

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

Методичні вказівки

до виконання курсового проекту № 1,
практичних занять та самостійної роботи
з дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

Розділ 1.

**Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття
з балковими плитами для будівлі з неповним каркасом»**

*(для студентів 3–4 курсів денної і заочної форм навчання
напряму підготовки 6.060101 «Будівництво»
та слухачів другої вищої освіти спеціальності
7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»)*

Методичні вказівки до виконання курсового проекту №1, практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Залізобетонні та кам`яні конструкції». Розділ 1. Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття з балковими плитами для будівлі з неповним каркасом (для студентів 3–4 курсів денної і заочної форм навчання, наряду підготовки 6.060101 «Будівництво» та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво») / Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад.: Є. Г. Стоянов, Н. О. Псурцева. – Х. : ХНУМГ, 2014. – 26 с.

Укладачі: доцент Є. Г. Стоянов
доцент Н. О. Псурцева

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

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 5 від 24 січня 2014 р.

Зміст

	Стор.
Загальні вказівки	4
1. Рекомендації з компоновки ребристого перекриття з балковими плитами. Вибір прольотів і розмірів поперечних перерізів елементів	4
2. Приклад розрахунку елементів монолітного ребристого перекриття	5
2.1 Навантаження на перекриття.....	7
2.2 Розрахункова схема плити, розрахункові прольоти, розрахункові зусилля	7
2.3 Конструктивний розрахунок плити. Армування	8
2.4 Другорядна балка. Статичний розрахунок	11
2.5 Розрахунок другорядної балки на міцність в нормальних перерізах	15
2.6 Розрахунок другорядної балки на міцність в похилих перерізах	17
2.7 Конструювання другорядної балки	18
3. Принципи розрахунку головної балки	20
Список джерел	21
Додатки	22

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 кН/м²; для промислових багатопверхових будівель тимчасове навантаження звичайно знаходиться в межах 6,0...15 кН/м².

Залежно від розмірів перекриття у плані $L_1 \times L_2$ і тимчасового навантаження при компоновці треба вибрати напрямок головних і другорядних балок, розташувати колони і прийняти крок другорядних балок таким чином, щоб забезпечити рекомендовані прольоти: для головних балок $l_{гол.} = 6...9$ м, для другорядних $l_{др.} = 5...7$ м, для плити $l_{пл.} = 1,7...2,5$ 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...20 % коротшими, ніж середні.

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

Рекомендовані розміри поперечних перерізів:

- для головної балки:

висота перерізу (включно товщину плити):

$$h_{гол.} = (1/10...1/12)l_{гол.},$$

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

Остаточні розміри перерізу головної балки приймають кратними 50 мм;

- для другорядної балки:

висота перерізу (включно товщину плити):

$$h_{др.} = (1/15...1/20) l_{др.},$$

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

Остаточні 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) 20×30 м.

Будівля – промислова. Характеристичне значення тимчасового навантаження $v_n = 8,0 \text{ кН/м}^2$. Зовнішні стіни – цегляні, товщиною 510 мм.

Склад перекриття прийнятий як показано на рис. 1.

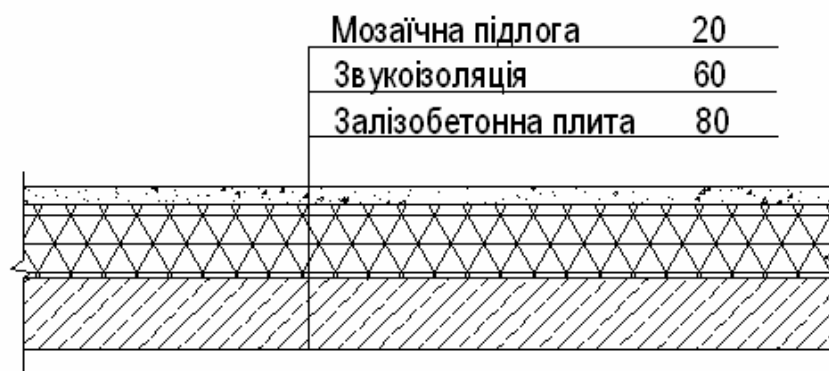


Рис. 1

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 $l_{гол.1} = 6,6 \text{ м}$, $l_{гол.2} = 6,8 \text{ м}$.

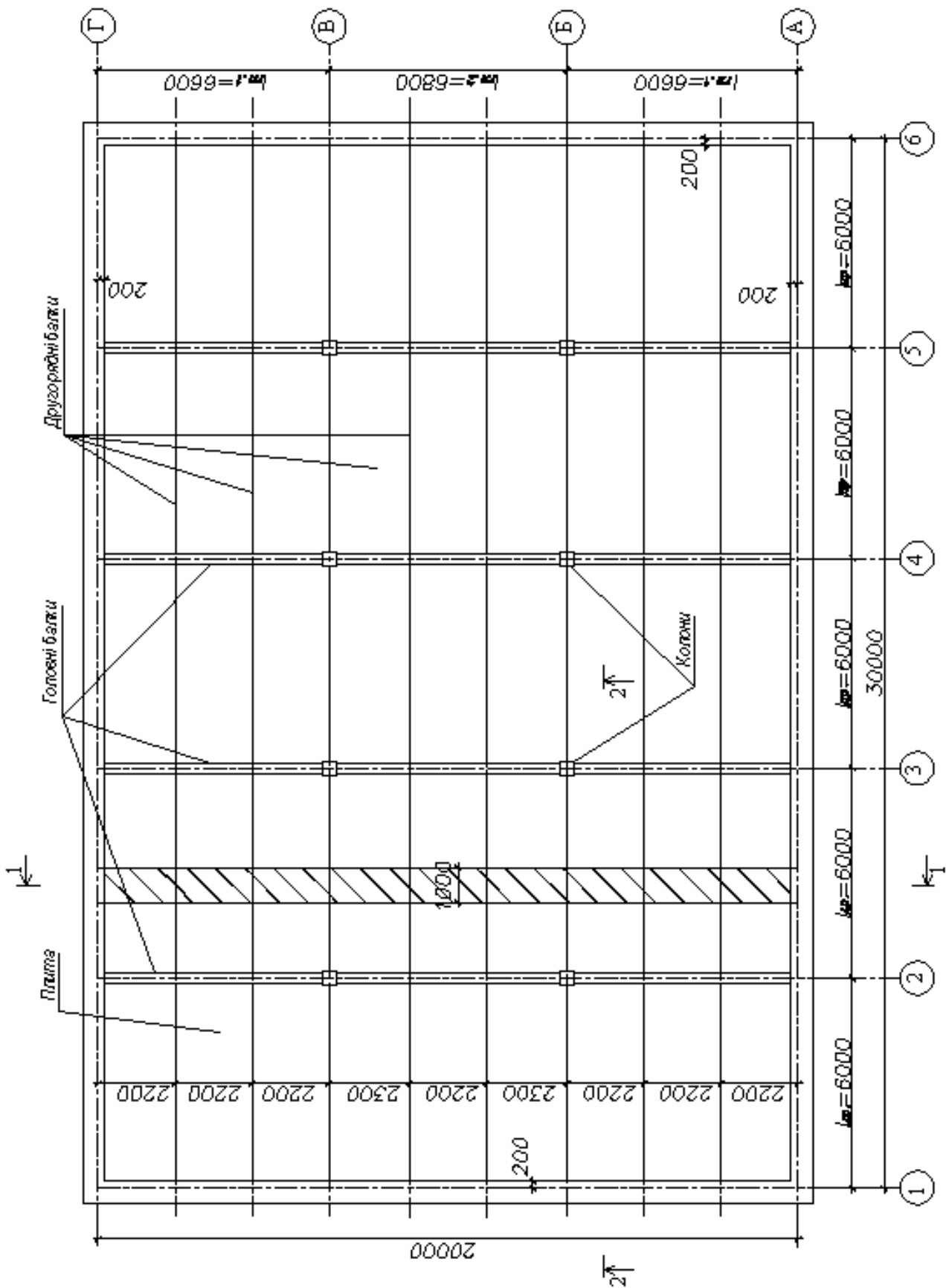


Рис. 2

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

Товщину плити приймаємо $h_f = 80$ мм.

