

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

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до виконання курсового проєкту
з навчальної дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

Розділ 2

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

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм
навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,
освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2024

Методичні рекомендації до виконання курсового проєкту з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції». Розділ 2 «Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття з балковими плитами для будівлі з неповним каркасом» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : Н. О. Псурцева, П. А. Резнік. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. – 38 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доцент Н. О. Псурцева,
канд. техн. наук, доцент П. А. Резнік

Рецензент

О. М. Пустовойтова, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 3 від 2 березня 2024 р.

ЗМІСТ

ЗАГАЛЬНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ.....	4
1 РЕКОМЕНДАЦІЇ З КОМПОНОВКИ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ. ВИБІР ПРОЛЬОТІВ І РОЗМІРІВ ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЕЛЕМЕНТІВ.....	5
2 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ.....	6
2.1 Навантаження на перекриття.....	7
2.2 Розрахункова схема плити. Розрахункові прогони, розрахункові зусилля	10
2.3 Конструктивний розрахунок плити. Армування	11
2.4 Другорядна балка. Статичний розрахунок	15
2.5 Розрахунок другорядної балки на міцність у нормальних перерізах	19
2.6 Розрахунок другорядної балки на міцність у похилих перерізах	22
2.7 Конструювання другорядної балки	25
3 ПРИНЦИПИ РОЗРАХУНКУ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ.....	28
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	29
ДОДАТКИ.....	30

ЗАГАЛЬНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

Найрозповсюдженішими конструкціями, що використовуються в будівництві, є перекриття. Вони становлять горизонтальні конструкції, які розділяють суміжні поверхи по висоті будинку.

За конструктивною схемою залізобетонні плоскі перекриття можна розділити на два основних типи: балкові й безбалкові.

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

У цих методичних рекомендаціях 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.

Прогонами головних балок є відстань між колонами або стінами у вибраному напрямку (6–9 м), прогонами другорядних балок є відстань між головними балками (5–7 м) у протилежному напрямку. Прогонами 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 достатньо складний і розглядається на лекційних та практичних заняттях.

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 зазвичай не перебільшують 6,0 кН/м²; для промислових багатопверхових будівель тимчасове навантаження зазвичай знаходиться в межах 6,0–15 кН/м².

Залежно від розмірів перекриття у плані $L_1 \times L_2$ і тимчасового навантаження під час компоновки потрібно розташувати колони, вибрати напрямок головних й другорядних балок, прийняти крок другорядних балок так, щоб забезпечити рекомендовані прогони: 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. За такої схеми згинальні моменти від рівномірно розподіленого навантаження у крайніх прогонах більші, ніж у середніх, тому крайні прогони при компоновці можна приймати на 15–20 % коротшими, ніж середні.

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

Рекомендовані розміри поперечних перерізів:

а) для головної балки:

– висота перерізу (включно з товщиною плити): $h_{гол} = (1/10-1/12)l_{гол}$,

– ширина перерізу: $b_{гол} = (0,3-0,5)h_{гол}$.

Остаточно розміри перерізу головної балки приймають кратними 50 мм;

б) для другорядної балки:

– висота перерізу (включно з товщиною плити): $h_{др} = (1/15-1/20) l_{др}$,

– ширина перерізу: $b_{dp} = (0,3-0,5)h_{dp}$.

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) 20 м × 30 м (рис. 2.1).

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

Для промислової будівлі приймають склад перекриття з різними варіантами підлоги згідно з архітектурними рішеннями, наприклад:

1 варіант

- наливне полімерне покриття ($\delta = 40 \text{ мм}$, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$);
- армований бетон ($\delta = 70 \text{ мм}$, $\rho = 22 \text{ кН/м}^3$);
- звукоізоляційний шар ($\delta = 60 \text{ мм}$, $\rho = 6 \text{ кН/м}^3$);
- залізобетонна плита ($\delta = 70 \dots 100 \text{ мм}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$);

2 варіант

- мозаїчна підлога ($\delta = 14 \text{ мм}$, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$) або
- керамічна плитка ($\delta = 12 \text{ мм}$, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$);
- цементний розчин ($\delta = 30 \text{ мм}$, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$);
- звукоізоляційний шар ($\delta = 60 \text{ мм}$, $\rho = 8 \text{ кН/м}^3$);
- залізобетонна плита ($\delta = 70-100 \text{ мм}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$).

Для цивільної будівлі приймають склад перекриття з різними варіантами підлоги згідно з архітектурними рішеннями:

І варіант

- лінолеум ($\delta = 5 \text{ мм}$, $\rho = 0,34 \text{ кН/м}^3$) або
- плитка ПВХ (полівінілхлоридна) ($\delta = 5 \text{ мм}$, $\rho = 0,30 \text{ кН/м}^3$);
- плита основи підлоги ($\delta = 40-60 \text{ мм}$, $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$),
- стрічкові звукоізоляційні прокладки через 50 мм ($\delta = 3-5 \text{ мм}$,

$\rho = 0,30 \text{ кН/м}^3$);

– залізобетонна плита ($\delta = 55\text{--}70 \text{ мм}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$);

II варіант

– паркетні дошки ($\delta = 25 \text{ мм}$, $\rho = 8 \text{ кН/м}^3$);

– пергамін 1 шар;

– лаги $80 \text{ мм} \times 40 \text{ мм}$ через 500 мм ($\delta = 40 \text{ мм}$, $\rho = 8 \text{ кН/м}^3$);

– стрічкові звукоізоляційні прокладки $120 \text{ мм} \times 15 \text{ мм}$ через 500 мм ($\delta = 15 \text{ мм}$, $\rho = 0,30 \text{ кН/м}^3$);

– залізобетонна плита ($\delta = 55\text{--}70 \text{ мм}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$).

За рекомендаціями з компоновки приймаємо розташування колон з прогонами головних балок $l_{\text{кол}1} = 6,6 \text{ м}$, $l_{\text{кол}2} = 6,8 \text{ м}$.

Усі прогони другорядних балок $l_{\text{др}} = 6,0 \text{ м}$. Другорядні балки розташовуємо з кроком $2,2\text{--}2,3 \text{ м}$ (рис. 2.1).

Приймаємо розміри головних балок:

$h_{\text{кол}} = (1/10\text{--}1/12)l_{\text{кол}} = (1/10) \times 6,6 = 0,66 \text{ м}$, приймаємо $h_{\text{кол}} = 0,65 \text{ м}$;

$b_{\text{кол}} = (0,3\text{--}0,5)h_{\text{кол}} = 0,4 \times 0,65 = 0,26 \text{ м}$, приймаємо $b_{\text{кол}} = 0,3 \text{ м}$.

Приймаємо розміри другорядних балок:

$h_{\text{др}} = (1/15\text{--}1/20)l_{\text{др}} = (1/15) \times 6,0 = 0,4 \text{ м}$;

$b_{\text{др}} = (0,3\text{--}0,5)h_{\text{др}} = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ м}$, приймаємо $b_{\text{др}} = 0,15 \text{ м}$.

Розміри головних та другорядних балок приймаються кратними 50 мм .

Товщину плити приймаємо $h_f = 80 \text{ мм}$.

2.1 Навантаження на перекриття

Студенти приймають склад перекриття з наведених вище варіантів або самостійно пропонують свій варіант відповідно до курсу «Архітектура будівель і споруд».

Приклад визначення навантажень на перекриття виконують у табличній формі (табл. 2.1, 2.2). Склад перекриття, наведений у прикладі, студенти не приймають у своїх індивідуальних роботах.

