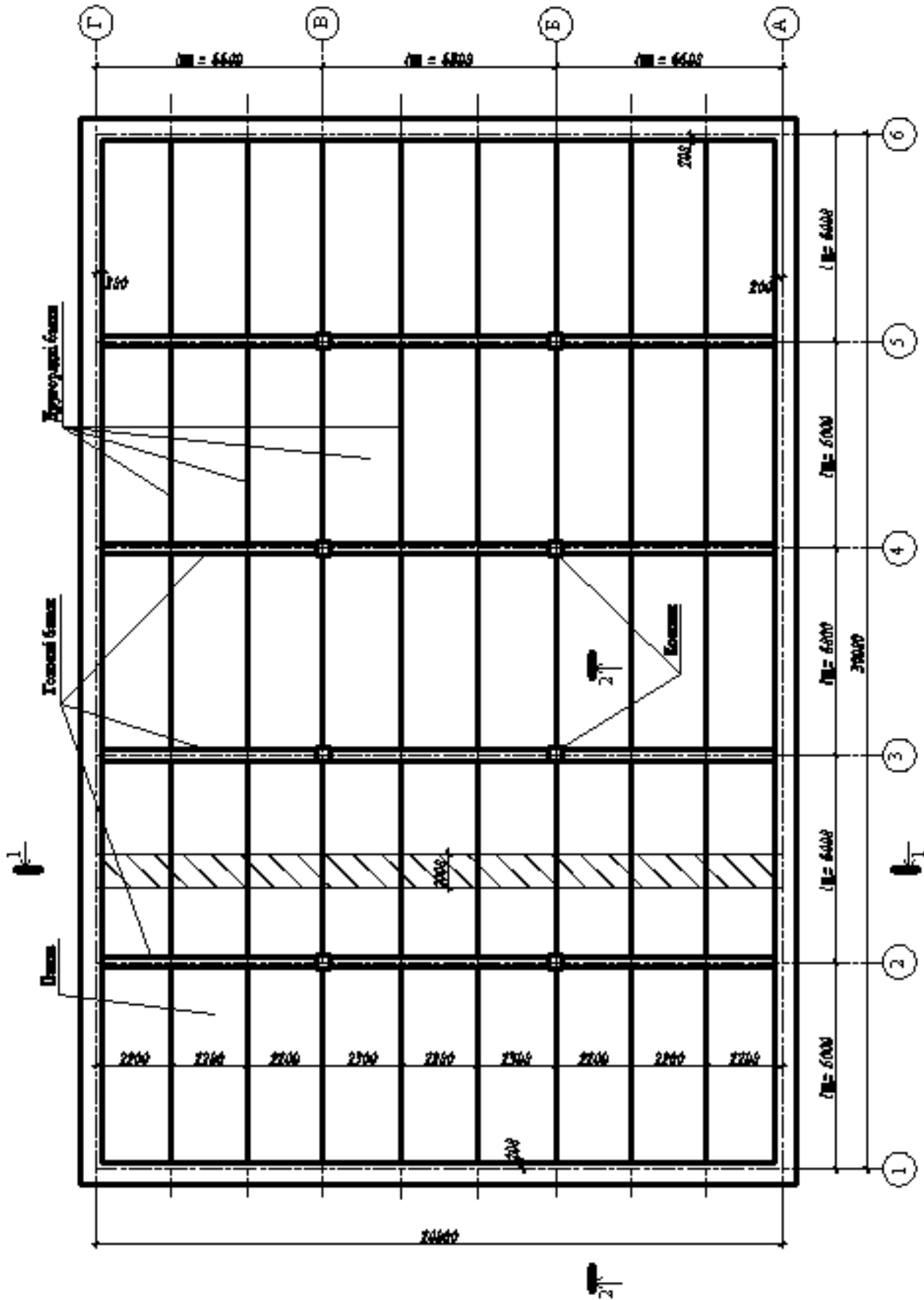


Рис.2

## 2.1. Навантаження на перекриття

Визначення навантажень на перекриття виконують у табличній формі (табл. 2.1).

Таблиця 2.1

Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
<b>А. Постійне (<math>g</math>)</b>			
Мозаїчна підлога ( $\delta=20$ мм, $\rho=20$ кН/м <sup>3</sup> ) 0.02x20	0,4	1,3	0,52
Звукоізоляційний шар ( $\delta=60$ мм, $\rho=8$ кН/м <sup>3</sup> ) 0.06x8	0,48	1,3	0,62
Залізобетонна плита ( $\delta=80$ мм, $\rho=25$ кН/м <sup>3</sup> ) 0.08x25	2,0	1,1	2,2
Всього постійне			$g = 3.34$
<b>Б. Тимчасове (<math>v</math>)</b>	$v_n=8$	1,2	$v=9.6$
Разом			<b><math>q=g+v=</math> <b>12.94~13</b></b>

## 2.2. Розрахункова схема плити. Розрахункові прольоти, розрахункові зусилля

Для розрахунку плити розглядають умовну смугу шириною 1 м, паралельну цифровим осям. У поперечному перерізі 1-1 ця смуга подана на рис.3.

Розрахункові прольоти:

$$l_{01} = 2200 - 200 + 60 - 150/2 = 1985 \text{ мм} = 1.985 \text{ м};$$

$$l_{02} = l_{03} = 2200 - 150 = 2050 \text{ мм} = 2.05 \text{ м};$$

$$l_{04} = 2300 - 150 = 2150 \text{ мм} = 2.15 \text{ м}.$$



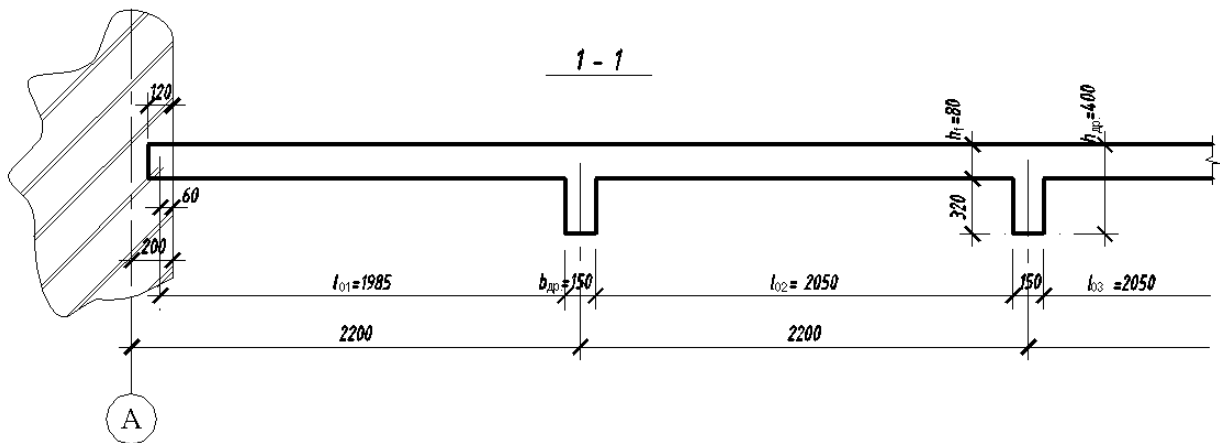


Рис.3

Згинальні прольотні й опорні моменти в розглядуваній смузі

$$M_1 = -M_B = ql_{01}^2/11 = 13 \cdot 1.985^2/11 = 4.66 \text{ кНм};$$

$$M_2 = M_3 = -M_C = -M_D = ql_{02}^2/16 = 13 \cdot 2.05^2/16 = 3.41 \text{ кНм};$$

$$M_4 = ql_{04}^2/16 = 13 \cdot 2.15^2/16 = 3.76 \text{ кНм}.$$

Розрахункова схема і згинальні моменти в розглядуваній смузі плити подані на рис.4.