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 ²	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
А. Постійне (g)			
Мозаїчна підлога ($\delta=20$ мм, $\rho=20$ кН/м ³) 0.02×20	0,4	1,3	0,52
Звукоізоляційний шар ($\delta=60$ мм, $\rho=8$ кН/м ³) 0.06×8	0,48	1,3	0,62
Залізобетонна плита ($\delta=80$ мм, $\rho=25$ кН/м ³) 0.08×25	2,0	1,1	2,2
Всього постійне			$g = 3.34$
Б. Тимчасове (v)	$V_n=8$	1,2	$V=9.6$
Разом			$q=g+v=$ 12.94~13

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:

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

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

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

Згинальні прольотні й опорні моменти в розглядуваній смугі

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

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

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

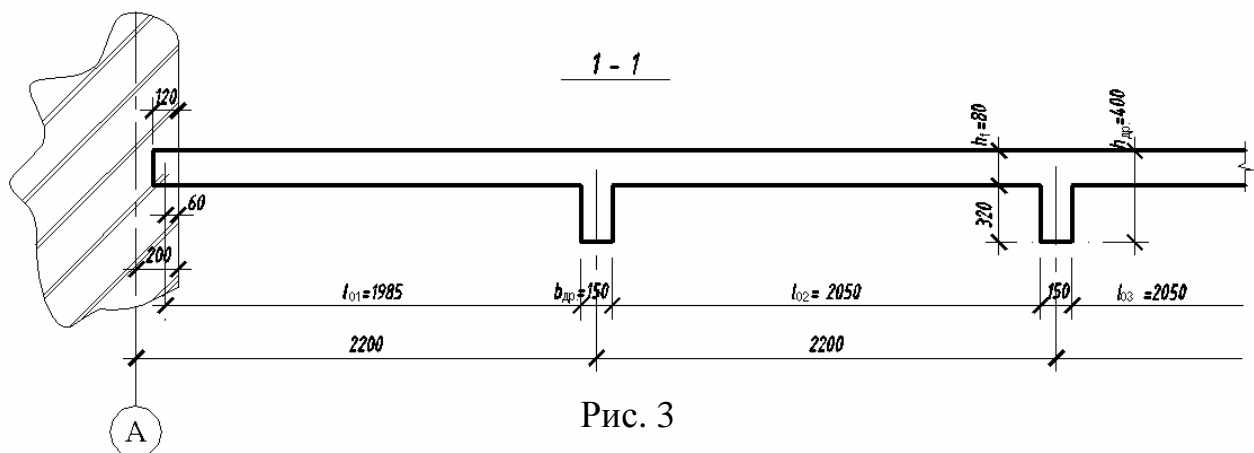


Рис. 3

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

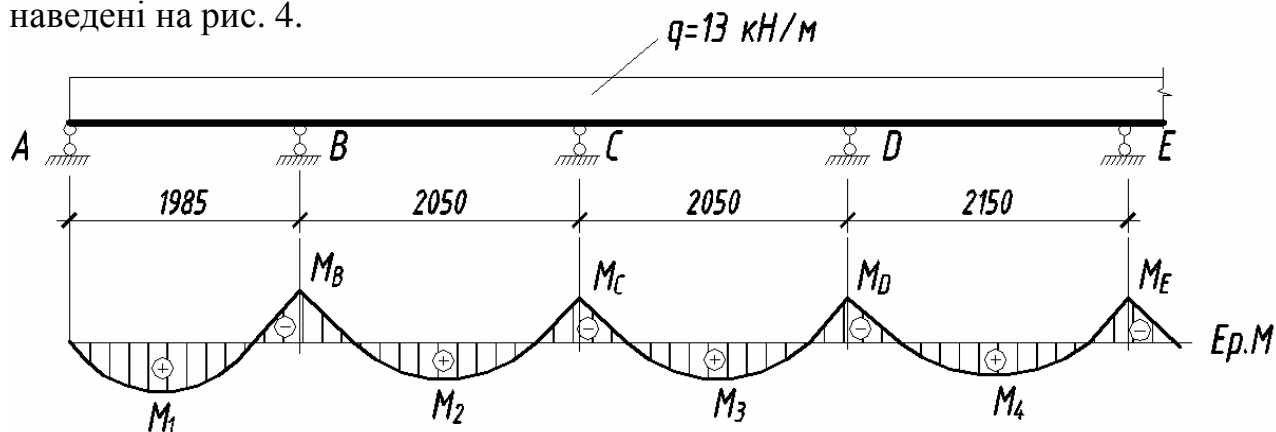


Рис. 4

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 перекриття. При цьому способі армування відбувається рулонними зварними сітками, що розгортаються в напрямку головних балок. Робоча поздовжня арматура має діаметри не більше 5 мм класу В500 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).

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

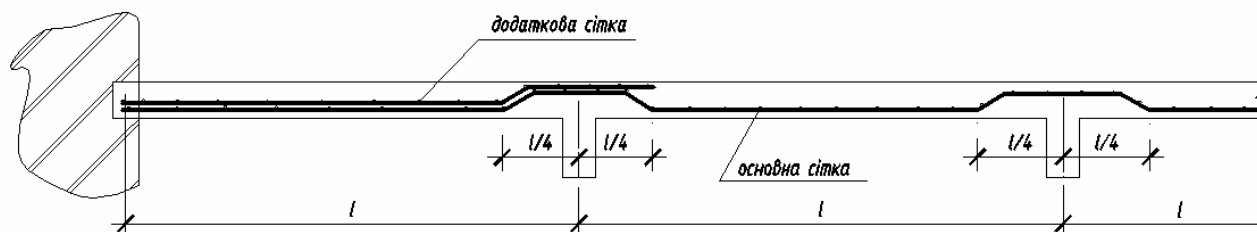


Рис. 5

Роздільне армування плоскими сітками використовують при значних навантаженнях у промислових будівлях, де мінімальний діаметр робочих стрижнів 6 мм класу А400С. Сітки укладають у прольотах між другорядними і головними балками і над опорами (другорядними балками). Робочі стрижні 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).

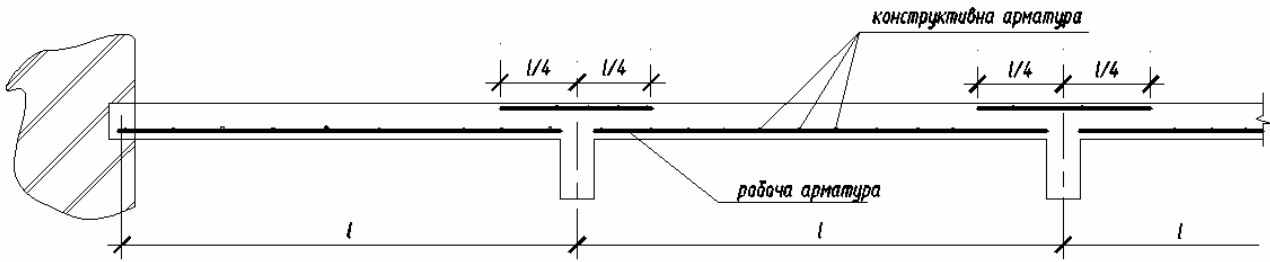


Рис. 6

У розглядуваному прикладі для промислової будівлі доцільно прийняти роздільне армування плоскими сітками з використанням арматури класу А400С діаметром 6...8 мм, що має розрахунковий опір $f_{yd} = 365 \text{ МПа} = 36.5 \text{ кН/см}^2$. Клас бетону приймаємо С16/20. Розрахунковий опір бетону на стиск $f_{cd} = 11.5 \text{ МПа} = 1.15 \text{ кН/см}^2$.