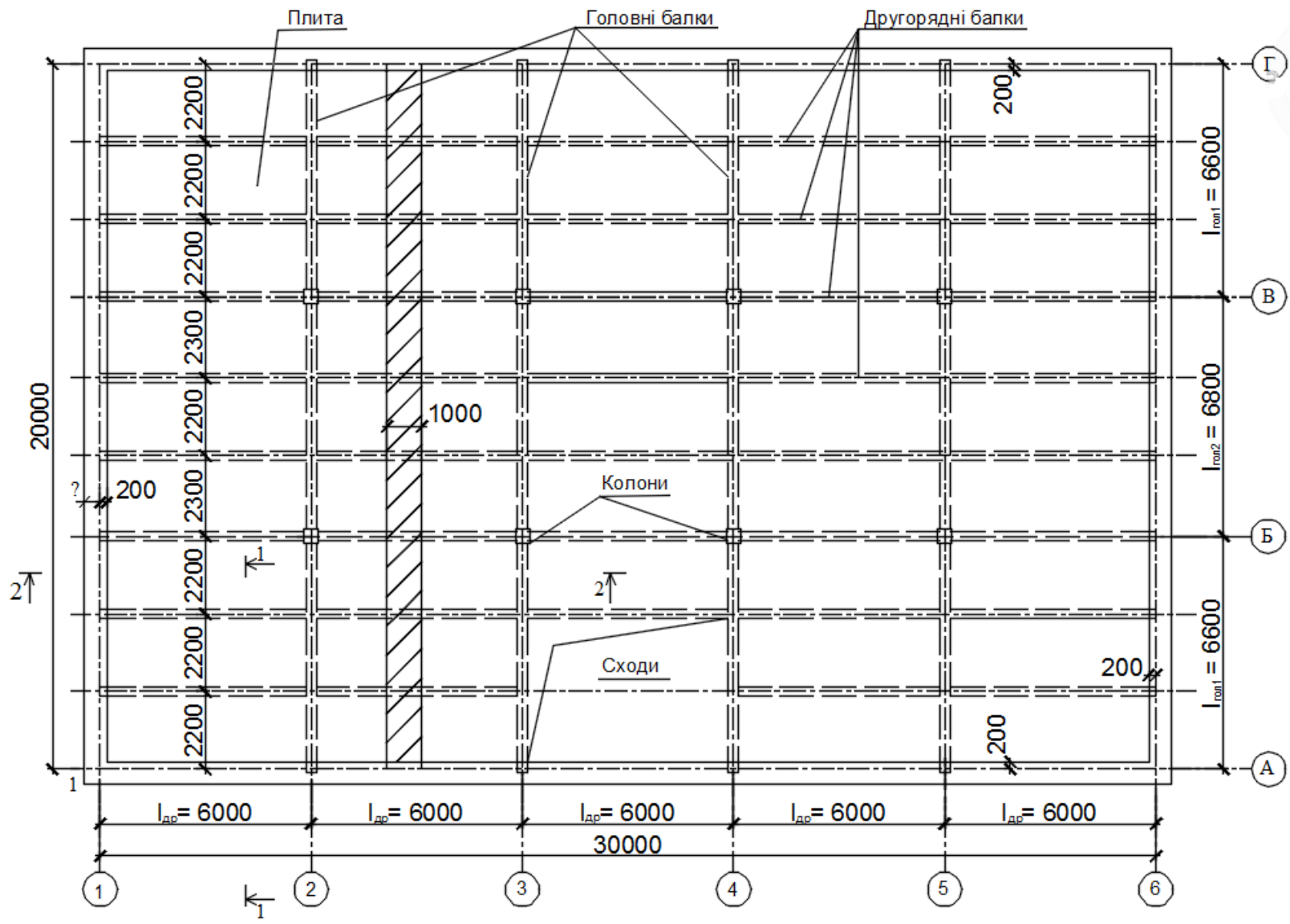


Рисунок 2.1 – План монолітного ребристого перекриття

Таблиця 2.1 – Збір навантаження на 1 м² перекриття промислової будівлі

Вид навантаження	Характеристичне 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
Цементний розчин ($\delta = 30$ мм, $\rho = 20$ кН/м ³) 0,03 × 20	0,6	1,3	0,78
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			$g = 4,12$
Б. Змінне (v) (за завданням)			
Всього		$v_n = 8$	$v = 9,6$
Всього			$g+v = 13,72$

Таблиця 2.2 – Збір навантаження на 1 м² перекриття цивільної будівлі

Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
А. Постійне (g)			
Паркет ($\delta = 20$ мм, $\rho = 6$ кН/м ³) 0,02 × 60	0,12	1,2	0,144
Цементний розчин ($\delta = 30$ мм, $\rho = 20$ кН/м ³) 0,03 × 20	0,6	1,3	0,78
Звукоізоляційний шар ($\delta = 60$ мм, $\rho = 8$ кН/м ³) 0,06 × 8	0,48	1,3	0,62
Залізобетонна плита ($\delta = 60$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³) 0,06 × 25	1,5	1,1	1,65
Всього постійне			$g = 3,19$
Б. Змінне (v) (за завданням)			
Всього		$v_n = 3,5$	$v = 4,2$
Всього			$g+v = 7,4$

2.2 Розрахункова схема плити. Розрахункові прогони, розрахункові зусилля

Для розрахунку плити розглядають умовну смугу шириною 1 м, паралельну цифровим осям (див. рис. 2.1). У поперечному перерізі 1-1 ця смуга подана на рисунку 2.2.

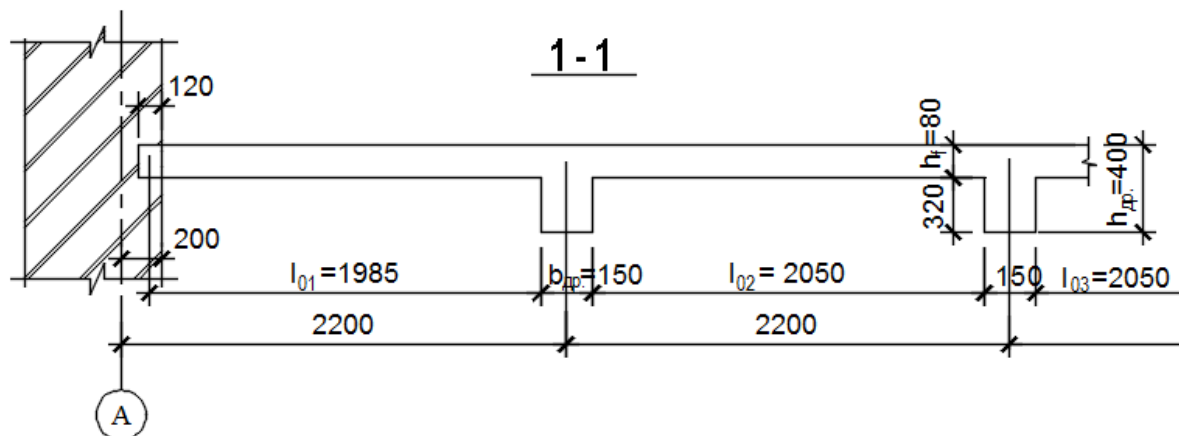


Рисунок 2.2 – Поперечний переріз 1-1 для розрахунку монолітної плити

Розрахункові прогони:

$$l_{01} = 2\,200 - 200 + 60 - 150/2 = 1\,985 \text{ мм} = 1,985 \text{ м};$$

$$l_{02} = l_{03} = 2\,200 - 150 = 2\,050 \text{ мм} = 2,05 \text{ м};$$

$$l_{04} = 2\,300 - 150 = 2\,150 \text{ мм} = 2,15 \text{ м}.$$

Розрахунковою схемою є багатопрогонна нерозрізна балка, на яку діє рівномірно розподілене погонне навантаження (рис. 2.3).

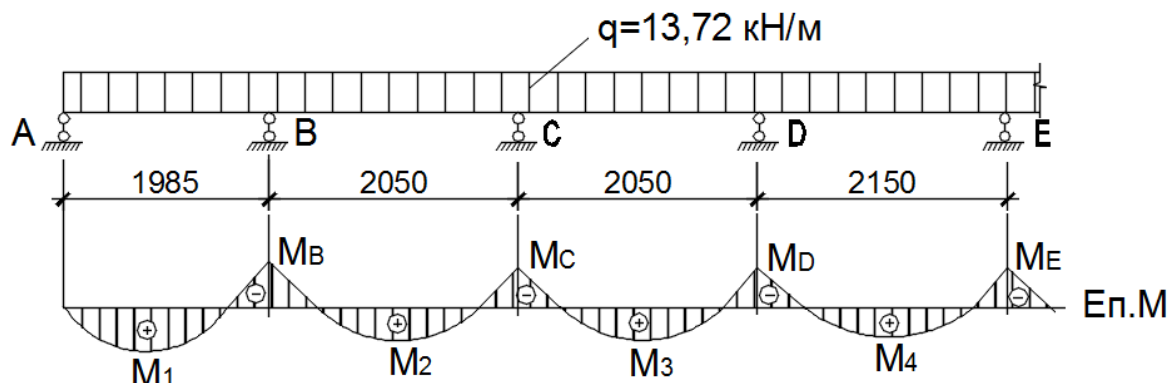


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема плити і згинальні моменти

Рівномірно розподілене погонне навантаження на монолітну плиту

$$q = (g + v) \cdot 1 = 13,72 \text{ кН/м}.$$

Згинальні прогонні й опорні моменти в розглядуваній смузі для промислової будівлі:

$$M_I = -M_B = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{13,72 \times 1,985^2}{11} = 4,66 \text{ кНм};$$

$$M_2 = M_3 = -M_C = -M_D = \frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = \frac{13,72 \times 2,05^2}{16} = 3,41 \text{ кНм};$$

$$M_4 = \frac{q \cdot l_{04}^2}{16} = \frac{13,72 \times 2,15^2}{16} = 3,76 \text{ кНм}.$$

Для цивільної будівлі:

$$M_I = -M_B = 2,65 \text{ кНм}; M_2 = M_3 = -M_C = -M_D = 1,94 \text{ кНм}; M_4 = 2,14 \text{ кНм}.$$

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. За цього способу армування відбувається рулонними зварними сітками, що розгортаються в напрямку головних балок. Робоча поздовжня арматура має діаметри не більше 5 мм класу В500 (Вр-І) і крок не менше 100 мм.

У крайніх прогонах плити над основною сіткою може укладатись другий ряд додаткової сітки для сприймання підвищених згинальних моментів (рис. 2.4).

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

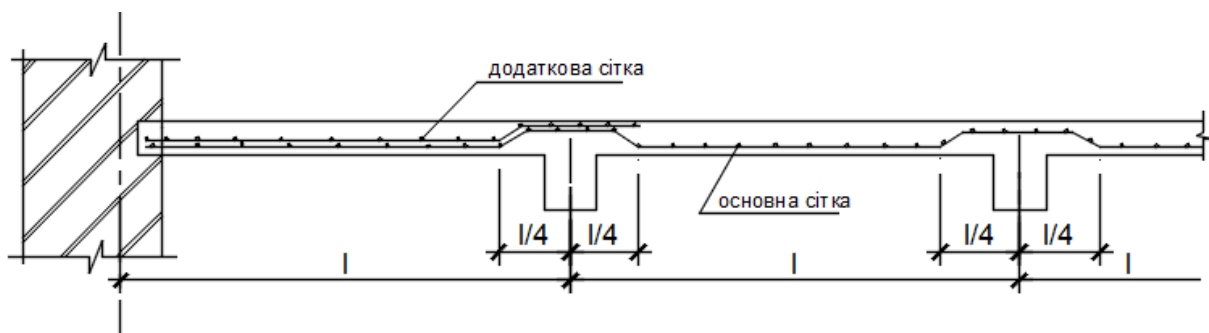


Рисунок 2.4 – Армування плити безперервним способом

Роздільне армування плоскими сітками використовують при значних навантаженнях у промислових будівлях, де мінімальний діаметр робочих стрижнів 6 мм класу А400С. Сітки укладають у прогонах 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. 2.5).