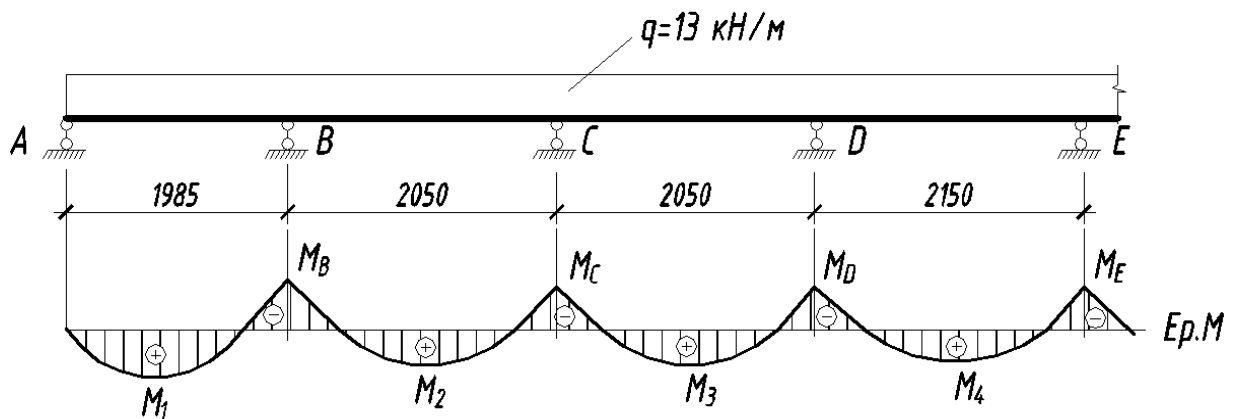


Рис.4

### 2.3.Конструктивний розрахунок плити. Армування

Армування плити може здійснюватися двома способами: безперервним і роздільним. Перший спосіб використовують переважно для цивільних будівель з невеликим навантаженням на перекритті. При цьому способі армування відбувається рулонними зварними сітками, що розгортаються в

напрямку головних балок. Робоча поздовжня арматура має діаметр не більше 5 мм класу Вр-1 і крок не менше 100 мм.

У крайніх прольотах плити над основною сіткою може укладатись другий ряд додаткової сітки для сприймання підвищених згинальних моментів (рис 5).

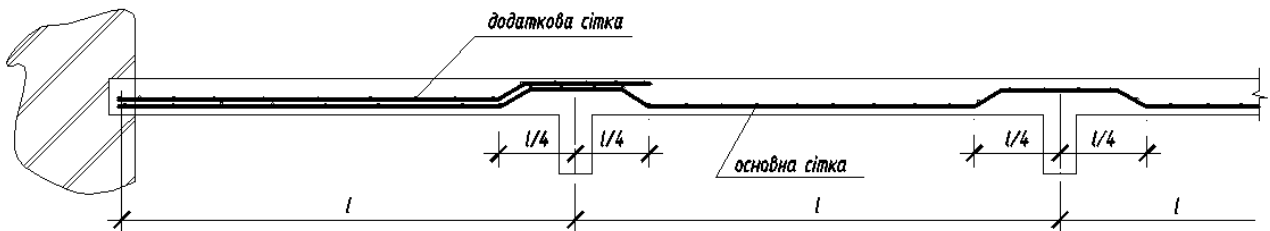


Рис. 5

Поперечна арматура сіток – конструктивна, має мінімальний діаметр 3...4 мм і крок 200...250 мм.

Роздільне армування плоскими сітками використовують при значних навантаженнях у промислових будівлях, де мінімальний діаметр робочих стержнів 6 мм класу А400С. Сітки укладають у прольотах між другорядними і головними балками і над опорами (другорядними балками). Робочі стержні укладають в короткому напрямку (поперечному). Поздовжня арматура сіток – конструктивна, її укладають в поздовжньому напрямку, вона має мінімальний діаметр і крок 200...250 мм (рис. 6).

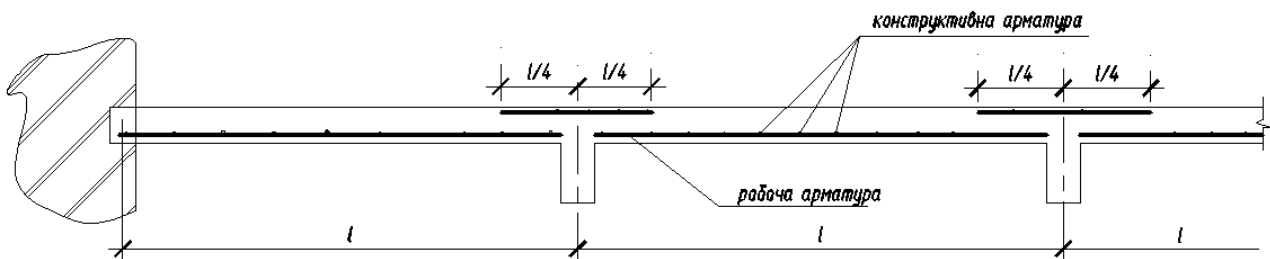


Рис. 6

У розгляданому прикладі для промислової будівлі доцільно прийняти роздільне армування плоскими сітками з використанням арматури класу

A400C діаметром 6...8 мм, що має розрахунковий опір  $R_s = 365 \text{ МПа} = 36.5 \text{ кН/см}^2$ . Клас бетону приймаємо В20 (можна прийняти В15). Розрахунковий опір бетону на стиск  $R_b = 11.5 \text{ МПа} = 1.15 \text{ кН/см}^2$ ; коефіцієнт умови роботи  $\gamma_{b2} = 0.9$ .

У конструктивному розрахунку визначають необхідну кількість арматури для забезпечення міцності нормальних перерізів. Міцність похилих перерізів не перевіряють у зв'язку з досить великою шириною розрахункової смуги плити ( $b_{пл.} = 100 \text{ см}$ ).

Розрахункову (робочу) висоту перерізу приймаємо  $h_0 = 6 \text{ см}$ .

а) перший проліт і перша проміжна опора

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{466}{0.9 * 1.15 * 100 * 6^2} = 0,125; \quad \zeta = 0.935;$$

$$A_s = \frac{M_1}{\xi R_s h_0} = \frac{466}{0.935 * 36.5 * 6} = 2,28 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок робочих стержнів 200 мм, маємо на ширині смуги  $1000/200=5$  стержнів. За сортаментом арматури приймаємо  $\text{Ø}8\text{A}400\text{C}$  з  $A_s = 2.51 \text{ см}^2/\text{м}$ . Конструктивну арматуру беремо  $\text{Ø}3\text{Bp}-1$  з кроком 250 мм.

Марки сіток:

- прольотної  $C1 \frac{3Bp-1-250}{8A400C-200} 5700 \times 2050$ ,

- опорної  $C2 \frac{3Bp-1-250}{8A400C-200} 5700 \times 1100$ .

б) середні прольоти і середні опори

У запас міцності приймаємо максимальний згинальний момент  $M = M_4 = 3.76 \text{ кНм} = 376 \text{ кНсм}$ :

$$\alpha_m = \frac{376}{0.9 * 1.15 * 100 * 6^2} = 0,1; \quad \zeta = 0.945;$$

$$A_s = \frac{376}{0.945 * 36.5 * 6} = 1,82 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок робочих стержнів 150 мм, маємо на ширині смуги  $1000/150 = 6.67$  стержнів, і необхідна площа перерізу одного стержня

повинна бути не менше  $1.82/6.67=0.273 \text{ см}^2$ . За сортаментом приймаємо арматуру  $\text{Ø6A400C}$  з площею перерізу одного стержня  $0.283 \text{ см}^2$ .

Марки сіток:

- прольотних  $C3 \frac{3Bp-1-250}{6A400C-150} 5700 \times 2050$ ,

- опорних  $C4 \frac{3Bp-1-250}{6A400C-150} 5700 \times 1100$ .

Схема армування подана на рис.7.