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 перетину приймаємо $d = 5,5 \text{ см}$.

а) перший проліт і перша проміжна опора

$$\alpha_m = \frac{M_1}{f_{cd} b d^2} = \frac{466}{1.15 \times 100 \times 6^2} = 0,134; \quad \zeta = 0,928;$$

$$A_s = \frac{M_1}{\zeta f_{yd} d} = \frac{466}{0,928 \times 36,5 \times 5,5} = 2,5 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок робочих стрижнів 200 мм, маємо на ширині смуги 1 м $1000/200=5$ стрижнів. За сортаментом арматури приймаємо Ø8А400С з $A_s = 2.51 \text{ см}^2/\text{м}$. Конструктивну арматуру беремо Ø3В500 з кроком 250 мм.

Марки сіток:

- прольотної С1 $\frac{3В500 - 250}{8А400С - 200} 5700 \times 2050$,

- опорної С2 $\frac{3В500 - 250}{8А400С - 200} 5700 \times 1100$.

б) середні прольоти і середні опори

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

$$\alpha_m = \frac{376}{1.15 \times 100 \times 5,5^2} = 0,108; \quad \zeta = 0,943;$$

$$A_s = \frac{376}{0,943 \times 36,5 \times 5,5} = 1,97 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок робочих стрижнів 125 мм, маємо на ширині смуги 1 м $1000/125 = 8$ стрижнів. Необхідна площа перерізу одного стрижня повинна бути не менше $1.97/8=0.244 \text{ см}^2$. За сортаментом приймаємо арматуру Ø6А400С з площею перерізу одного стрижня 0.283 см^2 .

Марки сіток:

- прольотних $C3 \frac{3B500 - 250}{6A400C - 125} 5700 \times 2050,$

- опорних $C4 \frac{3B500 - 250}{6A400C - 125} 5700 \times 1100.$

Схема армування наведена на рис. 7.

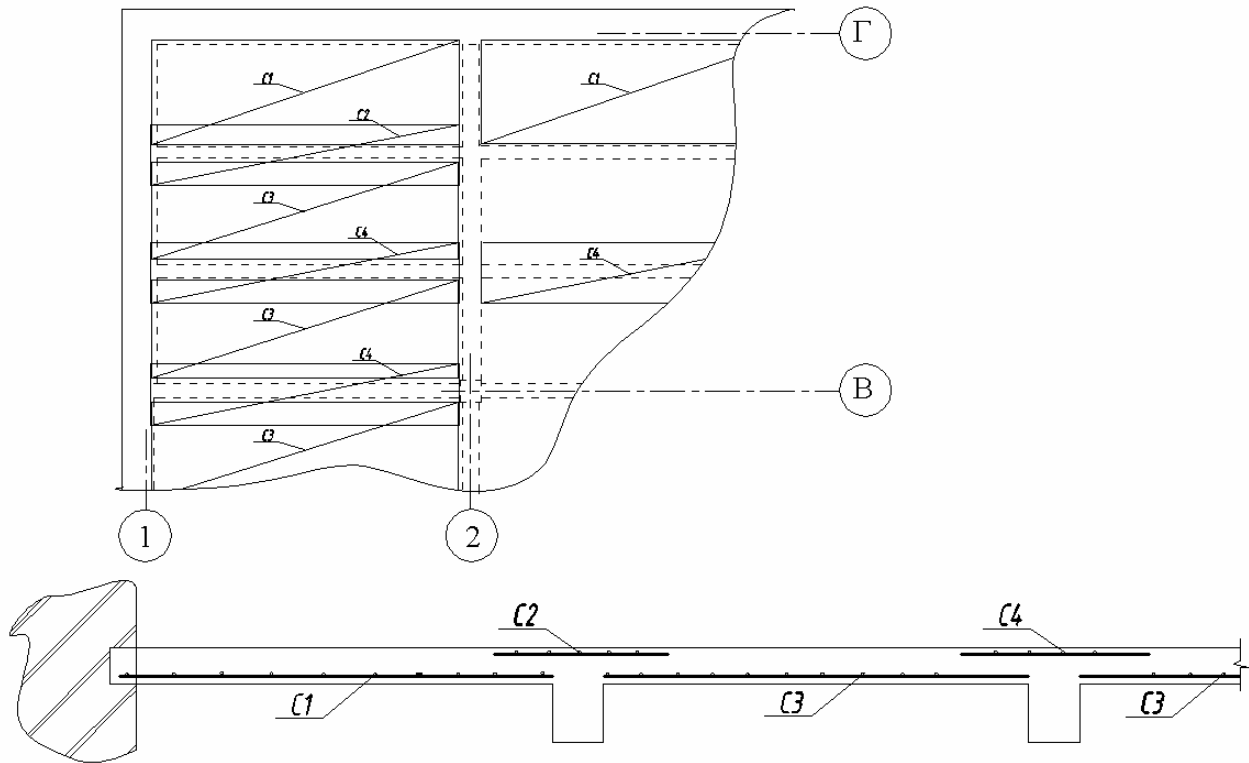


Рис. 7

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

При можливості дворядного розташування сіток приймаємо робочу висоту перерізу $d=5.5$ см.

Розрахунковий опір арматури класу B500 $f_{yd} = 415$ МПа = 41.5 кН/см²

Розрахунок починаємо з середніх прольотів:

$$\alpha_m = \frac{376}{1.15 \times 100 \times 5.5^2} = 0,108; \quad \zeta = 0.943;$$

$$A_s = \frac{376}{0.943 \times 41.5 \times 5.5} = 1,75 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок поздовжніх робочих стрижнів 100 мм, маємо на смузі 1 м $1000/100 = 10$ стрижнів. За сортаментом приймаємо Ø5B500 ($A_s=1.96$ см²).

У першому прольоті й на першій проміжній опорі

$$\alpha_m = \frac{466}{1.15 \times 100 \times 5.5^2} = 0.134; \quad \zeta = 0.928;$$

$$A_s = \frac{466}{0.928 \times 41.5 \times 5.5} = 2.2 \text{ см}^2.$$

Таким чином, маємо недостачу робочої арматури в сітці С1 в кількості $2.2 - 1.96 = 0.24 \text{ см}^2$. Тому додаємо допоміжну сітку з мінімальним діаметром робочої арматури $\text{Ø}3\text{В}500$ і з максимальним кроком стрижнів 200 мм (кількість стрижнів на смузі $1000/200=5$). Площа перерізу в додатковій сітці 0.353 см^2 .

Марки сіток:

$$- \text{C1} \frac{5\text{В}500 - 100}{3\text{В}500 - 250} 20000 \times B,$$

$$- \text{C2} \frac{3\text{В}500 - 200}{3\text{В}500 - 250} 2600 \times B,$$

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).