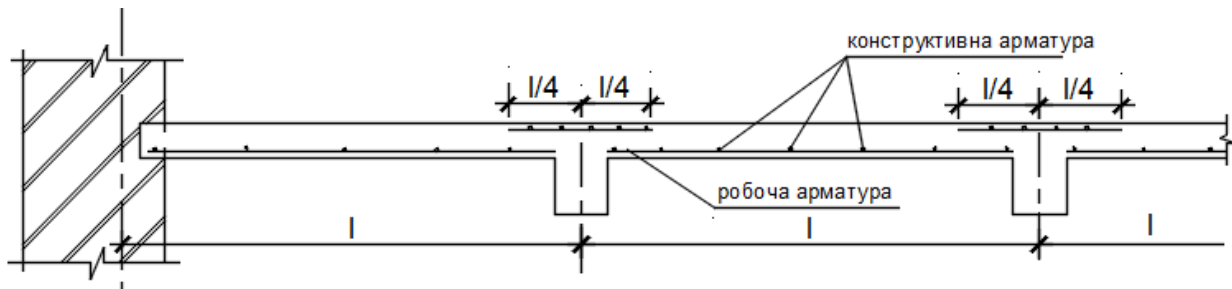


Рисунок 2.5 – Армування плити роздільним способом

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 через достатньо велику ширину розрахункової смуги плити ($b_{пл.} = 100 \text{ см}$).

Розрахункову (робочу) висоту перетину приймаємо

$$d = h - a = 8 - 2,5 = 5,5 \text{ см.}$$

а) перший прогін і перша проміжна опора

$$\alpha_m = \frac{M_1}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{466}{1,15 \times 100 \times 5,5^2} = 0,134; \quad \zeta = 0,928 \text{ (дод. Д);}$$

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

Прийнявши крок робочих стрижнів 200 мм, маємо на ширині смуги 1 м $1\ 000 / 200 = 5$ стрижнів. За сортаментом арматури приймаємо Ø8A400C з $A_s = 5 \times 0,503 = 2,515 \text{ см}^2$. Конструктивну арматуру приймаємо Ø3B500 з кроком 250 мм.

Марки сіток:

$$\text{– прогонної } C1 \frac{3B500 - 250}{8A400C - 200} 5750 \times 2020,$$

$$\text{– опорної } C2 \frac{3B500 - 250}{8A400C - 200} 5750 \times 1100;$$

б) середні прогони і середні опори

У запас міцності приймаємо максимальний згинальний момент

$$M_4 = 3,76 \text{ кНм} = 376 \text{ кНсм:}$$

$$\alpha_m = \frac{M_4}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{376}{1,15 \times 100 \times 5,5^2} = 0,108; \quad \zeta = 0,943 \text{ (дод. Д);}$$

$$A_s = \frac{M_4}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{376}{0,943 \times 36,5 \times 5,5} = 1,97 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок робочих стрижнів 125 мм, маємо на ширині смуги 1 м $1\ 000 / 125 = 8$ стрижнів. Необхідна площа перерізу одного стрижня повинна бути не менше $1,97 / 8 = 0,244 \text{ см}^2$. За сортаментом приймаємо арматуру Ø6A400C з $A_s = 8 \times 0,283 = 2,264 \text{ см}^2$. Марки сіток:

$$\text{– прогонних } C3 \frac{3B500 - 250}{6A400C - 125} 5750 \times 2050,$$

$$\text{– опорних } C4 \frac{3B500 - 250}{6A400C - 125} 5750 \times 1100.$$

Схему армування монолітної плити роздільним способом наведено в додатку И.

Фрагмент схеми армування наведено на рисунку 2.6.

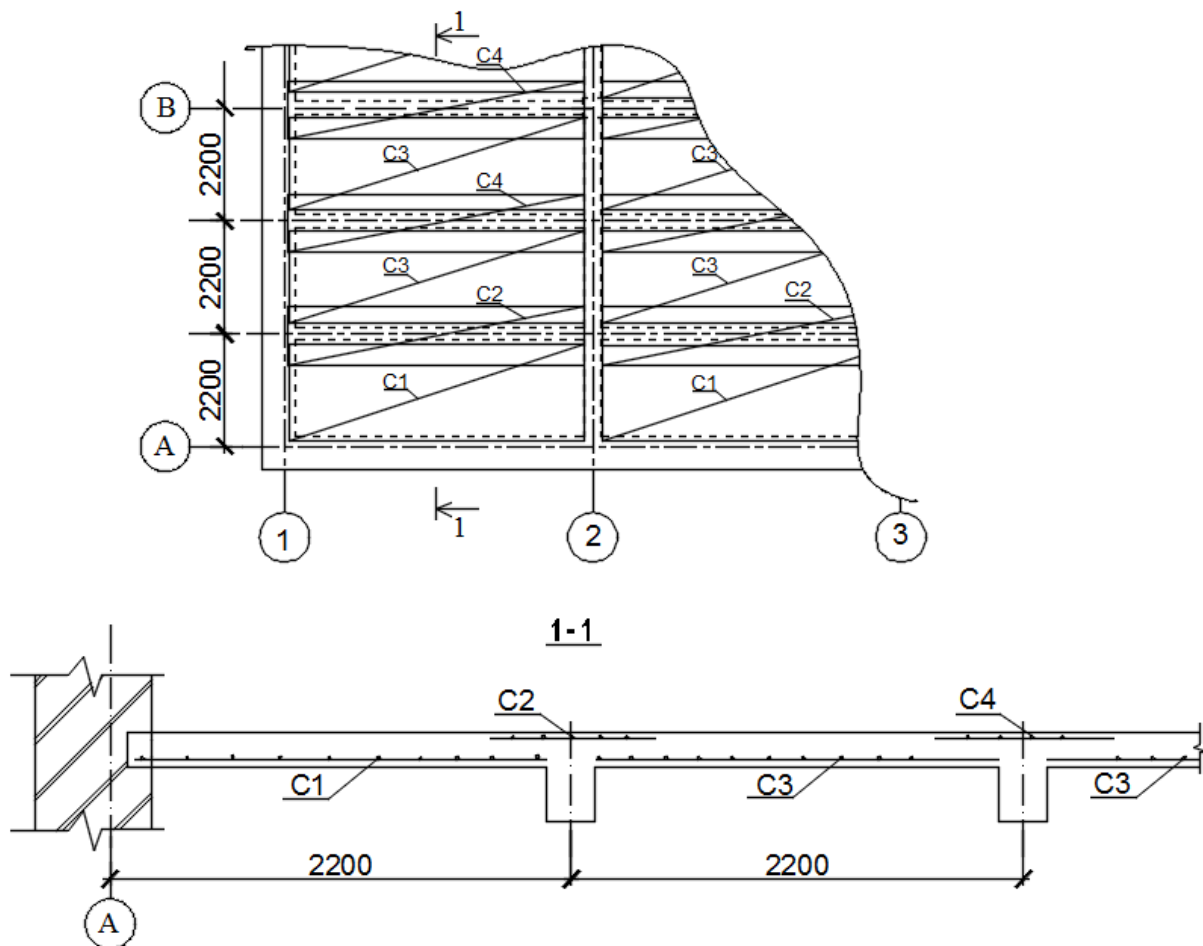


Рисунок 2.6 – Фрагмент схеми армування роздільним способом

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

За можливості дворядного розташування сіток приймаємо робочу висоту перерізу $d = 6 - 2 = 4$ см.

Розрахунковий опір арматури класу B500 $f_{yd} = 415$ МПа = 41,5 кН/см².

Розрахунок починаємо з середніх прогонів:

$$\alpha_m = \frac{M_4}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{214}{1,15 \times 100 \times 4^2} = 0,116; \quad \zeta = 0,938 \text{ (дод. Д);}$$

$$A_s = \frac{M_4}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{214}{0,938 \times 41,5 \times 4} = 1,37 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок поздовжніх робочих стрижнів 100 мм, маємо на смузі 1 м $1000 / 100 = 10$ стрижнів. За сортаментом приймаємо Ø5B500 ($A_s = 10 \times 0,196 = 1,96$ см²).

У першому прогоні й на першій проміжній опорі

$$\alpha_m = \frac{M_1}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{265}{1,15 \times 100 \times 4^2} = 0,144; \quad \zeta = 0,922 \text{ (дод. Д);}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{265}{0,922 \times 41,5 \times 4} = 1,73 \text{ см}^2.$$

Основна сітка має площу $1,96 \text{ см}^2 > 1,73 \text{ см}^2$. У цьому випадку додаткова сітка не потрібна.

Розглянемо випадок, коли площа у першому прольоті й на першій проміжній опорі становить $A_s = 2,2 \text{ см}^2$.

Таким чином, маємо недостачу робочої арматури в сітці С1 у кількості $2,2 - 1,96 = 0,24 \text{ см}^2$. Тому додаємо допоміжну сітку з мінімальним діаметром робочої арматури $\text{Ø}3B500$ і з максимальним кроком стрижнів 200 мм (кількість стрижнів на смuzі $1\,000 / 200 = 5$). Площа перерізу в додатковій сітці ($A_s = 5 \times 0,071 = 0,355 \text{ см}^2$).

Марки сіток:

$$\begin{aligned} & - \text{C1} \frac{5B500 - 100}{3B500 - 250} 19800 \times B; \\ & - \text{C2} \frac{3B500 - 200}{3B500 - 250} 2600 \times B, \end{aligned}$$

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

Конструктивне рішення за другим (безперервним) варіантом наведено в додатку К.

Фрагмент схеми армування наведено на рисунку 2.7.

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.