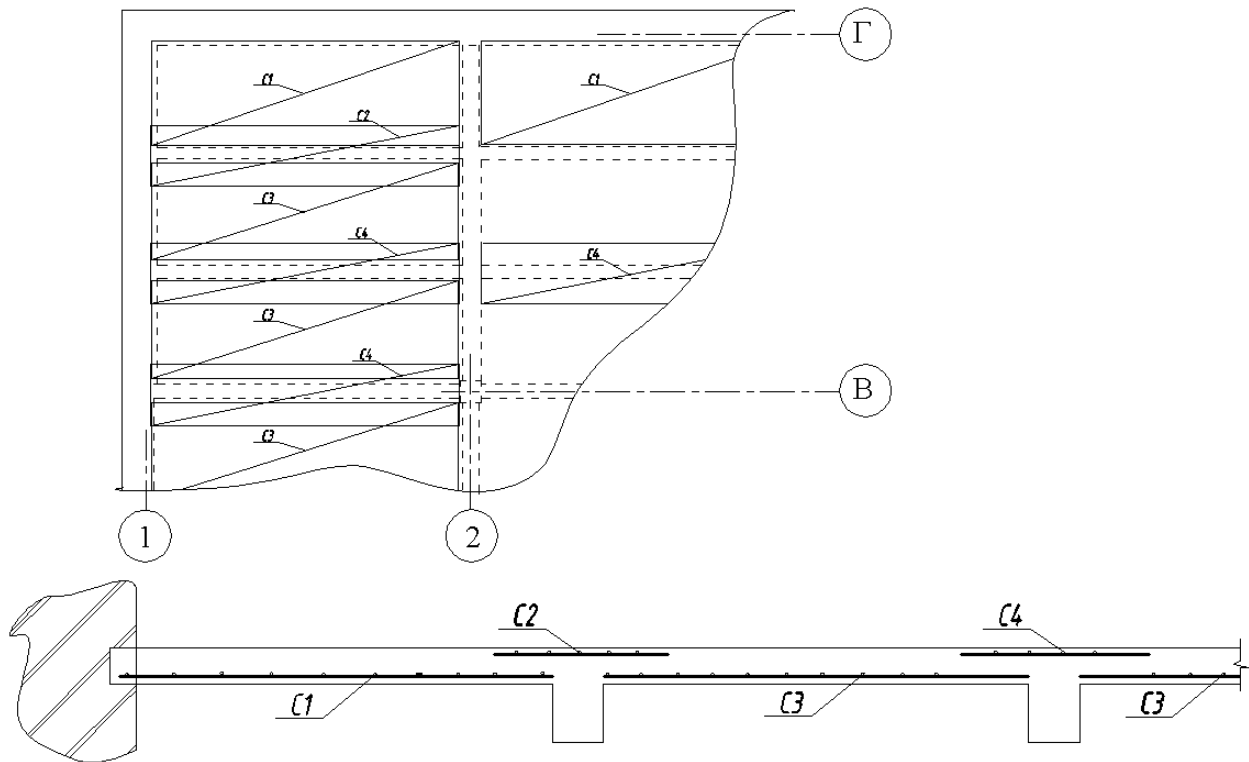


Рис.7

Як приклад розглянемо варіант використання рулонних сіток для розрахованих згинальних моментів.

Розрахунковий опір арматури класу Вр-1 передбачуваного діаметру 5 мм  $R_s = 360 \text{ МПа} = 36 \text{ кН/см}^2$ .

Розрахунок починаємо з середніх прольотів:

$$\alpha_m = \frac{376}{0.9 * 1.15 * 100 * 6^2} = 0,1; \quad \zeta = 0.945;$$

$$A_s = \frac{376}{0.945 * 36 * 6} = 1,842 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок поздовжніх робочих стержнів 100 мм, маємо на смузі  $1000/100 = 10$  стержнів. За сортаментом приймаємо 10Ø5Вр-1 ( $A_s=1.96 \text{ см}^2$ ).

У першому прольоті й на першій проміжній опорі

$$\alpha_m = \frac{466}{0.9 * 1.15 * 100 * 36} = 0,125; \quad \zeta = 0.935;$$

$$A_s = \frac{466}{0.935 * 36 * 6} = 2,31 \text{ см}^2.$$

Таким чином, маємо недостачу робочої арматури в сітці С1 в кількості  $2.31-1.96 = 0.35 \text{ см}^2$ . Тому додаємо допоміжну сітку з мінімальним діаметром робочої арматури Ø3Вр-1 і з максимальним кроком стержнів 200 мм (кількість стержнів на смузі  $1000/200=5$ ). Площа перерізу в додатковій сітці  $0.353 \text{ см}^2$ .

Марки сіток:

$$\text{- основної} \quad C1 \frac{5Bp - 1 - 100}{3Bp - 1 - 250} 20000 \times B,$$

$$\text{- додаткової} \quad C2 \frac{3Bp - 1 - 200}{3Bp - 1 - 250} 2600 \times B,$$

де  $B$  – ширина сіток, яку приймають з технологічних умов.

Конструктивне рішення за другим варіантом показане на рис.8.

## 2.4. Другорядна балка. Статичний розрахунок

Другорядну балку розраховують аналогічно балковій плиті. Балка сприймає навантаження від власної ваги, від ваги монолітної плити і підлоги, а також тимчасове навантаження.

У поперечному перерізі балка має тавровий профіль з шириною верхньої полиці, що дорівнює кроку другорядних балок.

Розрахункові прольоти балки приймають залежно від ширини головних балок. Перша опора на стіні вважається шарнірною (рис. 9).