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

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

Навантаження

а) постійне

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

б) тимчасове

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

в) повне

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

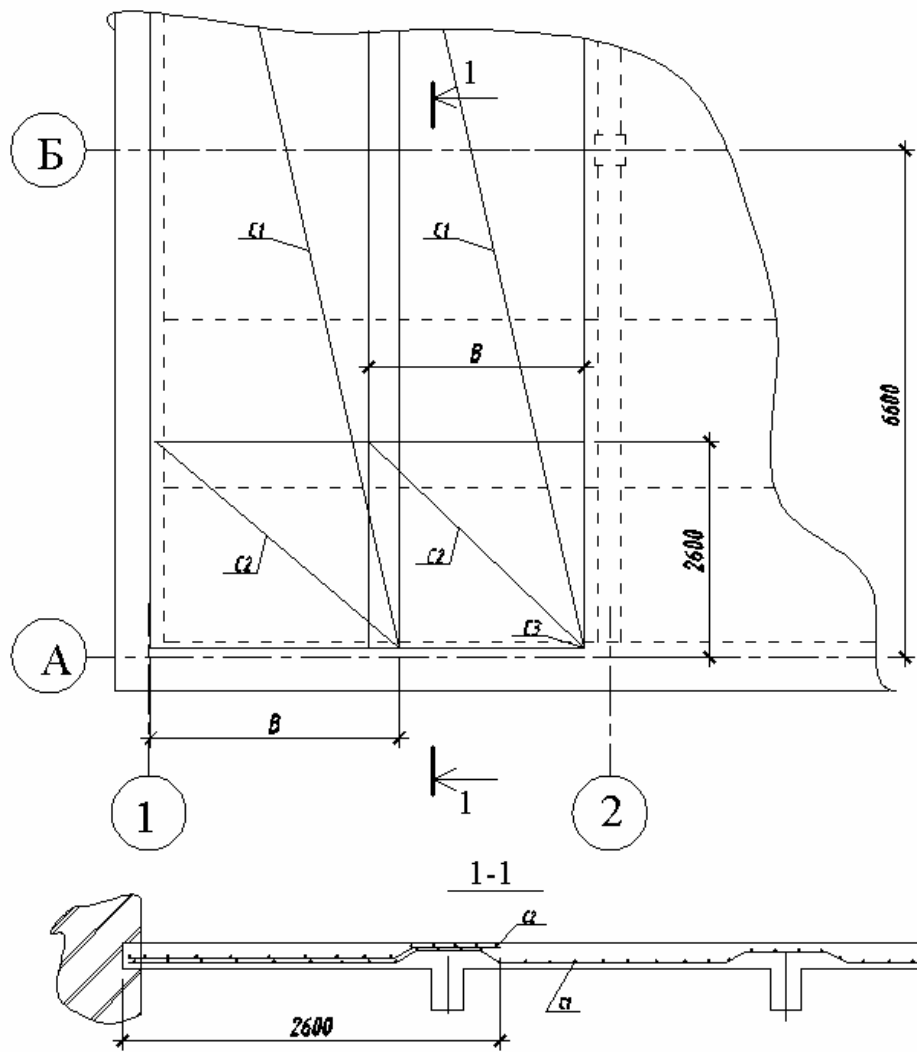


Рис. 8

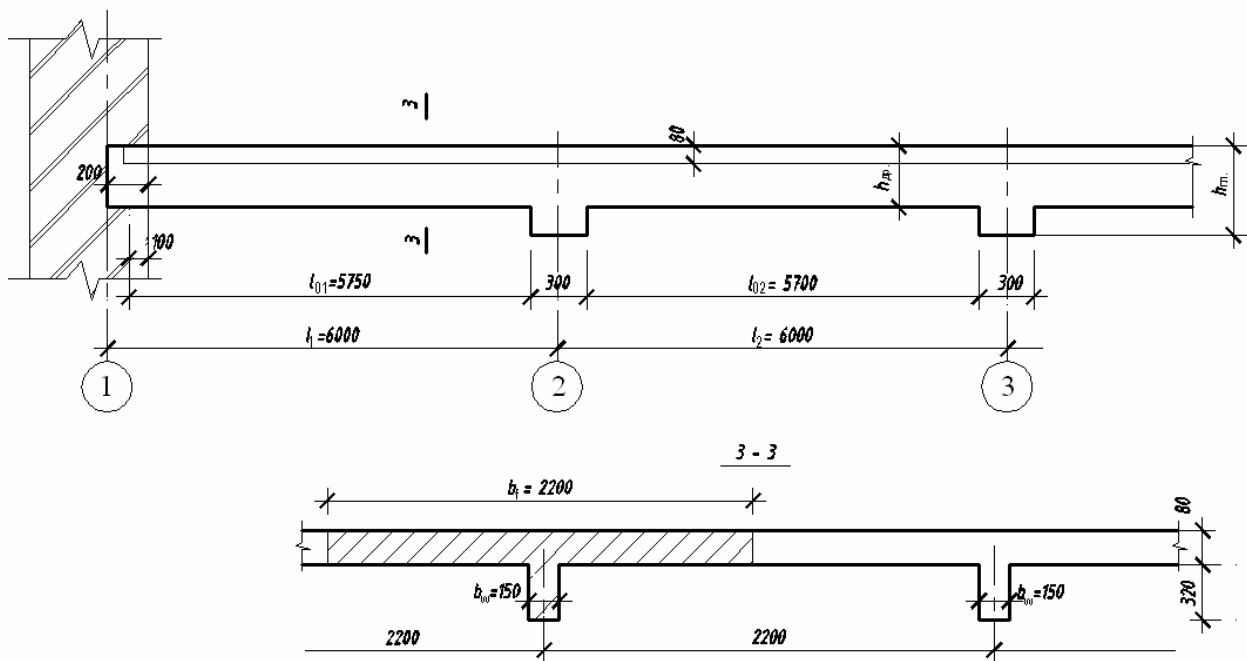


Рис. 9

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:

$$\begin{aligned}M_1 &= ql_{01}^2/11 = 0.091ql_{01}^2; & M_B &= -ql_{01}^2/14 = -0.0715ql_{01}^2; \\M_2 = M_3 = -M_C = -M_D &= ql_{02}^2/16 = 0.0625ql_{02}^2; \\V_A &= 0.4ql_{01}; & V_B^n &= 0.6ql_{01}; & V_B^n = V_C^n = V_B^n &= 0.5ql_{02}.\end{aligned}$$

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).