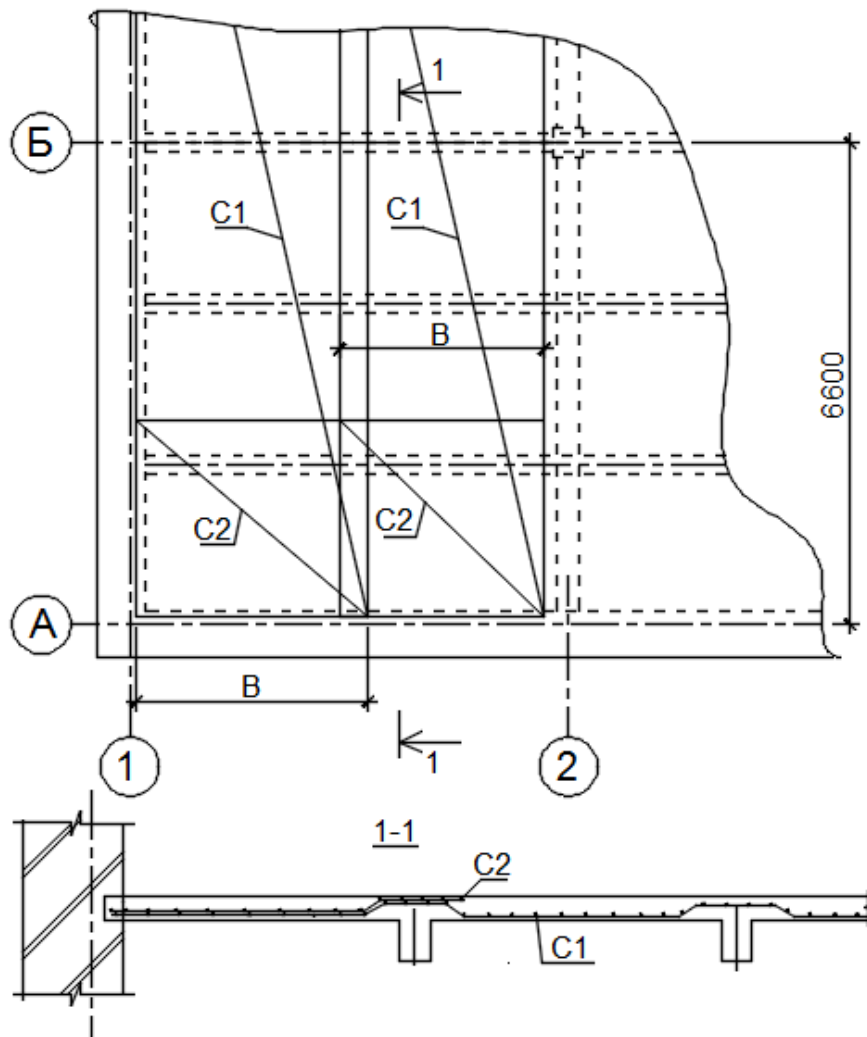


Рисунок 2.7 – Фрагмент схеми армування рулонними сітками

Розрахункові прогони балки приймають залежно від ширини головних балок. Перша опора на стіні вважається шарнірною (рис. 2.8).

$$l_{01} = 6\,000 - 200 / 2 - 300 / 2 = 5\,750 \text{ мм} = 5,75 \text{ м};$$

$$l_{02} = l_{03} = \dots = 6\,000 - 300 = 5\,700 \text{ мм} = 5,7 \text{ м}.$$

Навантаження:

а) постійне

$$g = g_{(1\text{м}^2)} \cdot b_f + \gamma_f \cdot (\text{власна вага ребра балки}) =$$

$$= 4,12 \times 2,2 + 1,1 \times 0,15 \times 0,32 \times 25 = 10,38 \text{ кН/м};$$

б) тимчасове

$$v = v_{(1\text{м}^2)} \cdot b_f = 9,6 \times 2,2 = 21,1 \text{ кН/м};$$

в) повне $q = g + v = 10,38 + 21,1 = 31,48$ кН/м.

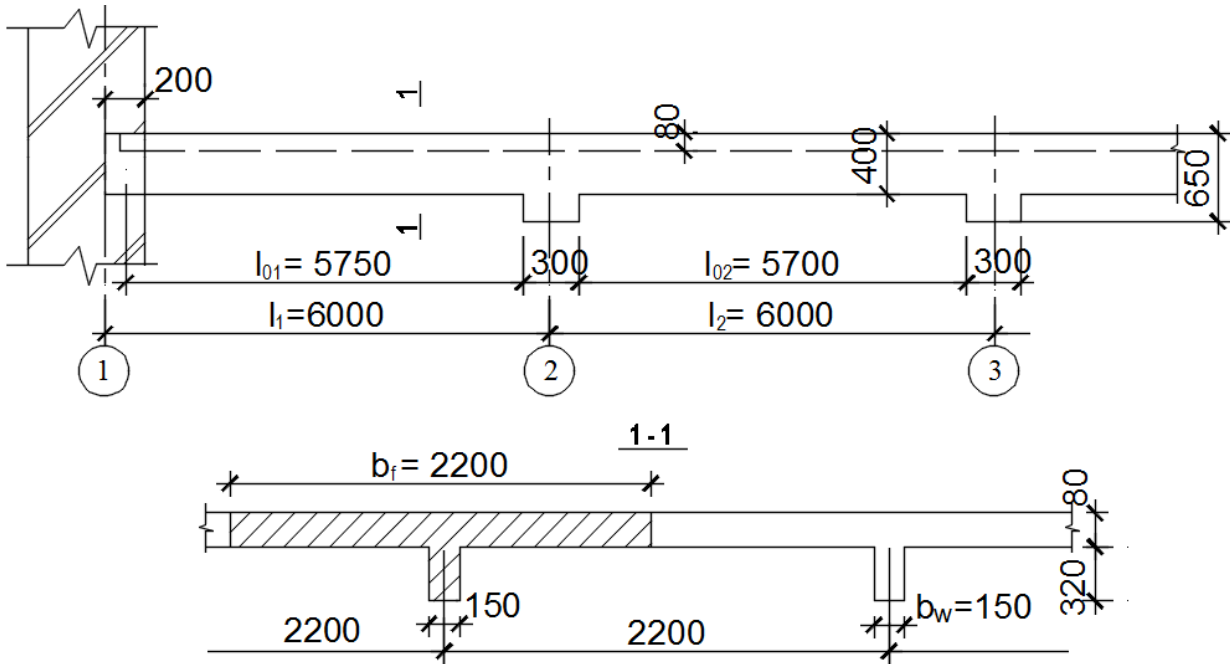


Рисунок 2.8 – До визначення розрахункових прольотів другорядної балки

Розрахункові зусилля

Для визначення розрахункових зусиль розглядають декілька можливих схем навантаження. Наприклад, для отримання найбільшого згинального моменту в першому прогоні саме цей прогін і всі непарні прогони повинні мати максимальне тимчасове навантаження за постійного навантаження всіх прольотів (схема 1, рис. 2.9). Для отримання найбільшого згинального моменту в другому прогоні саме цей прогін і всі парні прогони повинні мати максимальне тимчасове навантаження за постійного навантаження всіх прогонів (схема 2, рис. 2.9). Для визначення мінімального згинального моменту на будь-якій опорі потрібно мати максимальне тимчасове навантаження в двох суміжних прогонах біля розглядуваної опори за постійного навантаження всіх прогонів (схема 3, рис. 2.9).

Епюру моментів, що з'єднує всі максимуми і мінімуми зусиль по всіх розглянутих схемах, називають згинаючою (рис. 2.9). Аналогічно згинальним моментам розглядають поперечні сили за різними схемами.

З урахуванням різних схем навантажень (рис. 2.9) розрахункові зусилля визначають за формулами:

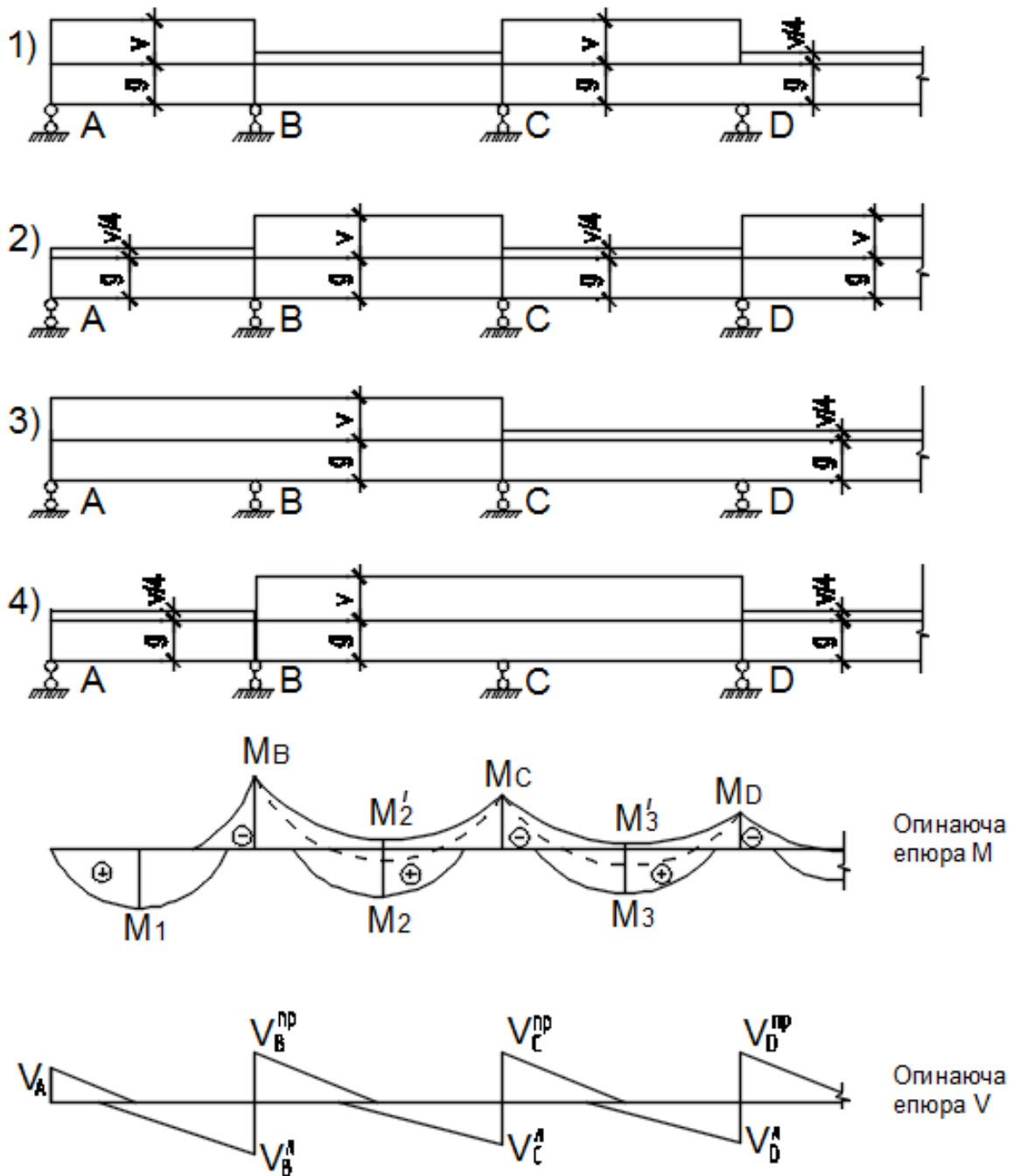


Рисунок 2.9 – Розрахункові схеми другорядної балки.
Епюри моментів і перерізуючих сил