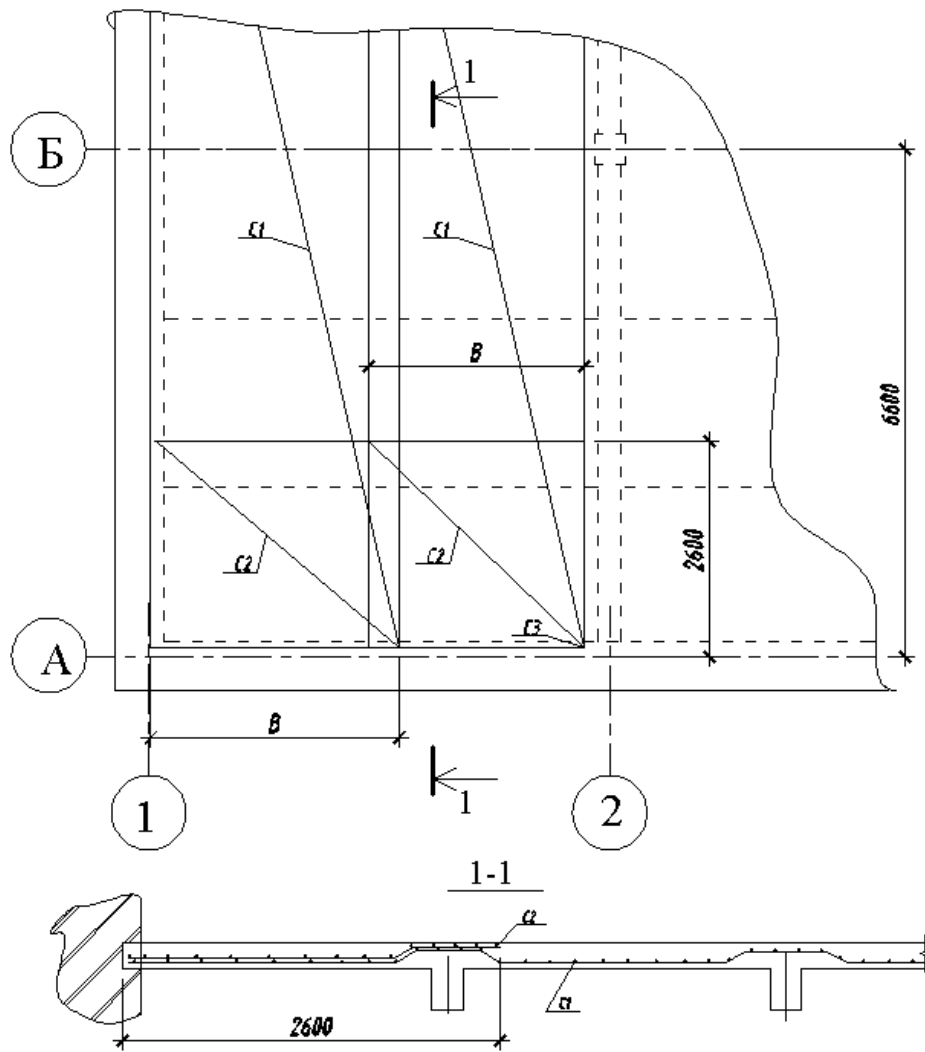


Рис.8

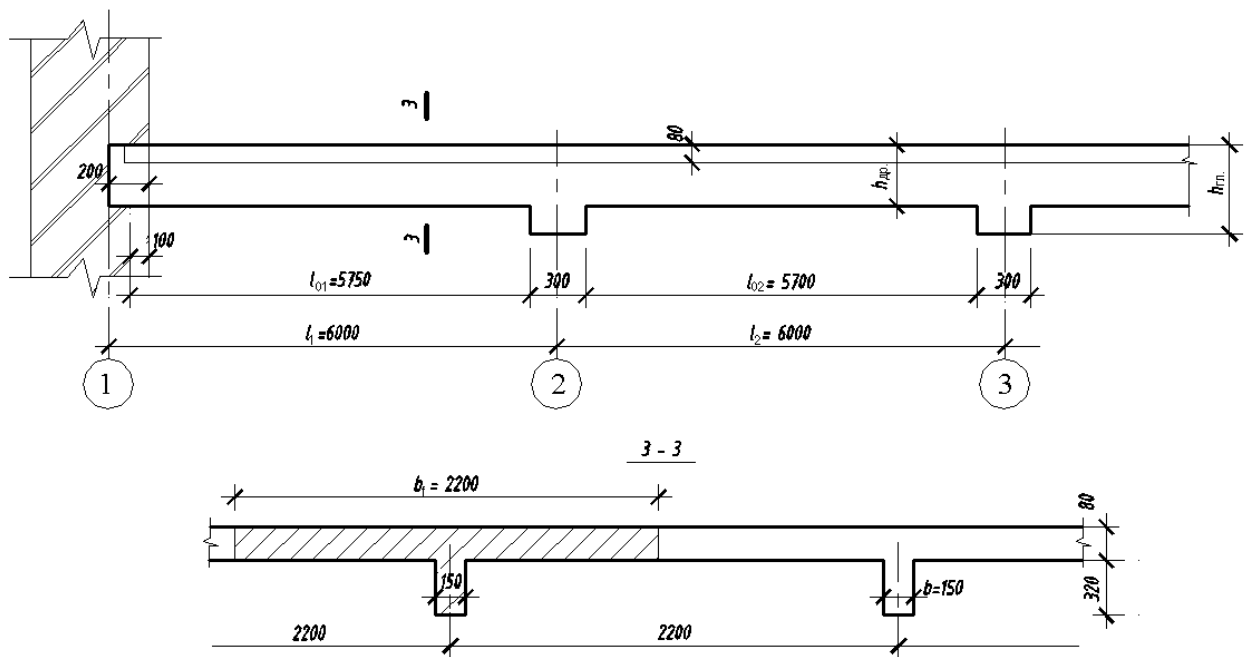


Рис.9

$$l_{01} = 6000 - 200/2 - 300/2 = 5750 \text{ мм} = 5.75 \text{ м},$$

$$l_{02} = l_{03} = \dots = 6000 - 300 = 5700 \text{ мм} = 5.7 \text{ м}.$$

### Навантаження

а) постійне

$$\begin{aligned} g &= g_{(1\text{м}^2)} \times b_f + \gamma_f \times (\text{власна вага ребра балки}) = \\ &= 3.34 \times 2.2 + 1.1 \times 0.15 \times 0.32 \times 25 = 8.7 \text{ кН/м}; \end{aligned}$$

б) тимчасове

$$v = v_{(1\text{м}^2)} \times b_f = 9.6 \times 2.2 = 21.1 \text{ кН/м},$$

в) повне

$$q = g + v = 8.7 + 21.1 = 29.8 \text{ кН/м}.$$

### Розрахункові зусилля

Для визначення розрахункових зусиль розглядають декілька можливих схем навантаження. Так, для отримання найбільшого згинального моменту в першому прольоті саме цей проліт і всі непарні прольоти повинні мати максимальне тимчасове навантаження при постійному навантаженні всіх прольотів (схема 1). Для отримання найбільшого згинального моменту в другому прольоті саме цей проліт і всі парні прольоти повинні мати максимальне тимчасове навантаження при постійному навантаженні всіх прольотів (схема 2). Для визначення мінімального згинального моменту на будь-якій опорі треба мати максимальне тимчасове навантаження в двох суміжних прольотах біля розглядуваної опори при постійному навантаженні всіх прольотів (схема 3).

Епюру моментів, що з'єднує всі максимуми і мінімуми зусиль по всіх розглянутих схемах, називають огинаючою. Аналогічно згинальним моментам розглядають поперечні сили за різними схемами.

З урахуванням різних схем навантажень (рис.10) розрахункові зусилля визначають за формулами:

$$M_1 = ql_{01}^2/11 = 0.091ql_{01}^2; \quad M_B = -ql_{01}^2/14 = -0.0715ql_{01}^2;$$

$$M_2 = M_3 = -M_C = -M_D = ql_{02}^2/16 = 0.0625ql_{02}^2;$$

$$Q_A = 0.4ql_{01}; \quad Q_B^n = 0.6ql_{01}; \quad Q_B^n = Q_C^n = Q_C^n = 0.5ql_{02}.$$

При побудові огинаючої епюри згинальних моментів у середніх прольотах можуть виникати негативні згинальні моменти. Їх величини, а також нульові координати негативного моменту в першому прольоті визначають за графіком або таблицею залежно від співвідношення величин тимчасового і постійного навантаження  $v/g$  (рис.11, додаток VI).