Для розглядуваного прикладу

$$M_1 = 0.091 \times 29.8 \times 5.75^2 = 89.7 \text{ кНм};$$

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

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

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

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

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

$$V_B^n = V_C^n = V_B^n = 0.5 \times 29.8 \times 5.7 = 84.9 \text{ кН}.$$

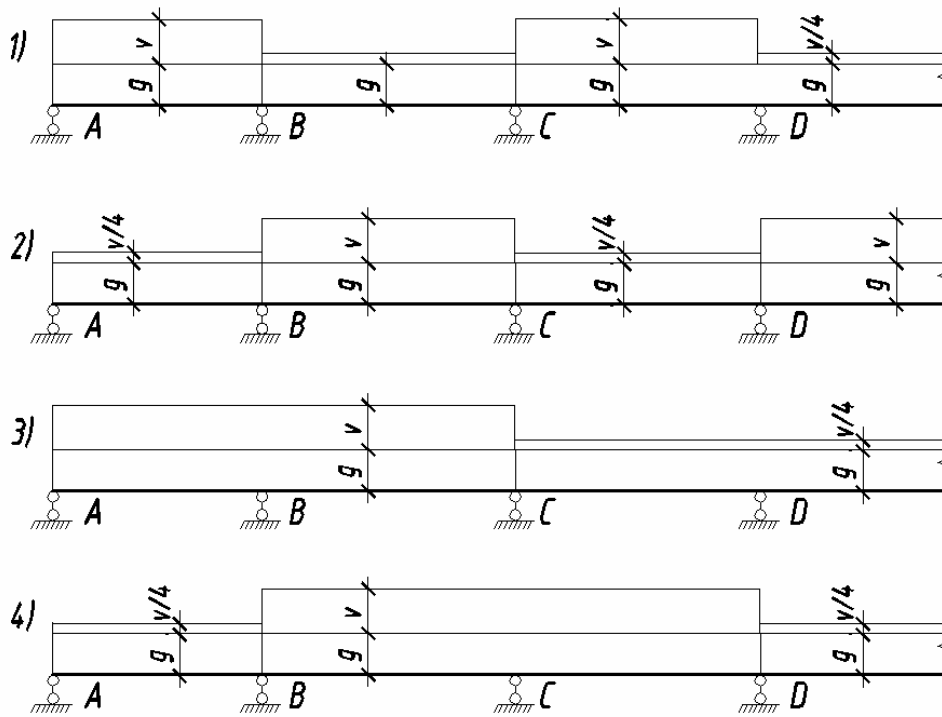


Рис. 10

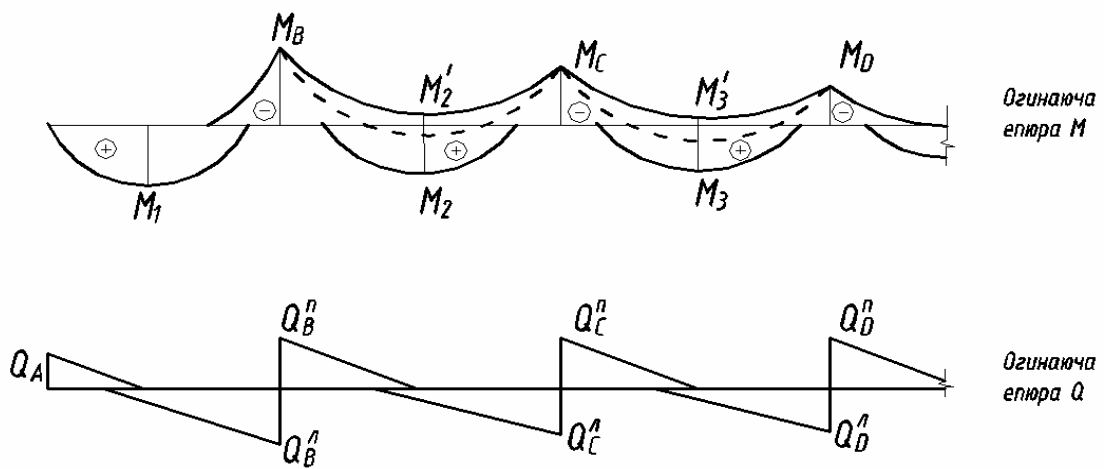


Рис. 11

2.5 Розрахунок другорядної балки на міцність у нормальних перерізах

Розрахункова ширина полиці другорядної балки не завжди збігається з фактичною шириною, що дорівнює кроку другорядних балок.

Розрахункова, або ефективна ширина полиці (рис. 12)

$$b_{eff} = b_w + b_{eff1} + b_{eff2},$$

де b_w – ширина ребра другорядної балки;

$$b_{eff1} = (0.2b_1 + 0.1l_0) \leq 0.2l_0 \leq b_1;$$

$$b_{eff2} = (0.2b_2 + 0.1l_0) \leq 0.2l_0 \leq b_2;$$

$$l_0 = 0.85l_1 \text{ – для крайніх прольотів,}$$

$$l_0 = 0.7l_2 \text{ – для середніх прольотів;}$$

b_1, b_2 – звисаючі частини полиці ліворуч і праворуч від ребра балки (для постійного кроку другорядних балок $b_1=b_2=(b_f - b_w)/2$; $b_{eff1}=b_{eff2}$).

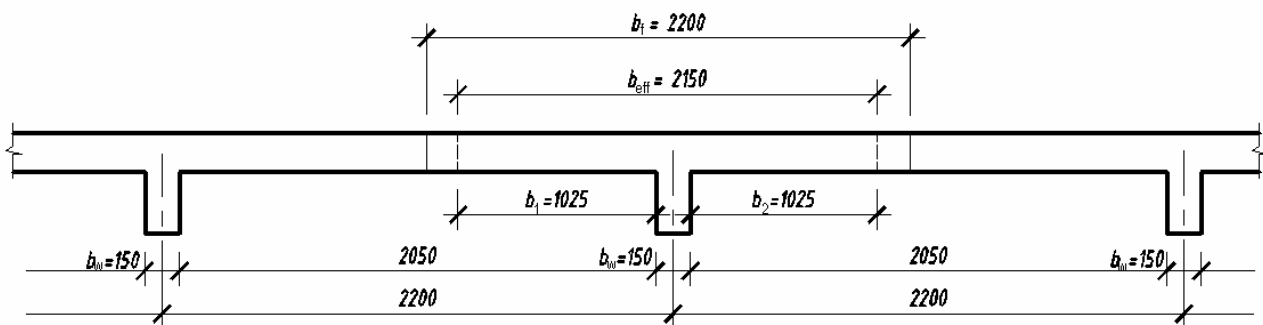


Рис. 12

В нашому випадку

$$l_{01} = 0.85 l_1 = 0.85 \times 6 = 5.1 \text{ м; } b_1 = b_2 = (220 - 15) / 2 = 102.5 \text{ см;}$$

$$l_{02} = 0.7 l_2 = 0.7 \times 6 = 4.2 \text{ м.}$$

Розрахункова ширина полиці

- в першому прольоті

$$b_{eff1} = (0.2 \times 102.5 + 0.1 \times 510) = 71.5 \text{ см} < 0.2 \times 510 < b_1;$$

$$b_{eff} = b_w + 2b_{eff1} = 15 + 2 \times 71.5 = 158 \text{ см;}$$

- в середніх прольотах

$$b_{eff1} = (0.2 \times 102.5 + 0.1 \times 420) = 62.5 < 0.2 \times 420 < b_2;$$

$$b_{eff} = 15 + 2 \times 62.5 = 140 \text{ см.}$$

Для армування приймають:

- у прольотах – стрижневу арматуру класу А400С,

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

Перший проліт. Робочу висоту перетину приймаємо $d = 36$ см.

Визначаємо положення нейтральної осі:

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h_f (d - 0.5h_f) = 1.15 \times 158 \times 8 (36 - 4) = 46514 \text{ кНсм} > M_I = 89.7 \text{ кНм.}$$

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

$$\alpha_m = \frac{M_1}{f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{8970}{1.15 \times 158 \times 36^2} = 0,038; \quad \zeta = 0,980;$$

$$A_s = \frac{M_1}{\zeta f_{yd} d} = \frac{8970}{0,980 \times 36,5 \times 36} = 6,96 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø22A400C ($A_s = 7,6 \text{ см}^2$).

Середній проліт.

$$M_f = 1,15 \times 140 \times 8(36 - 4) = 41216 \text{ кНсм} > M_2 = 60,5 \text{ кНм}.$$

Нейтральна вісь знаходиться в межах полиці.

$$\alpha_m = \frac{6050}{1,15 \times 140 \times 36^2} = 0,029; \quad \zeta = 0,985;$$

$$A_s = \frac{6050}{0,985 \times 36,5 \times 36} = 4,67 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø18A400C ($A_s = 5,09 \text{ см}^2$).

Опора В.