$$M_1 = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = 0,091 \cdot q \cdot l_{01}^2;$$

$$M_B = \frac{q \cdot l_{01}^2}{14} = -0,0715 \cdot q \cdot l_{01}^2;$$

$$M_2 = M_3 = -M_C = -M_D = \pm \frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = \pm 0,0625 \cdot q \cdot l_{02}^2;$$

$$V_A = 0,4 \cdot q \cdot l_{01};$$

$$V_B^n = 0,6 \cdot q \cdot l_{01};$$

$$V_B^n = V_C^n = V_D^n = 0,5 \cdot q \cdot l_{02}.$$

Під час побудови огинаючої епюри згинальних моментів у середніх прогонах можуть виникати негативні згинальні моменти. Їхні величини, а також нульові координати негативного моменту в першому прогоні визначають за графіком або таблицею залежно від співвідношення величин тимчасового і постійного навантаження v/g (рис. 2.9, дод. Е).

Для розглядуваного прикладу

$$M_1 = 0,091 \times 31,48 \times 5,75^2 = 94,71 \text{ кНм};$$

$$-M_B = 0,0715 \times 31,48 \times 5,75^2 = 74,42 \text{ кНм};$$

$$M_2 = -M_C = 0,0625 \times 31,48 \times 5,7^2 = 63,92 \text{ кНм}.$$

$$\text{За } v/g = 21,1/10,38 = 2,03$$

$$M_2' = -0,009 \times 31,48 \times 5,7^2 = -9,2 \text{ кНм}.$$

$$V_A = 0,4 \times 31,48 \times 5,75 = 72,4 \text{ кН};$$

$$V_B^n = 0,6 \times 31,48 \times 5,75 = 108,6 \text{ кН};$$

$$V_B^n = V_C^n = V_D^n = 0,5 \times 31,48 \times 5,7 = 89,7 \text{ кН}.$$

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. 2.10)

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

де b_w – ширина ребра другорядної балки;

$$b_{eff1} = (0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0) \leq 0,2 \cdot l_0 \text{ та } \leq b_1;$$

$$b_{eff2} = (0,2 \cdot b_2 + 0,1 \cdot l_0) \leq 0,2 \cdot l_0 \text{ та } \leq b_2;$$

$$l_0 = 0,85 \cdot l_1 \text{ – для крайніх прогонів};$$

$l_0 = 0,7 \cdot l_2$ – для середніх прогонів;

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

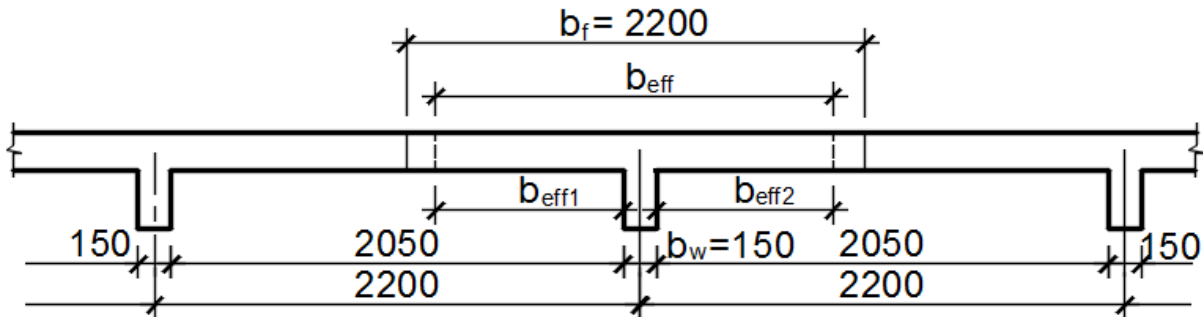


Рисунок 2.10 – До розрахунку ефективної ширини полиці

У нашому випадку:

– для крайніх прогонів

$$l_0 = 0,85 \cdot l_1 = 0,85 \times 6 = 5,1 \text{ м}; \quad b_1 = b_2 = (220 - 15)/2 = 102,5 \text{ см};$$

– для середніх прогонів

$$l_0 = 0,7 \cdot l_2 = 0,7 \times 6 = 4,2 \text{ м}.$$

Розрахункова ширина полиці:

– у першому прогоні

$$b_{eff1} = (0,2 \times 102,5 + 0,1 \times 510) = 71,5 \text{ см} < 0,2 \times 510 = 102 \text{ см}$$

$$\text{та } < b_1 = 102,5 \text{ см};$$

$$b_{eff} = b_w + 2b_{eff1} = 15 + 2 \times 71,5 = 158 \text{ см};$$

– у середніх прогонах

$$b_{eff1} = (0,2 \times 102,5 + 0,1 \times 420) = 62,5 \text{ см} < 0,2 \times 420 = 84 \text{ см}$$

$$\text{та } < b_1 = 102,5 \text{ см};$$

$$b_{eff} = 15 + 2 \times 62,5 = 140 \text{ см}.$$

Для армування приймають:

– у прогонах – стрижневу арматуру класу А400С;

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

Перший прогон.

Робочу висоту перетину приймаємо $d = h - a = 40 - 4 = 36$ см.

Визначаємо положення нейтральної осі:

$$M_f = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) = 1,15 \times 158 \times 8 \times (36 - 4) = 46\,514 \text{ кНсм};$$

$$M_f = 465,14 \text{ кНм} > M_l = 94,71 \text{ кНм}.$$

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

$$\alpha_m = \frac{M_1}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{9471}{1,15 \times 158 \times 36^2} = 0,040; \quad \zeta = 0,980 \text{ (дод. Д);}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{9471}{0,980 \times 36,5 \times 36} = 7,35 \text{ см}^2.$$

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

Середній прогон.

$$M_f = 1,15 \times 140 \times 8 \times (36 - 4) = 41\,216 \text{ кНсм} = 412,16 \text{ кНм} > M_2 = 63,92 \text{ кНм}.$$

Нейтральна вісь знаходиться в межах полиці.

$$\alpha_m = \frac{M_2}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{6392}{1,15 \times 140 \times 36^2} = 0,030; \quad \zeta = 0,985 \text{ (дод. Д);}$$

$$A_s = \frac{M_2}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{6392}{0,985 \times 36,5 \times 36} = 4,94 \text{ см}^2.$$

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

Опора В.

Робочу висоту перетину приймаємо $d = h - a = 40 - 2 = 38$ см. Стиснута зона знаходиться в ребрі балки, тому переріз розраховуємо як прямокутний з шириною ребра ($b_w = 15$ см):

$$\alpha_m = \frac{M_B}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{7442}{1,15 \times 15 \times 38^2} = 0,298; \quad \zeta = 0,818 \text{ (дод. Д);}$$

$$A_s = \frac{M_B}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{7442}{0,818 \times 36,5 \times 38} = 6,56 \text{ см}^2.$$

Для робочої сітки приймаємо крок стрижнів 100 мм. На фактичній ширині полиці 2 200 мм буде розташовано $2\,200 / 100 = 22$ стрижня. Площа

перерізу одного стрижня $6,56 / 22 = 0,298 \text{ см}^2$. Для армування можна прийняти $\text{Ø}8\text{A}400\text{C}$ з площею одного стрижня $A_s = 0,503 \text{ см}^2$. При цьому марка сітки

$$C5 \frac{3B500 - 250}{8A400C - 100} 4000 \times 19800 .$$

Опора С.

$$\alpha_m = \frac{M_C}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{6392}{1,15 \times 15 \times 38^2} = 0,257; \quad \zeta = 0,848 \text{ (дод. Д);}$$

$$A_s = \frac{M_C}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{6392}{0,848 \times 36,5 \times 38} = 5,43 \text{ см}^2.$$

Приймаємо крок стрижнів 200 мм. На ширині полиці маємо $2 \cdot 200 / 200 = 11$ стрижнів. Площа перерізу одного стрижня $5,43 / 11 = 0,493 \text{ см}^2$. Приймаємо $\text{Ø}8\text{A}400\text{C}$ з площею одного стрижня $A_s = 0,503 \text{ см}^2$. При цьому марка сітки

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

Сітки С5, С6 розташовують над головними балками (рис. 2.11). 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 (сітки С7, рис. 2.11).

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 $V_{max} = V_B^l = V_{Ed} = 108,6 \text{ кН}$.

Міцність похилих перерізів визначають з рівняння:

$$V_{Ed} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}.$$

Якщо $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$, то поперечна арматура за розрахунком не потрібна, вона встановлюється конструктивно.