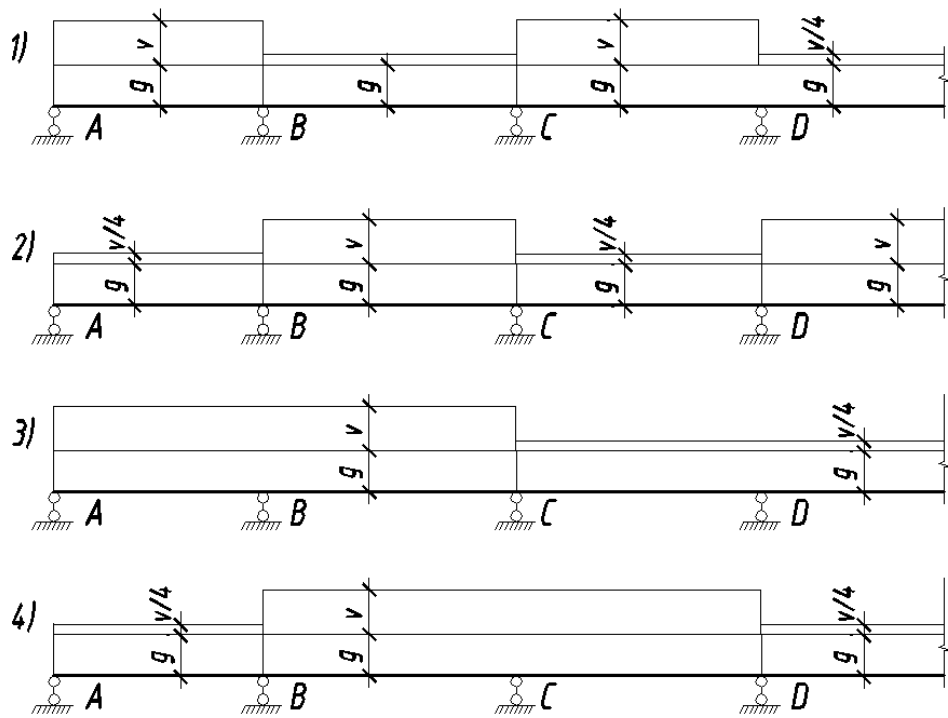


Рис.10

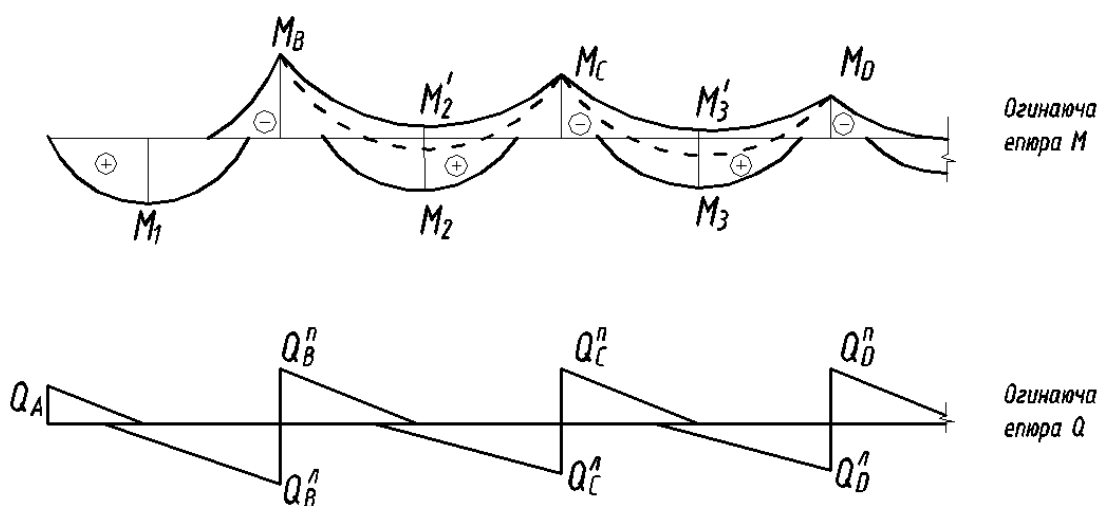


Рис.11

Для розглядуваного прикладу



$$M_I = 0.091 \times 29.8 \times 5.75^2 = 89.7 \text{ кНм};$$

$$-M_B = 0.0715 \times 29.8 \times 5.75^2 = 70.4 \text{ кНм};$$

$$M_2 = -M_C = 0.0625 \times 29.8 \times 5.7^2 = 60.5 \text{ кНм}.$$

$$\text{При } v/g = 21.1/8.7 = 2.42 \quad M_2' = -0.012 \times 29.8 \times 5.7^2 = -11.6 \text{ кНм}.$$

$$Q_A = 0.4 \times 29.8 \times 5.75 = 68.5 \text{ кН};$$

$$Q_B^n = 0.6 \times 29.8 \times 5.75 = 102.8 \text{ кН};$$

$$Q_B^n = Q_C^n = Q_C^n = 0.5 \times 29.8 \times 5.7 = 84.9 \text{ кН}.$$

## 2.5. Розрахунок другорядної балки на міцність у нормальних перерізах

Розрахункова ширина полиці другорядної балки не завжди збігається з фактичною шириною. При значному кроці другорядних балок не вся полиця включається в роботу на стиск, тому рекомендують приймати для розрахунку звисаючу частину полиці  $C \leq 10/2 = 205/2 = 102.5 \text{ см}$  і  $C \leq 1/6 = 600/6 = 100 \text{ см}$ .

Таким чином для розрахунку приймаємо полицю шириною

$$b_f' = 2c + b_{op.} = 2 \times 100 + 15 = 215 \text{ см (рис.12)}.$$

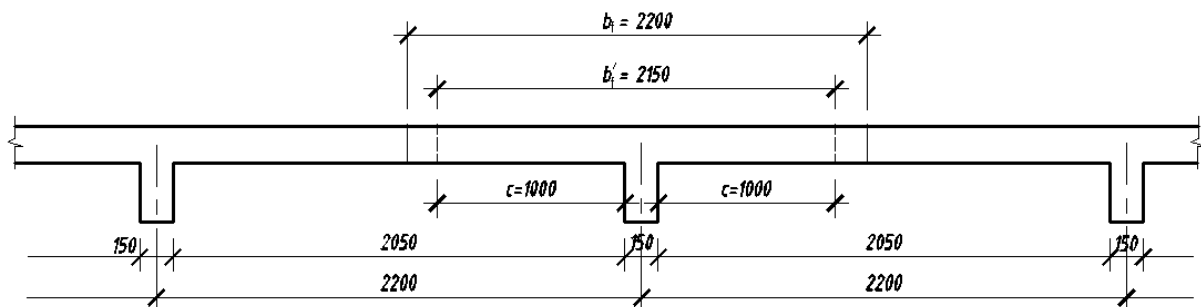


Рис.12

Для армування приймають:

- у прольотах – стержньову арматуру класу А400С,
- на опорах – арматуру у вигляді плоских зварних сіток з арматурою класу А400С.

Перший проліт. Робочу висоту перерізу приймаємо  $h_0 = 36 \text{ см}$ .

Визначаємо положення нейтральної осі:

$$M_f = \gamma_{b2} R_b b_f h_f' (h_0 - h_f'/2) = 0.9 \times 1.15 \times 215 \times 8 (36 - 8/2) = 56966 \text{ кНсм} \sim 570 \text{ кНм} > M_1 = 89.7 \text{ кНм}.$$

Нейтральна вісь знаходиться в межах полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{8970}{0.9 * 1.15 * 215 * 36^2} = 0,031; \quad \zeta = 0.985;$$

$$A_s = \frac{M_1}{\xi R_s h_0} = \frac{8970}{0.985 * 37.5 * 36} = 6,75 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø22A400C ( $A_s = 7.6 \text{ см}^2$ ).

Другий проліт.

$$\alpha_m = \frac{6050}{0.9 * 1.15 * 215 * 36^2} = 0,021; \quad \zeta = 0.99;$$

$$A_s = \frac{6050}{0.99 * 37.5 * 36} = 4,66 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø18A400C ( $A_s = 5.09 \text{ см}^2$ ).

Опора В.

Робочу висоту перерізу приймаємо  $h_0 = 38 \text{ см}$ . Стиснута зона знаходиться в ребрі балки, тому переріз розраховуємо як прямокутний з шириною ребра ( $b=15 \text{ см}$ ):

$$\alpha_m = \frac{M_B}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{7040}{0.9 * 1.15 * 15 * 38^2} = 0,314; \quad \zeta = 0.805;$$

$$A_s = \frac{7040}{0.805 * 36.5 * 38} = 6,3 \text{ см}^2.$$

Для робочої сітки приймаємо крок стержнів 100 мм. На фактичній ширині полиці 2200 мм буде розташовано  $2200/100 = 22$  стержні. Площа перерізу одного стержня  $A_s = 6.3/22 = 0.286 \text{ см}^2$ . Для армування можна прийняти Ø6A400C з  $A_s = 0.283 \text{ см}^2$ . При цьому марка сітки

$$C5 \frac{3Bp - 1 - 250}{6A400C - 100} 4000 \times 19800$$

Можна прийняти варіант з кроком робочої арматури 150 мм. Тоді на ширині полиці розташовується  $2200/150 = 14$  стержнів, площа перерізу одного стержня  $A_s = 6.3/14 = 0.45 \text{ см}^2$ . Робочу арматуру можна прийняти  $\text{Ø}8\text{A}400\text{C}$  ( $A_s=0.503 \text{ см}^2$ ). Марка сітки

$$C5 \frac{3Bp - 1 - 250}{8A400C - 150} 4000 \times 19800$$

Опора С.

$$\alpha_m = \frac{6050}{0.9 * 1.15 * 15 * 38^2} = 0,27; \quad \zeta = 0,84;$$

$$A_s = \frac{6050}{0.84 * 36.5 * 38} = 5,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо крок робочих стержнів 200 мм. На ширині полиці 2200 мм маємо  $2200/200 = 11$  стержнів;  $A_s = 5.2/11 = 0.473 \text{ см}^2$ . Марка сітки

$$C6 \frac{3Bp - 1 - 250}{8A400C - 200} 4000 \times 19800$$

Сітки С5, С6 розташовують над головними балками. Ширину сіток визначають за рекомендаціями, щоб в кожний бік від осі головної балки сітка перекривала  $1/3$  прольоту другорядної балки.

Для економії арматури можна використовувати варіант розташування сіток у двох рівнях (рис. 13)

## 2.6. Розрахунок другорядної балки на міцність у похилих перерізах

У більшості випадків розрахунок міцності похилих перерізів виконують за найбільшою величиною поперечної сили. У розглядуваному прикладі максимальна поперечна сила  $Q_{max} = Q_{Вл} = 102.8 \text{ кН}$ .

На першому етапі приймають кількість поперечних стержнів (хомутів) у перерізі і їх діаметр залежно від діаметра поздовжньої розрахованої раніше арматури за умови зварювання.