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

$$\alpha_m = \frac{7040}{1,15 \times 15 \times 38^2} = 0,283; \quad \zeta = 0,830;$$

$$A_s = \frac{7040}{0,830 \times 36,5 \times 38} = 6,11 \text{ см}^2.$$

Для робочої сітки приймаємо крок стрижнів 100 мм. На фактичній ширині полиці 2200 мм буде розташовано $2200/100 = 22$ стрижня. Площа перерізу одного стрижня $6,11/22 = 0,278 \text{ см}^2$. Для армування можна прийняти Ø6A400C з $A_s = 0,283 \text{ см}^2$. При цьому марка сітки

$$C5 \frac{3B500 - 250}{6A400C - 100} 4000 \times 19800.$$

Опора С.

$$\alpha_m = \frac{6050}{1,15 \times 15 \times 38^2} = 0,243; \quad \zeta = 0,858;$$

$$A_s = \frac{6050}{0,858 \times 36,5 \times 38} = 5,08 \text{ см}^2.$$

Приймаємо крок стрижнів 200 мм. На ширині полиці маємо $2200/200 = 11$ стрижнів. Площа перерізу одного стрижня $5,08/11 = 0,462 \text{ см}^2$. Приймаємо Ø8A400C.

$$C6 \frac{3B500 - 250}{8A400C - 200} 4000 \times 19800.$$

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 $V_{max} = V_B^l = 102.8$ кН.

На першому етапі приймають кількість поперечних стрижнів у перерізі і їх діаметр залежно від поздовжнього армування.

Приймаємо поперечну арматуру (хомути) $2\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$ ($A_{sw} = 1.01$ см²).

Крок хомутів $s_w \leq 0.75d = 27$ см. Приймаємо $s_w = 20$ см.

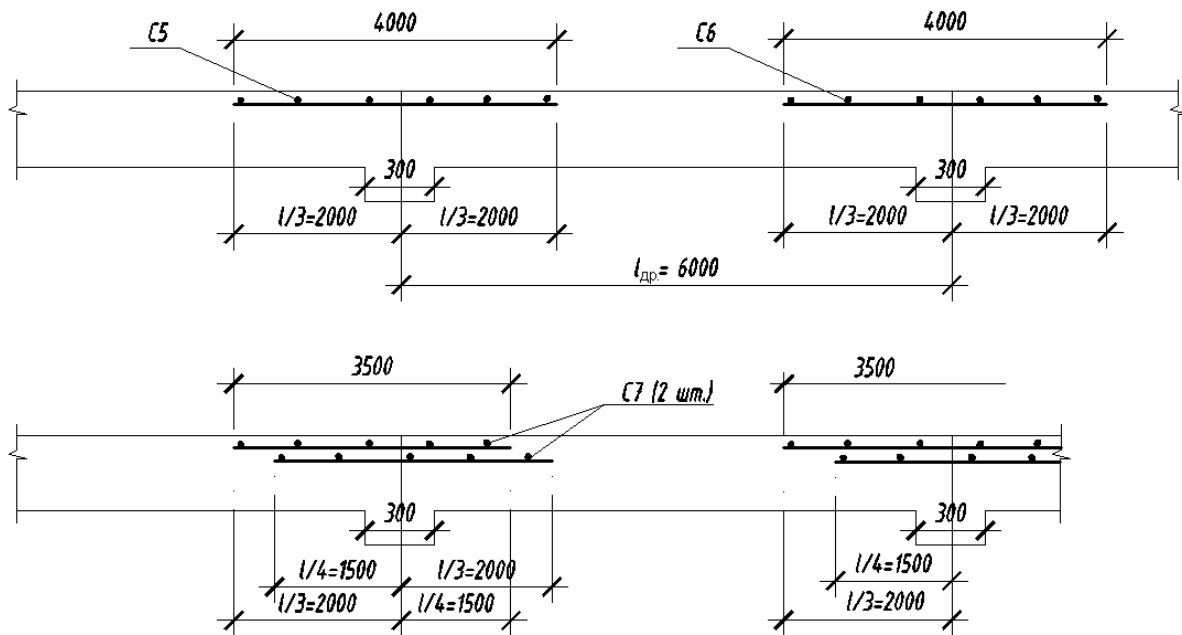


Рис. 13

Несучу здатність бетону визначаємо по більшій величині з двох формул:

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}}) b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (0.035 \sqrt{f_{ck} K^3}) b_w d,$$

де: $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.3 = 0.1385$;

$\rho_1 = A_s/b_w d = 7.6/15 \times 36 = 0.014$;

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1.745 < 2.$$

$$V_{Rd,c1} = (0.1385 * 1.745 \sqrt[3]{100 * 0.014 * 15}) 150 * 360 = 36060 \text{ Н} = 36.06 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0.035 \sqrt{15 * 1.745^3}) 150 * 360 = 8133.7 \text{ Н} = 8.13 \text{ кН}.$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 36.06$ кН $< V_{Ed} = 102.8$ кН.

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

Несучу здатність хомутів визначаємо за формулою:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} z f_{ywd} c t g \theta / s,$$

де: $z = 0.9d = 0.9 * 36 = 32.4$ см; $f_{ywd} = 175$ МПа;

$\text{ctg}\theta$ визначають залежно від величини $\frac{V_{Ed}}{b_w d} = \frac{102800(\text{H})}{150 \cdot 360} = 1.904$ за

графіком (рис. 14).

$\text{ctg}\theta = 2.5$;

$$V_{Rd,s} = 1.01 \times 32.4 \times 17.5 \times 2.5 / 20 = 71.58 \text{ кН.}$$

Сумарна несуча здатність похилого перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} = V_{Rd,s} = 36.06 + 71.58 = 107.64 \text{ кН} > V_{Ed} = 102.8 \text{ кН.}$$

Несуча здатність похилого перерізу достатня.

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

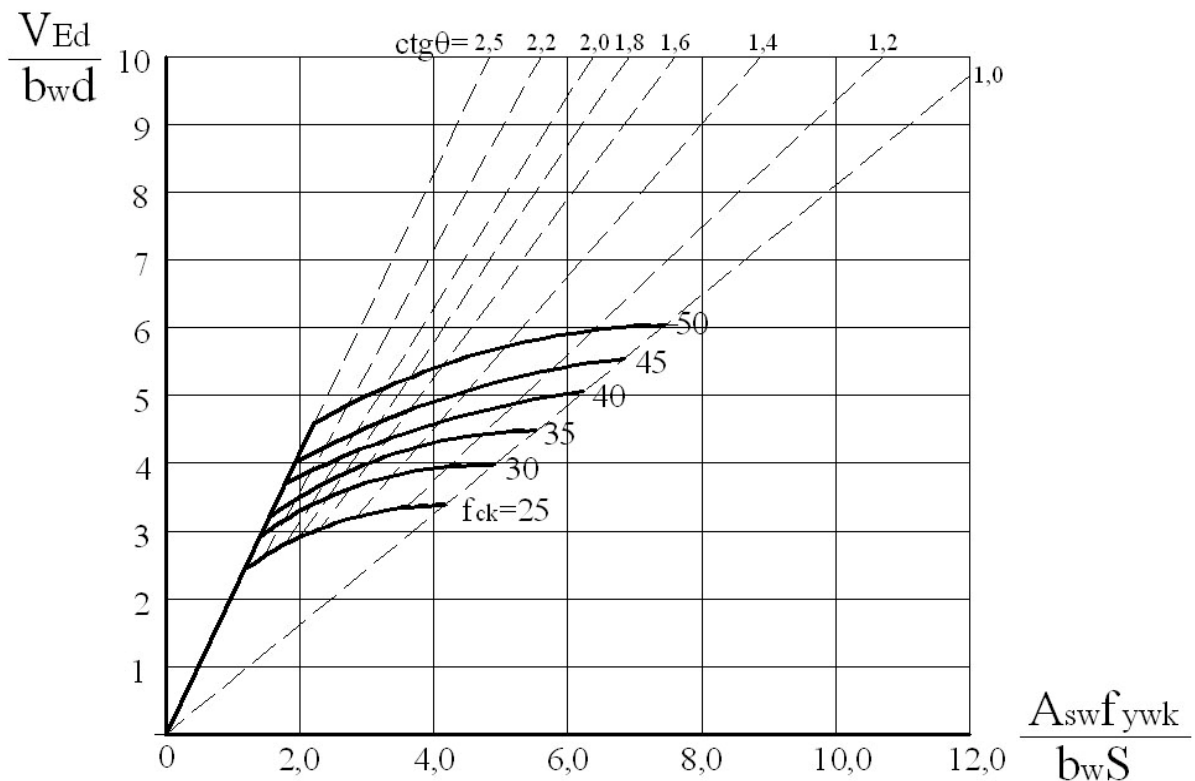


Рис. 14

Сумарна несуча здатність похилого перетину

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} = V_{Rd,s} = 32.95 + 71.58 = 104.5 \text{ кН} > V_{Ed} = 102.8 \text{ кН.}$$

Несуча здатність похилого перетину достатня.