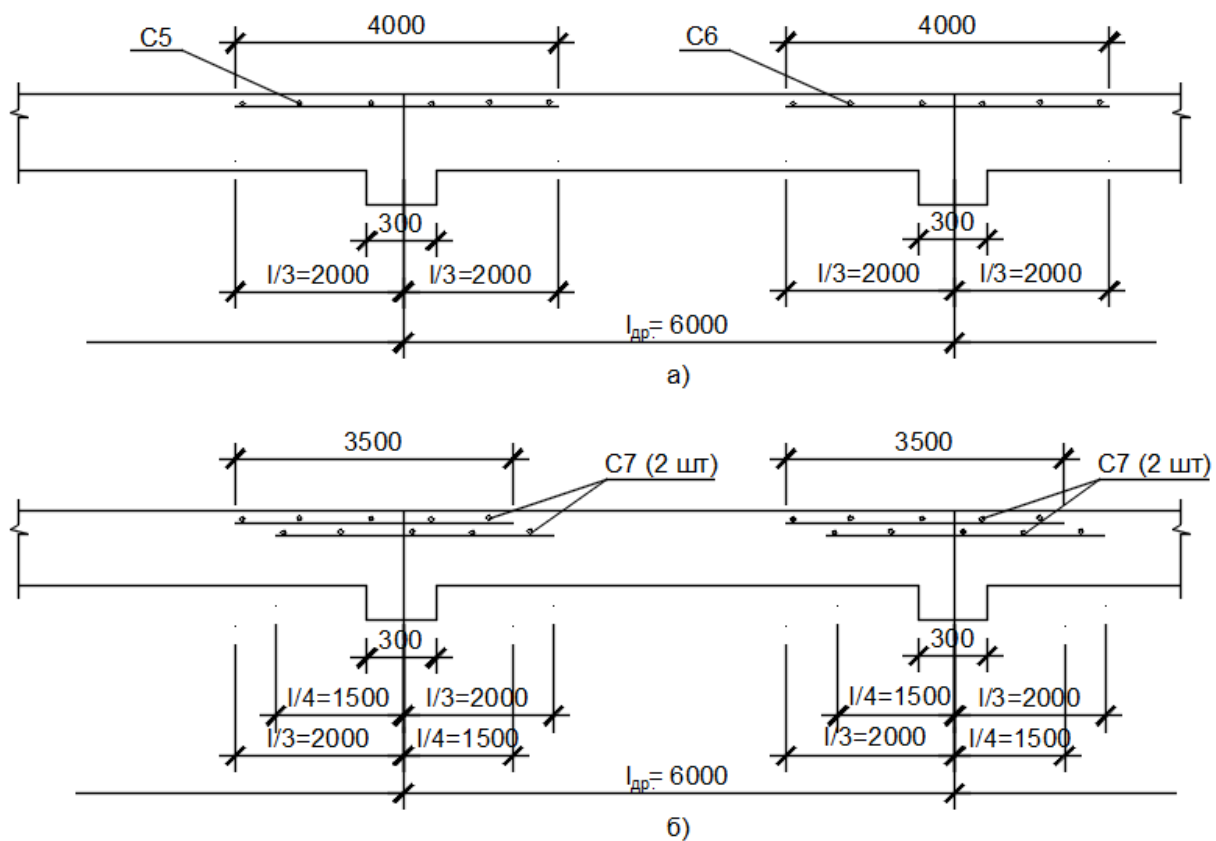


Рисунок 2.11 – Варіанти розташування сіток C5, C6, C7:
 а – розташування сіток в одному рівні (сітки C5, C6);
 б – розташування сіток у двох рівнях (сітки C7)

При практичному методі розрахунку на першому етапі приймають кількість поперечних стрижнів у перерізі та їхній діаметр залежно від поздовжнього армування (умови зварки $d_{sw} \geq 0,25 \cdot d_s$).

Приймаємо поперечну арматуру класу А240С (хомути) діаметром $d_{sw} = 0,25 \times 22 = 5,5$ мм, приймаємо $d_{sw} = 6$ мм, тоді згідно з сортаментом (дод. Г) площа двох хомутів діаметром 6 мм $A_{sw} = 0,57$ см².

Крок хомутів $s \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \times 36 = 27$ см. Приймаємо $s = 20$ см.

Несучу здатність бетону визначаємо по більшій величині з двох формул:

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

$$V_{Rd,c2} = (0,035 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot K^3) \cdot b_w \cdot d,$$

де $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,1385$;

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{7,6}{15 \times 36} = 0,014; \quad K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,745 < 2.$$

$$V_{Rd,c1} = (0,1385 \times 1,745 \times \sqrt[3]{100 \times 0,014 \times 15}) \times 150 \times 360 = 36060 \text{ Н} = 36,06 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0,035 \times \sqrt{15 \times 1,745^3}) \times 150 \times 360 = 8133,7 \text{ Н} = 8,13 \text{ кН}.$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 36,06 \text{ кН} < V_{Ed} = 108,6 \text{ кН}$.

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

Несучу здатність хомутів визначаємо за формулою:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg} \theta}{s},$$

де $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ см}$; $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$ (дод. В);

$\text{cot} \theta$ визначають залежно від величини $\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d} = \frac{108600(\text{Н})}{150 \times 360} = 2,01$ за графіком

(рис. 2.12), $\text{cot} \theta = 2,5$; $\tan \theta = 0,4$.

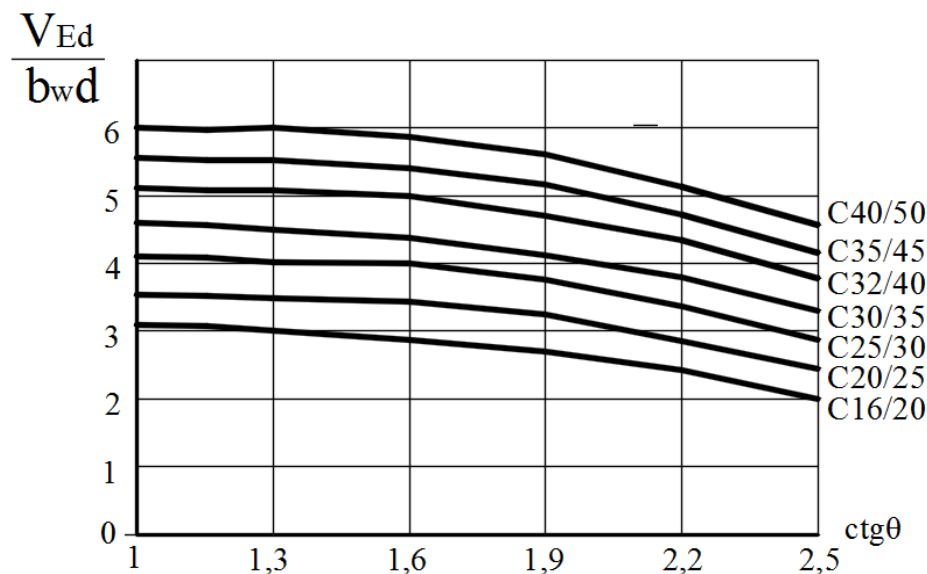


Рисунок 2.12 – До визначення $\text{ctg} \theta$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,57 \times 32,4 \times 17,0 \times 2,5}{20} = 39,24 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\text{cot} \theta + \tan \theta};$$

де $\alpha_{cw} = 1,0$ за відсутності попереднього напруження;

$v_l = 0,6$ для $f_{ck} \leq 60$ МПа;

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 25 \times 32,4 \times 0,6 \times 1,15}{2,5 + 0,4} = 192,7 \text{ кН.}$$

Приймаємо менше значення $V_{Rd,s} = 39,24$ кН.

Сумарна несуча здатність похилого перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 36,06 + 39,24 = 75,3 \text{ кН} < V_{Ed} = 108,6 \text{ кН.}$$

Умова не виконується. Потрібно збільшити діаметр хомутив або зменшити їхній крок. Збільшуємо діаметр хомутив, приймаємо $d_{sw} = 8$ мм, тоді згідно з сортаментом (дод. Г) $A_{sw} = 1,01$ см².

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01 \times 32,4 \times 17,0 \times 2,5}{20} = 69,54 \text{ кН.}$$

Сумарна несуча здатність похилого перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 36,06 + 69,54 = 105,6 \text{ кН} < V_{Ed} = 108,6 \text{ кН.}$$

Умова не виконується. Зменшуємо крок хомутив, приймаємо крок хомутив $s = 15$ см.

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01 \times 32,4 \times 17,0 \times 2,5}{15} = 92,72 \text{ кН.}$$

Сумарна несуча здатність похилого перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 36,06 + 92,72 = 128,78 \text{ кН} > V_{Ed} = 108,6 \text{ кН.}$$

Несуча здатність похилого перерізу достатня.

Остаточо приймаємо хомути: 2Ø8A240C ($A_{sw} = 1,01$ см²) з кроком 150 мм.

2.7 Конструювання другорядної балки

Армування другорядної балки відбувається зварними каркасами і сітками.

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

Верхню арматуру приймають діаметром в 1,5–2 рази меншим, ніж робоча арматура і може бути нижче класом. Кількість цієї арматури зазвичай 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 та приклад конструювання каркасів наведено на рисунках 2.13–2.16.