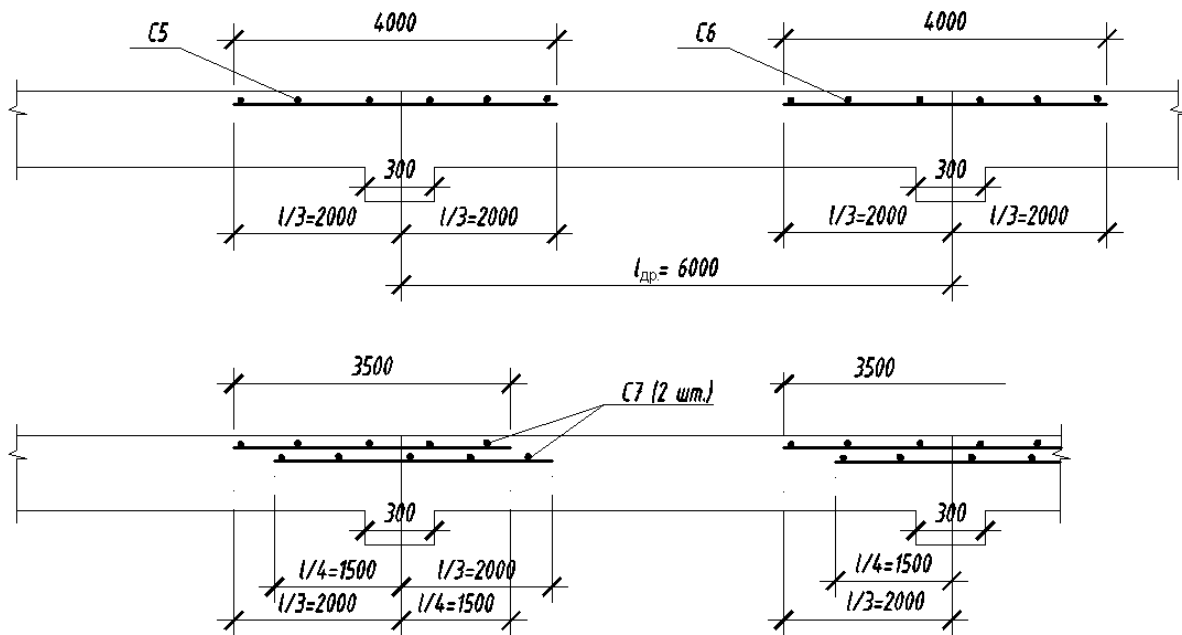


Рис.13

Приймаємо хомути  $2\text{Ø}6\text{A}400\text{C}$  ( $A_{sw} = 0.57 \text{ см}^2$ ).

Крок хомутів у зоні найбільшої поперечної сили  $S_{wl} \leq h/2$  і  $S_{wl} \leq 150 \text{ мм}$ .

Приймаємо  $S_{wl} = 150 \text{ мм}$ .

Для визначення достатності розмірів поперечного перерізу балки перевіряємо умову  $Q \leq 0.3\varphi_{bl}\varphi_{wl}R_bbh_0$ .

Попередньо визначають величини:

$$\nu = E_s/E_b = 2 \times 10^4 / 2.7 \times 10^3 = 7.4;$$

коефіцієнт поперечного армування  $\mu_w = A_{sw}/b_{swl} = 0.57/15 \times 15 = 0.00253$ ;

коефіцієнт впливу поперечного армування

$$\varphi_{wl} = 1 + 5\nu\mu_w = 1 + 5 \times 7.4 \times 0.00253 = 1.094;$$

коефіцієнт  $\varphi_{bl} = 1 - 0.01R_b = 1 - 0.01 \times 11.5 = 0.885$  ( $R_b$  – в МПа).

Перевірка:

$$0.3\varphi_{bl}\varphi_{wl}R_bbh_0 = 0.3 \times 0.885 \times 1.094 \times 1.15 \times 15 \times 36 = 181 \text{ кН} > Q_{max} = 102.8 \text{ кН}.$$

Розміри поперечного перерізу достатні.

Перевірка необхідності розрахунку поперечної арматури

Частина стиснутої полиці другорядної балки додає міцності в похилому перерізі. Розрахункову ширину цієї частини полиці приймають як

$$b_{fl} = b + 3h_f = 15 + 3 \times 8 = 39 \text{ см}.$$

Коефіцієнт впливу стиснутої полиці на міцність перерізу

$$\varphi_f = [0.75(b_{fl} - b)h_f] / bh_0 = [0.75(39 - 15)8] / 15 \times 36 = 0.267 < 0.5.$$

Міцність бетону для опору поперечній силі визначають як більшу з величин:

$$Q_{b1} = Q / 2 = 102.8 / 2 = 51.4 \text{ кН},$$

$$Q_{b2} = 0.6(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0 = 0.6(1 + 0.267)0.09 \times 15 \times 36 = 36.94 \text{ кН}.$$

Несучу здатність бетону приймаємо  $Q_b = 51.4 \text{ кН} < Q_{max} = 102.8 \text{ кН}$ .

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

Погонна несуча здатність поперечного армування

$$q_{sw} = A_{sw} R_{sw} / S_{wl} = 0.57 \times 29 / 15 = 1.1 \text{ кН/см};$$

перевірка:

$$q_{sw} \geq [0.6(1 + \varphi_f)R_{bt}b] / 2 .$$

$$1.1 \text{ кН/см} > (0.6 \times 1.267 \times 0.09 \times 15) / 2 = 0.513 \text{ кН/см} .$$

Якщо умова не виконується, то збільшують діаметр хомутив або зменшують їх крок.

Проекція похилої тріщини на горизонтальну вісь

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} , \text{ де для важкого бетону } \varphi_{b2} = 2.$$

Величина  $c_0$  в будь-якому разі має бути в межах  $h_0 < c_0 < 2h_0$ .

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.267 \cdot 0.09 \cdot 15 \cdot 36^2}{1.1}} = 63.5 \text{ см};$$

перевірка:  $36 \text{ см} < 63.5 \text{ см} < 72 \text{ см}$ .

Несуча здатність поперечного армування

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 1.1 \times 63.5 = 69.85 \text{ кН}.$$

Повна несуча здатність перерізу

$$Q_{sect} = Q_b + Q_{sw} = 51.4 + 69.85 = 121.2 \text{ кН} > Q_{max} = 102.8 \text{ кН}.$$

Несуча здатність перерізу достатня.

Якщо остання умова не виконується, треба збільшити діаметр хомутив або зменшити їх крок.

## 2.7. Конструювання другорядної балки

Армування другорядної балки відбувається зварними каркасами і сітками.

Зварні каркаси в кожному прольоті формують з робочої нижньої арматури, що визначена в попередньому розрахунку, верхньої конструктивної арматури і поперечної арматури (хомутів).

Верхню арматуру приймають конструктивно діаметром в 1.5...2 рази меншим ніж робоча арматура і може бути нижче класом. Кількість цієї арматури, як правило, є достатньою для сприймання негативних згинальних моментів  $M_2$ .

Каркаси доводять до опор у зоні головних балок і зв'язують між собою стиковими стержнями, що пропускаються через головні балки.

Хомути розміщують у каркасах залежно від характеру навантаження. У більшості випадків другорядні балки сприймають рівномірно розподілене навантаження, коли поперечна сила має свої максимуми біля опор і мінімуми в середині прольотів. При такому навантаженні на відстані 1/4 від опор хомути розташовують з кроком  $S_{w1}$ , а в середині прольотів – з кроком  $S_{w2} \leq 0.75h$ , але не більше 500 мм.

Сітки другорядних балок розташовують над каркасами в один або два ряди.

Загальний вигляд армування другорядної балки наведено на рис.14.

## 3. Принципи проектування головної балки

Навантаження на головну балку розглядають як зосереджені сили, прикладені у місцях спирання другорядних балок. Власна вага головних балок може враховуватись як рівномірно розподілене навантаження або приводитись до зосереджених сил, що також прикладені в місцях спирання другорядних балок.

Розрахункові зусилля  $M$  і  $Q$  також отримують з огинаючих епюр при розгляданні різних схем прикладення навантажень. В більшості випадків

після побудови огинаючих епюр роблять перерозподіл зусиль з опор у прольоти.

Армування головних балок виконують зварними плоскими або просторовими прольотними і опорними каркасами.

У ряді випадків армування може виконуватись окремими стержнями. У цих випадках для сприймання поперечних сил крім хомутив встановлюють і відгини.