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

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 (хомутив).

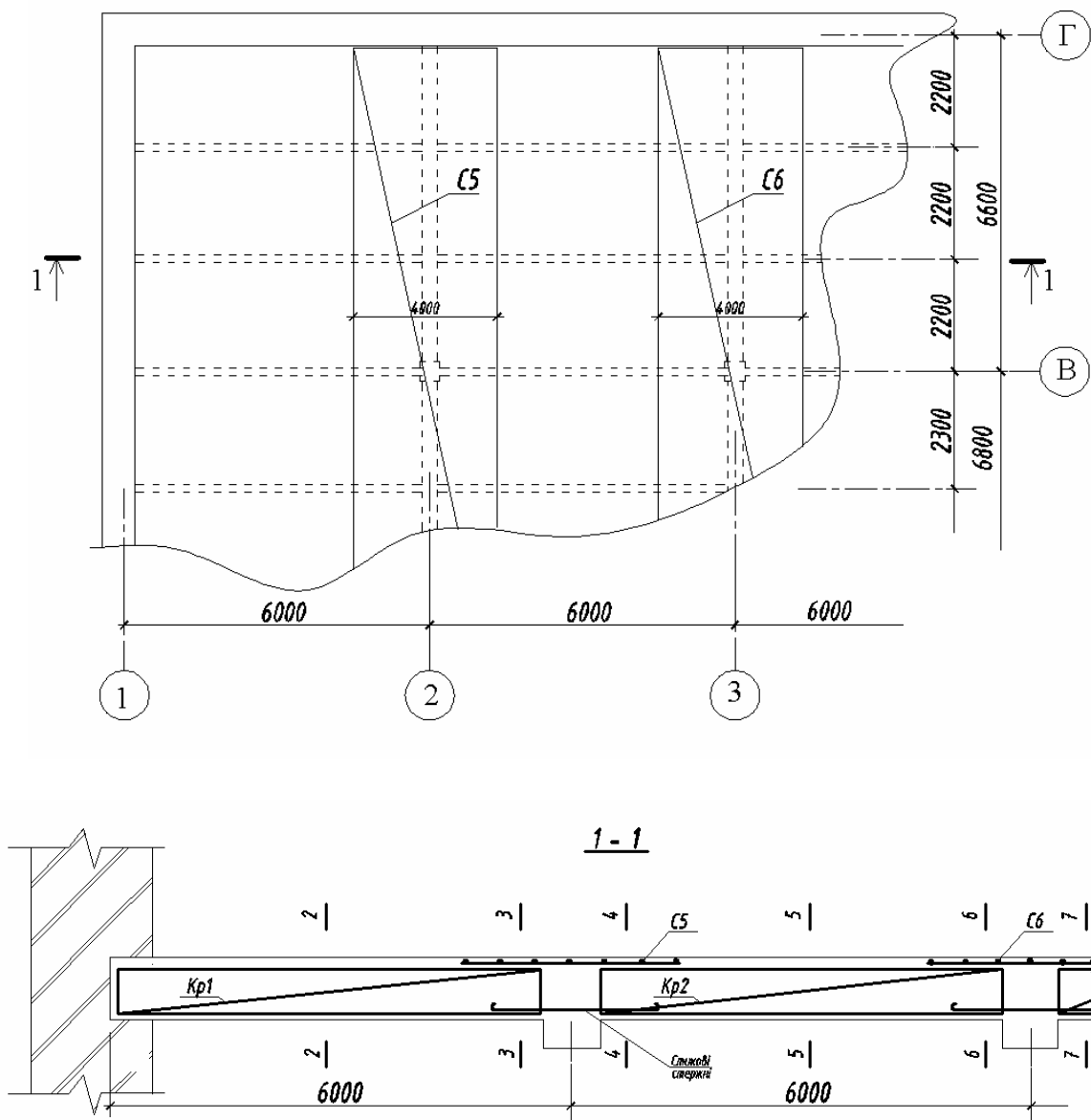
Верхню арматуру приймають діаметром в 1.5...2 рази меншим ніж робоча арматура і може бути нижче класом. Кількість цієї арматури, як правило, є достатньою для сприймання негативних згинальних моментів M_2' .

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

Хомути розміщують у каркасах за розрахунком.

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

Загальний вигляд армування другорядної балки наведено на рис. 15.



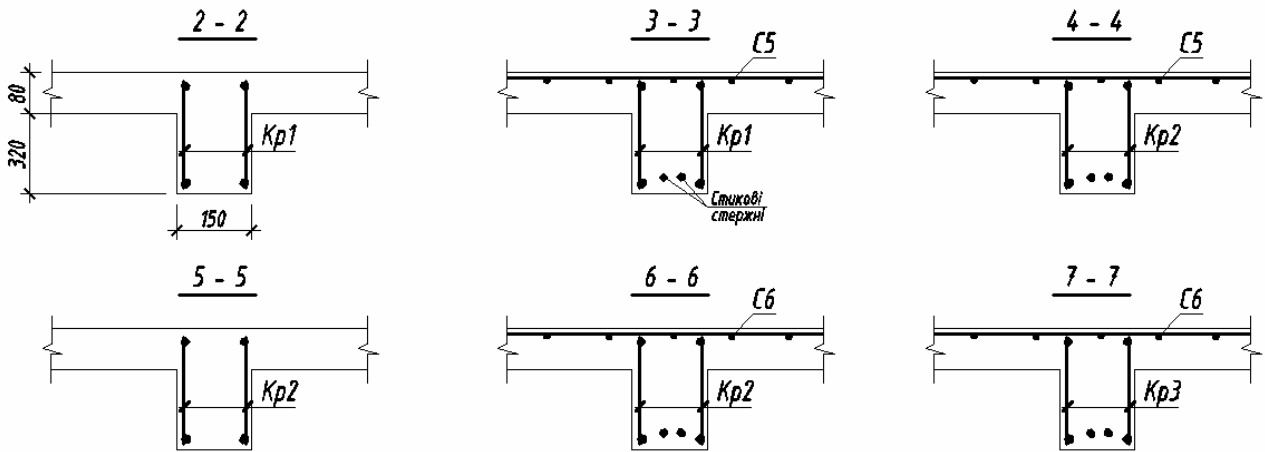


Рис. 15 (початок)