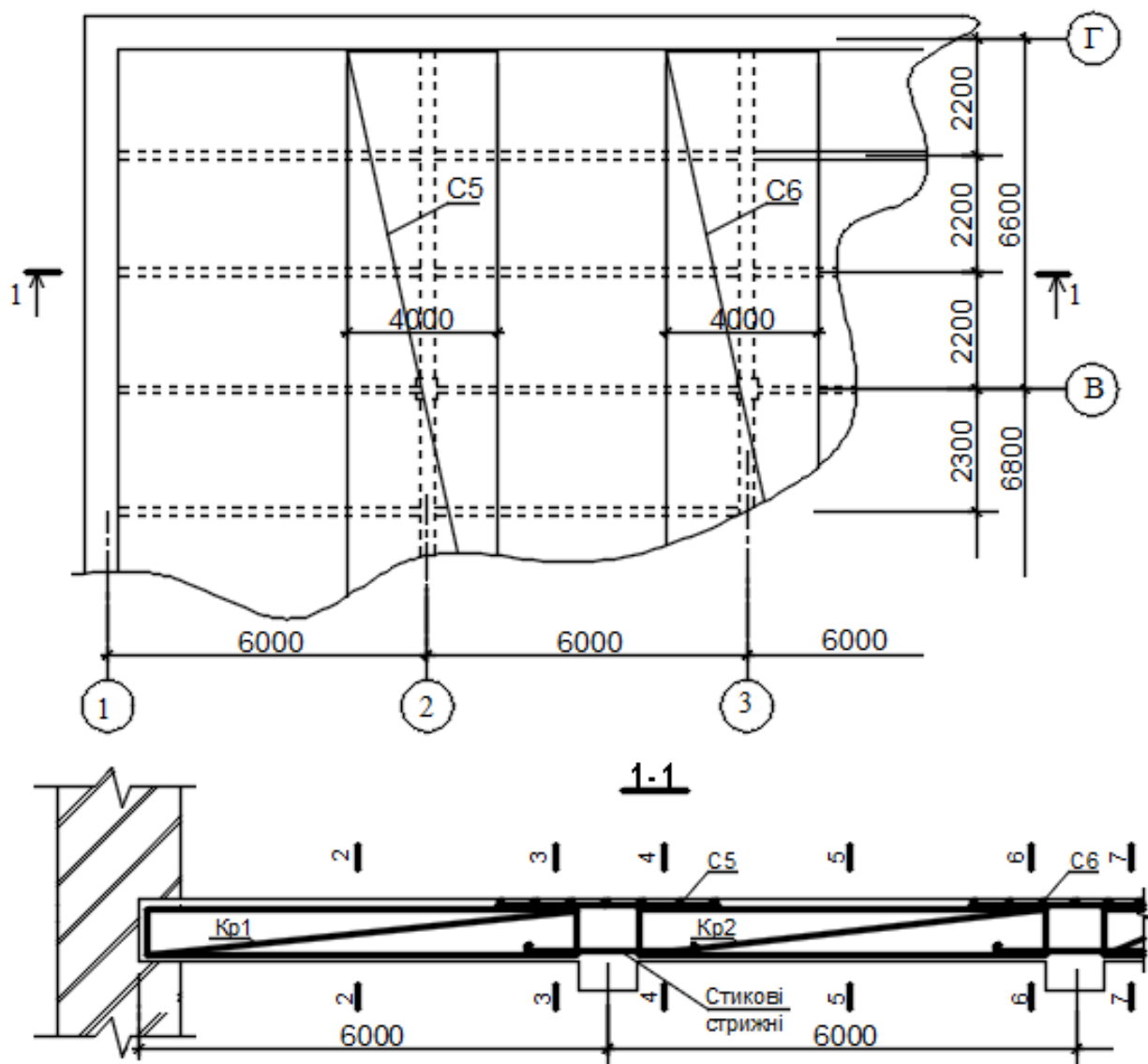


Рисунок 2.13 – Загальний вигляд армування другорядної балки

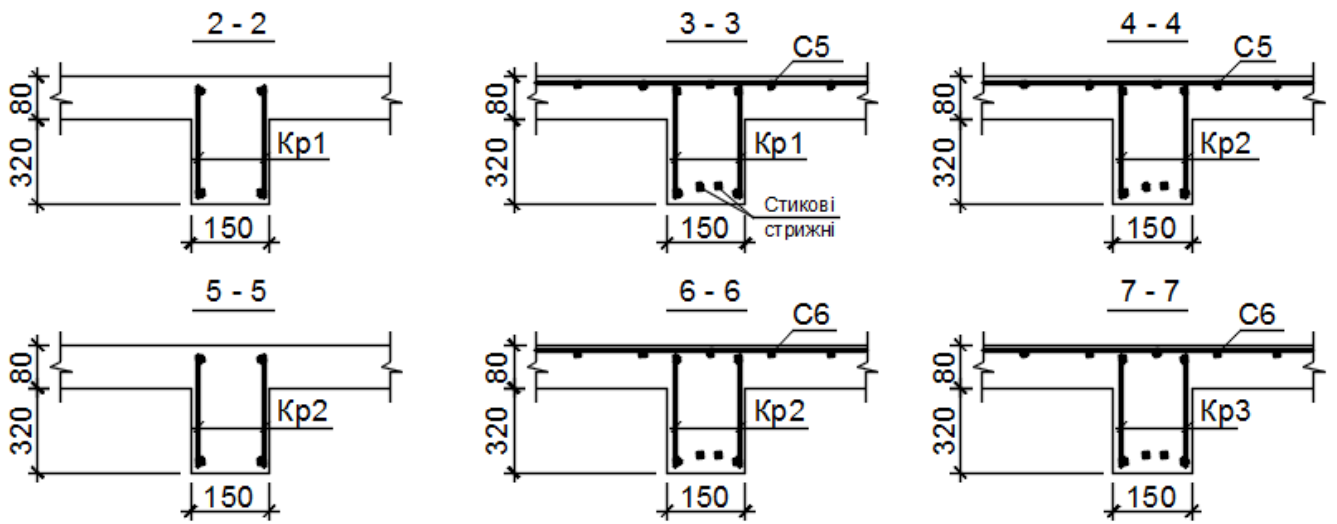


Рисунок 2.14 – Перерізи до армування другорядної балки

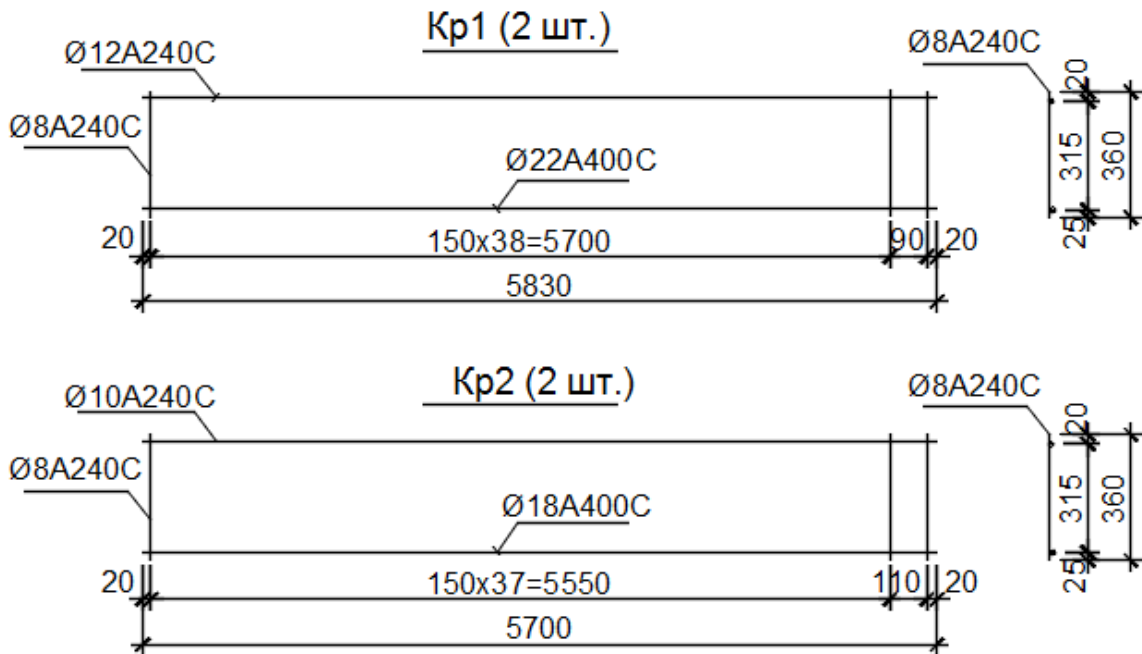


Рисунок 2.15 – Конструювання каркасів другорядної балки (1 варіант)

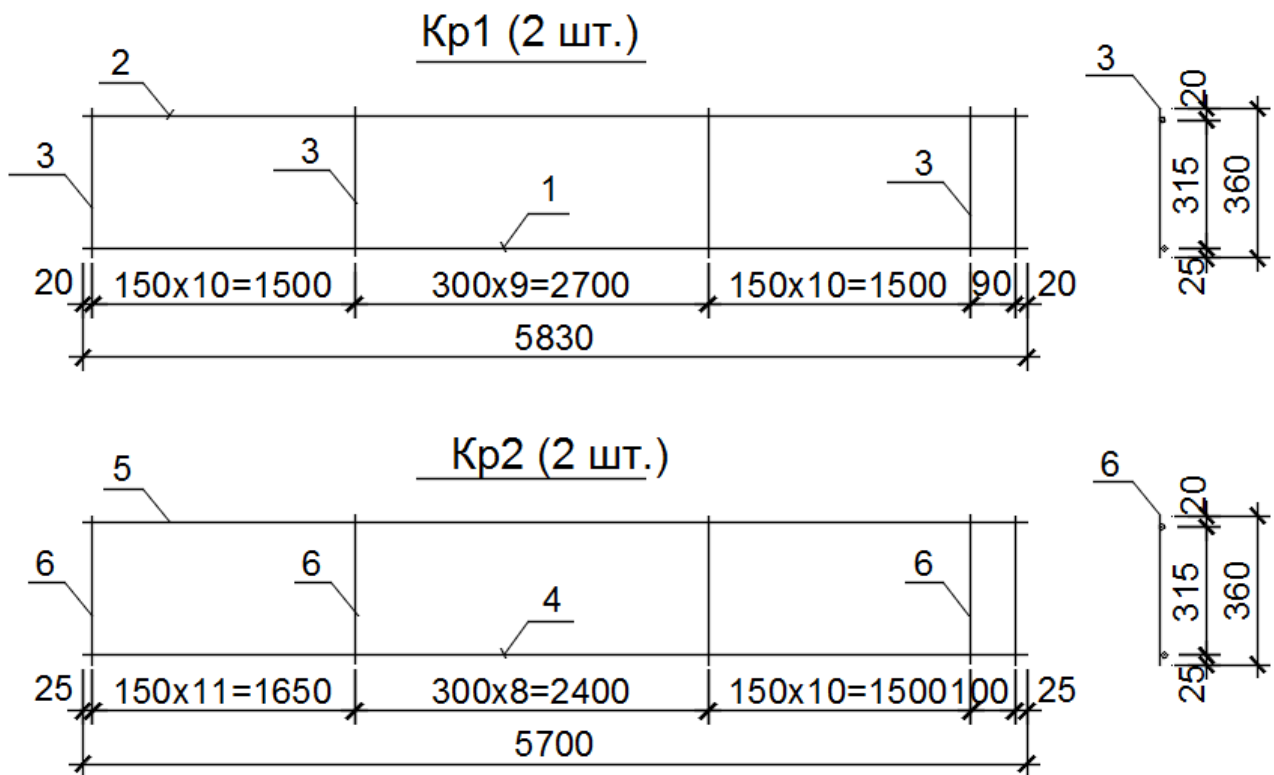


Рисунок 2.16 – Конструювання каркасів другорядної балки (2 варіант)