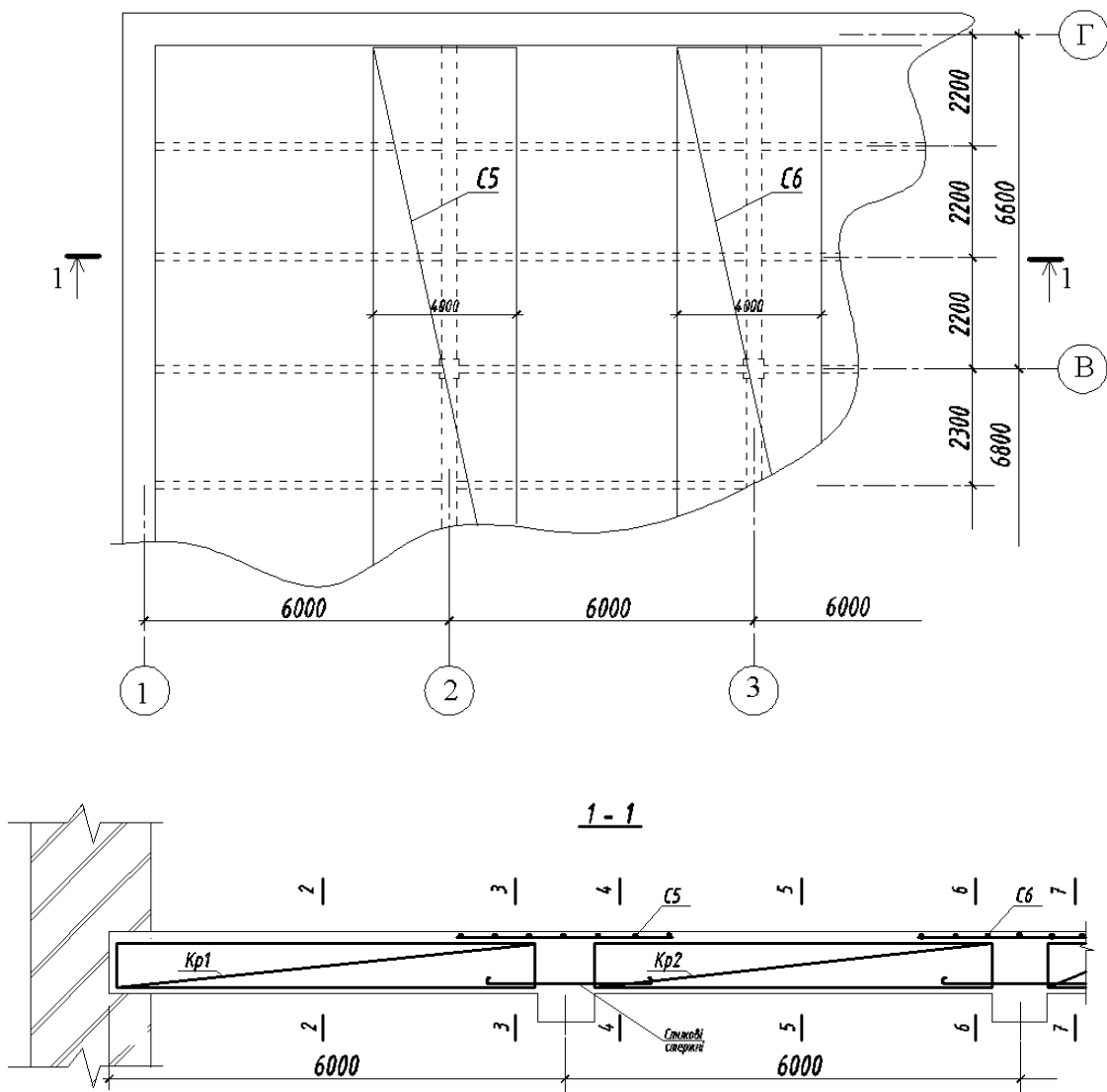


Рис.14 (початок)

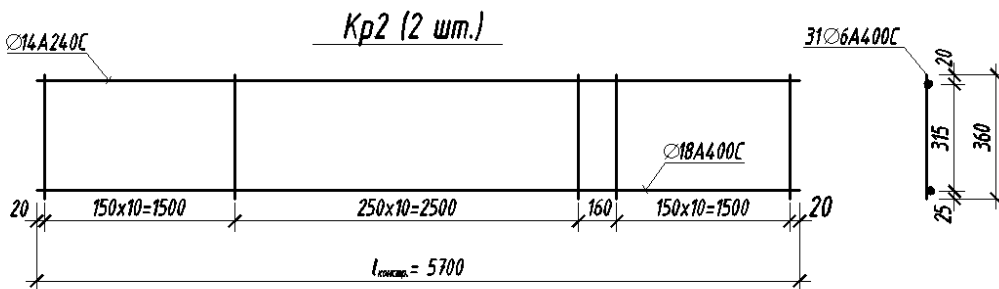
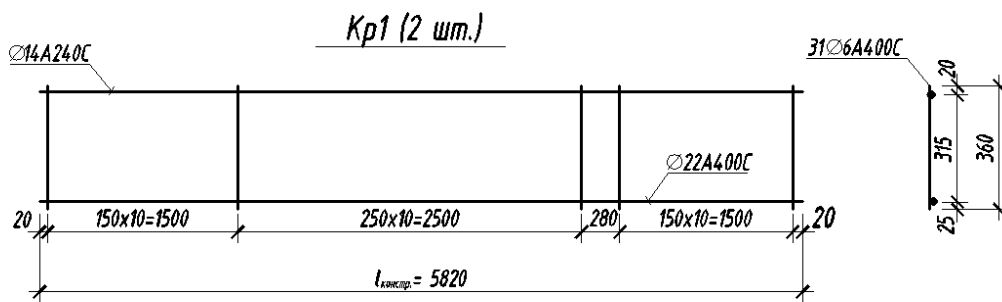
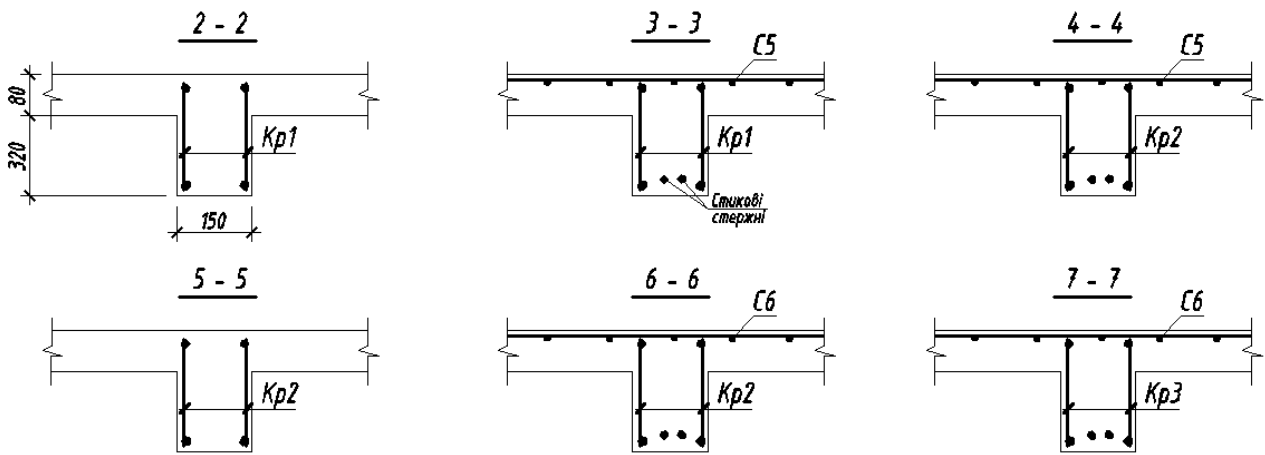


Рис. 14 (продовження)



## Список літератури

- В.Н.Байков, Э.Е.Сигалов. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат. 1991. – 767 с.
- В.М.Бондаренко, Д.Г.Суворкин. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Выс. шк., 1987. – 383 с.
3. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 77с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К: Минстрой Украины, 2006 . – 60 с.
5. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
6. О.М.Шаповалов. Залізобетонні конструкції.– Харків: ХНАМГ. 2005. – 147с.