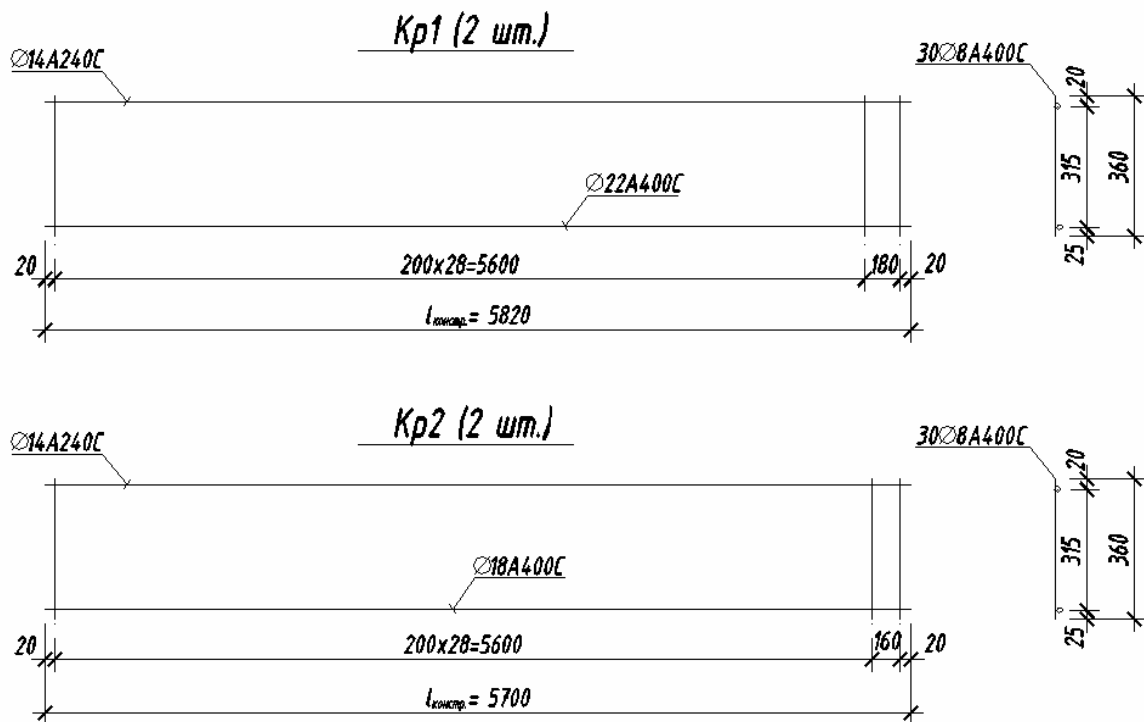


Рис. 15 (продовження)

3. Принципи розрахунку 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 V 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 стрижнями. У цих випадках для сприймання поперечних сил крім хомутів встановлюють і відгини.

Список джерел

1. ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия. – К: Минстрой Украины, 2006 . – 60 с.
2. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 77с.
3. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
4. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
5. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Выс. шк., 1987. – 383 с.
6. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
7. EN 1992-1-1:2004+AC:2008, ІДТ. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий.
8. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1995. – 347 с.

**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 $E_{cm} \cdot 10^3$, МПа	Примітка
	при стиску f_{cd}	при розтягу f_{ctd}		
C8/10	6.0	0.53	18.0	Значення модуля пружності подане для важкого бетону
C12/15	8.5	0.73	23.0	
C16/20	11.5	0.87	27.0	
C20/25	14.5	1.0	30.0	
C25/30	17.0	1.2	32.5	
C30/35	19.5	1.33	34.5	
C32/40	22.0	1.4	36.0	

Додаток 2

Значення граничного коефіцієнта α_R

Клас арматури	Клас важкого бетону		
	C12/15	C16/20	C20/25
A240C	0.423	0.420	0.418
A400C	0.387	0.385	0.381
A500C	0.370	0.367	0.363
B500	0.361	0.358	0.354

Додаток 3

Розрахункові опори арматури. Модуль пружності

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за І групою граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$, МПа
	при розтягу		при стиску f_{yd}'	
	в поздовжньому напрямку f_{yd}	в поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів f_{ywd}		
A240C	225	170	225	21
A400C	365	285	365	21
A500C				
Ø8...22	435	300	435	21
Ø25...40	415	300	415	
B500	415	300	375	19

Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2006

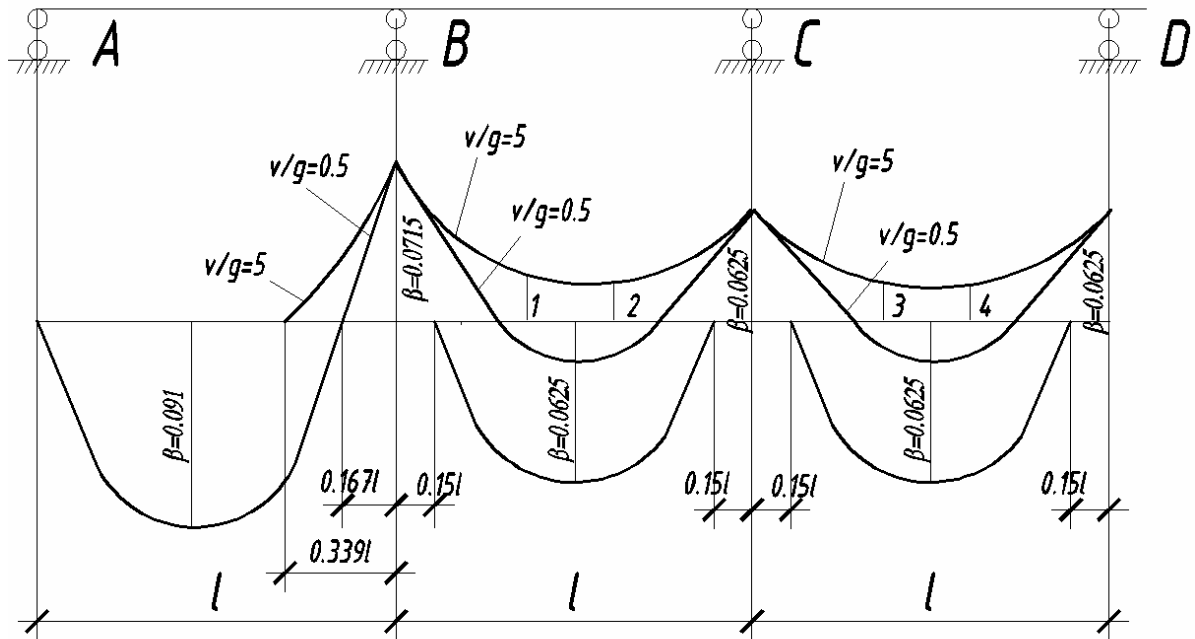
Діаметр мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , при кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B500	Bp1200 - Bp1500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	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	+	+		

Значення коефіцієнтів α_m , ξ та 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	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	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	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	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	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	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	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,50	0,800	0,320	-	-	-

$$\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi); \zeta = (1 - 0,4\xi)$$

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



v/g	Коефіцієнт β 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
3.5	-0.016	-0.014	-0.01	-0.01
4.0	-0.019	-0.017	-0.013	-0.013
4.5	-0.021	-0.021	-0.015	-0.015
5.0	-0.022	-0.02	-0.016	-0.016
5.0	-0.024	-0.021	-0.018	-0.018

Навчальне видання

Методичні вказівки

до виконання курсового проекту № 1,
практичних занять та самостійної роботи
з дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

Розділ 1.

**Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття
з балковими плитами для будівлі з неповним каркасом»**

*(для студентів 3–4 курсів денної і заочної форм навчання
напрямку підготовки 6.060101 «Будівництво»
та слухачів другої вищої освіти спеціальності
7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»)*

Укладачі: **СТОЯНОВ Євген Геннадійович**
ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна

Відповідальний за випуск: *О. М. Шаповалов*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання: *І. В. Волосожарова*

План 2014, поз. 6М

Підп. до друку 13.02.2014
Друк на ризографі.
Тираж 50 пр.

Формат 60×84/16
Ум. друк. арк. 1,5
Зам. №

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4064 від 12.05.2011 р.