**Розрахункові опори бетону при осьовому стиску й розтягу;  
модуль пружності**

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при розрахунку за І групою граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_b \cdot 10^3$ , МПа	Примітка
	Стиск $R_b$	Розтяг $R_{bt}$		
B10	6,0	0,57	18,0	Значення модуля пружності подане для важкого бетону
B12,5	7,5	0,66	21,0	
B15	8,5	0,75	23,0	
B20	11,5	0,90	27,0	
B25	14,5	1,05	30,0	
B30	17,0	1,20	32,5	
B35	19,5	1,30	34,5	
B40	22,0	1,40	36,0	

**Значення граничного коефіцієнта  $\alpha_R$**

Клас арматури	$\gamma_{b2}$	Клас важкого бетону		
		<b>B15</b>	<b>B20</b>	<b>B25</b>
<b>A240C</b>	<b>0.9</b>	0.461	0.457	0.451
	<b>1.0</b>	0.453	0.447	0.439
	<b>1.1</b>	0.451	0.444	0.438
<b>A400C</b>	<b>0.9</b>	0.448	0.443	0.437
	<b>1.0</b>	0.436	0.429	0.420
	<b>1.1</b>	0.434	0.425	0.418

## Розрахункові опори й модуль пружності арматури

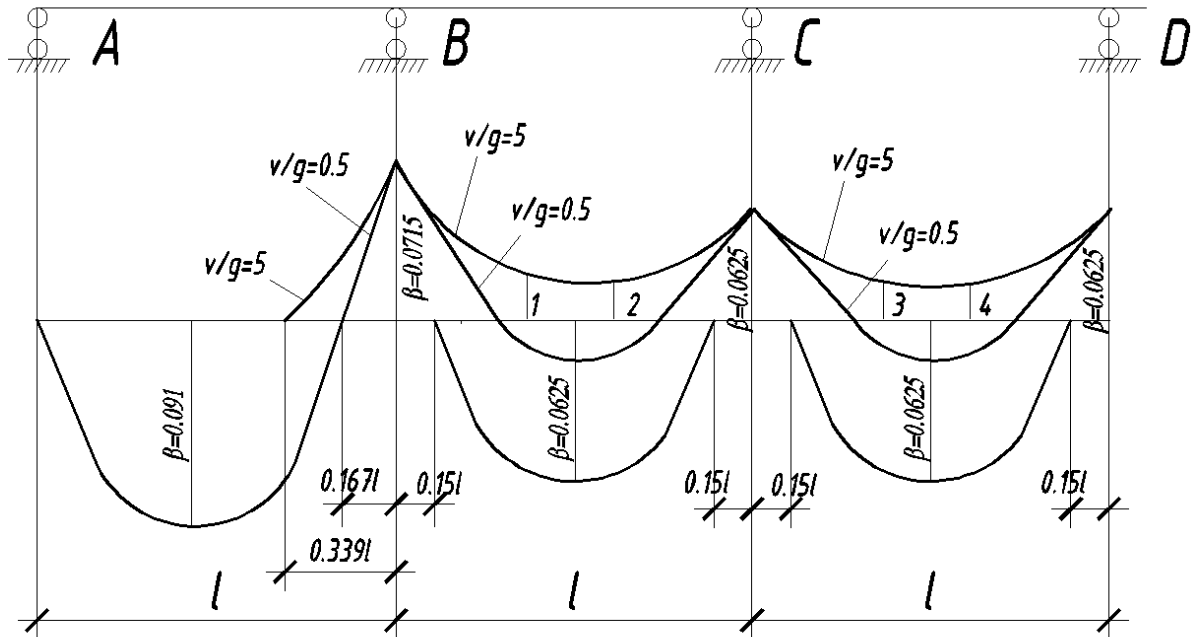
Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за I групою граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$ , МПа
	при розтязі		при стиску	
	в поздовжньому напрямку $R_s$	в поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів $R_{sw}$		
A240C	225	175	225	21
A400C, Ø6...8 Ø10...40	365	290	365	20
	375	290	375	20
A400C терм. зміцнена	365	290	365	20
A500C, Ø8...22 Ø25...32	450	290	450	19
	435	290	435	19
A600	520	415	450	19
Bp I, Ø3 Ø4 Ø5	375	270	375	17
	370	265	370	17
	360	260	360	17
B II, Ø3 Ø4 Ø5 Ø6 Ø7 Ø8	1240	990	390	20
	1180	940	390	20
	100	890	390	20
	1050	835	390	20
	980	785	390	20
	915	730	390	20
Bp II, Ø3 Ø4 Ø5 Ø6 Ø7 Ø8	1200	970	-	20
	1140	910	-	20
	1050	830	-	20
	980	785	-	20
	915	735	-	20
	850	675	-	20
K-7, Ø6 Ø9 Ø12 Ø15	1200	970	-	18
	1140	910	-	18
	1100	890	-	18
	1080	865	-	18
K-19, Ø14	1180	940	-	18

## Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2006

Діаметр мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B-1, Bp-1	B-II, Bp-II,
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	+
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+		
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+		
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+		
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+		
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+		
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+		

**Допоміжна таблиця для розрахунку елементів прямокутного перерізу, що згинаються, з одиночною арматурою**

$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0.5\xi$	$\alpha_m$	$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0.5\xi$	$\alpha_m$	$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0.5\xi$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,01	0,24	0,88	0,211	0,47	0,765	0,36
0,02	0,99	0,02	0,25	0,875	0,219	0,48	0,76	0,365
0,03	0,985	0,03	0,26	0,87	0,226	0,49	0,755	0,37
0,04	0,98	0,039	0,27	0,865	0,234	0,50	0,75	0,375
0,05	0,975	0,049	0,28	0,86	0,241	0,51	0,745	0,38
0,06	0,97	0,058	0,29	0,855	0,248	0,52	0,74	0,385
0,07	0,965	0,068	0,30	0,85	0,255	0,53	0,735	0,39
0,08	0,960	0,077	0,31	0,845	0,262	0,54	0,73	0,394
0,09	0,955	0,086	0,32	0,84	0,269	0,55	0,725	0,399
0,10	0,95	0,095	0,33	0,835	0,276	0,56	0,72	0,403
0,11	0,945	0,104	0,34	0,83	0,282	0,57	0,715	0,407
0,12	0,94	0,113	0,35	0,825	0,289	0,58	0,71	0,412
0,13	0,935	0,122	0,36	0,82	0,295	0,59	0,705	0,416
0,14	0,93	0,13	0,37	0,815	0,302	0,6	0,70	0,42
0,15	0,925	0,139	0,38	0,81	0,308	0,61	0,695	0,424
0,16	0,92	0,147	0,39	0,805	0,314	0,62	0,69	0,428
0,17	0,915	0,156	0,40	0,80	0,32	0,63	0,685	0,432
0,18	0,91	0,164	0,41	0,795	0,326	0,64	0,68	0,435
0,19	0,905	0,172	0,42	0,79	0,332	0,65	0,675	0,439
0,20	0,90	0,18	0,43	0,785	0,335	0,66	0,67	0,442
0,21	0,895	0,188	0,44	0,78	0,343	0,67	0,665	0,446
0,22	0,89	0,196	0,45	0,775	0,349	0,68	0,66	0,449
0,23	0,885	0,204	0,46	0,77	0,354	0,69	0,655	0,452

Епюри розрахункових моментів  $M = \beta(g + v)l^2$ 

$v/g$	Коефіцієнт $\beta$ для точок			
	1	2	3	4
0.5	0.022	0.024	0.028	0.028
1.0	0.016	0.009	0.013	0.013
1.5	-0.003	0	0.004	0.004
2.0	-0.009	-0.006	-0.003	-0.003
2.5	-0.012	-0.009	-0.006	-0.006
32.0	-0.016	-0.014	-0.01	-0.01
3.5	-0.019	-0.017	-0.013	-0.013
4.0	-0.021	-0.021	-0.015	-0.015
4.5	-0.022	-0.02	-0.016	-0.016
5.0	-0.024	-0.021	-0.018	-0.018

Навчальне видання

**Стоянов Євген Геннадійович,  
Псурцева Ніна Олексіївна**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до виконання курсового проекту

«Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття з балковими плитами для будівлі з неповним каркасом»,  
практичних занять та самостійної роботи з дисципліни  
«Залізобетонні та кам'яні конструкції»  
(для студентів 3 – 4 курсів денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 – «Будівництво» спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»)

Відповідальний за випуск: О.М. Шаповалов

Редактор: М.З.Аляб'єв

План 2010, поз. 3-м

---

Підп. до друку 05.03.2010

Друк на ризографі.

Тираж 150 пр.

Формат 60×84 1/16

Умовн.-друк. арк. 1.6

Зам. №

---

Видавець і виготовлювач:

Харківська національна академія міського господарства,  
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: [rectorat@ksame.kharkov.ua](mailto:rectorat@ksame.kharkov.ua)

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 731 від 19.12.2001