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

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

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

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. 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) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова, П. А. Резнік, Є. Г. Стоянов, В. С. Шмуклер; за заг. ред. В. С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
2. Павліков А. М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А. М. Павліков. – Полтава : ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
3. Войцехівський О. В. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б В.2.6-156:2010). Частина 1. Розрахунок за 1 групою граничних станів / О. В. Войцехівський, О. Д. Журавський, Д. М. Байда. – Київ : КНУБА, 2017. – 168 с.
4. Бабіч Є. М. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок : навч. посіб. / Є. М. Бабіч, В. Є. Бабіч. – 2-ге вид., перероб. і доп. – Рівне : НУВГП, 2017. – 191 с.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування. – Чинний від 2007-07-01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинний від 2011-06-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
7. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний від 2011-06-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
8. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. – Чинний від 2019-08-01. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 18 с.
9. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT) – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2010. – 319 с.

ДОДАТОК А
Розрахункові опори бетону при осьовому стиску й розтягу;
модуль пружності

Клас бетону за міцністю на стиск	Характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб, МПа f_{ck}	Розрахунковий опір бетону, МПа		Значення модуля пружності бетону $E_{cm}/E_{cd} \times 10^3$, МПа
		при стиску f_{cd}	при розтягу f_{ctd}	
C8/10	7,5	6,0	0,53	18/12,6
C12/15	11	8,5	0,73	23/16,3
C16/20	15	11,5	0,87	27/20
C20/25	18,5	14,5	1,0	30/23
C25/30	22	17,0	1,2	32,5/25
C30/35	25,5	19,5	1,33	34,5/27
C32/40	29	22,0	1,4	36/28,5

ДОДАТОК Б
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 В
Розрахункові опори арматури. Модуль пружності

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури, МПа			Модуль пружності $E_s \times 10^4$, МПа
	при розтягу		при стиску f_{yd}'	
	у поздовжньому напрямку f_{yd}	у 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

ДОДАТОК Г

Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2006

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , за кількості стрижнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B500 (Bp-1)	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	+	+		

ДОДАТОК Д

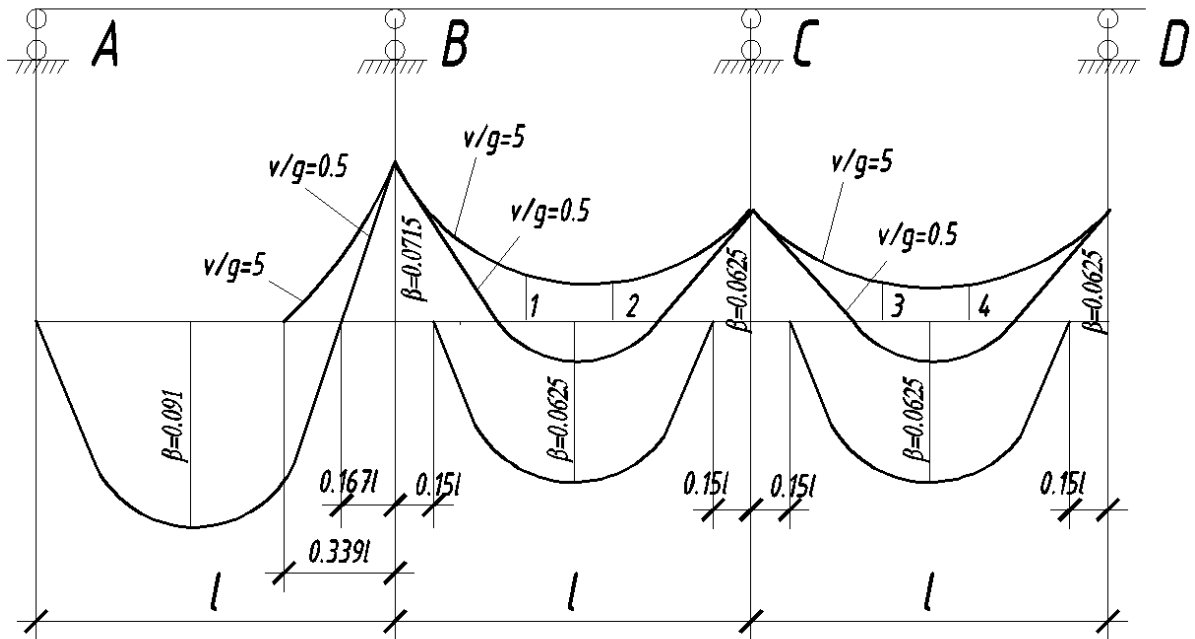
Значення коефіцієнтів α_m , ξ та ζ

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	—	—	—

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

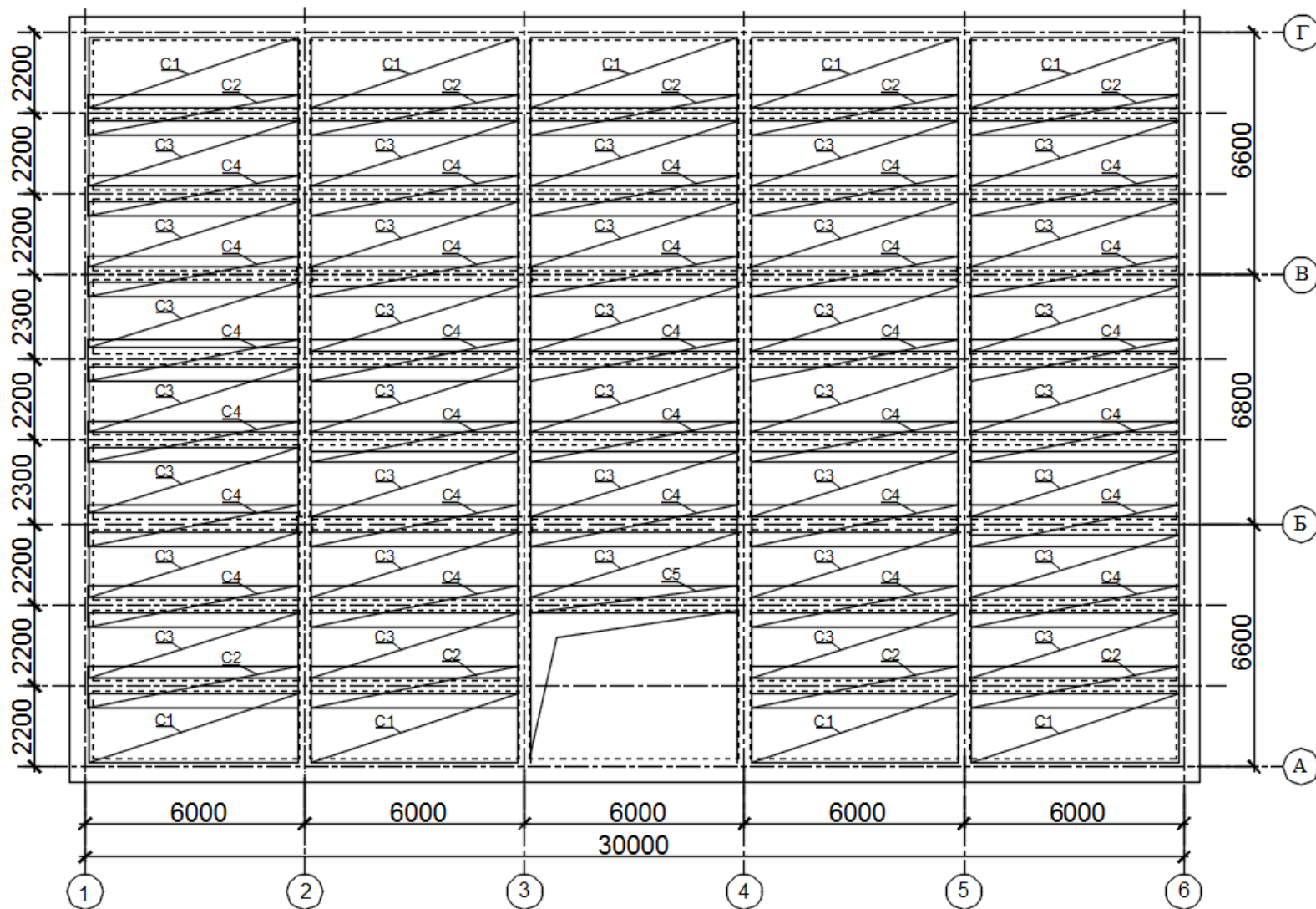
ДОДАТОК Е

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

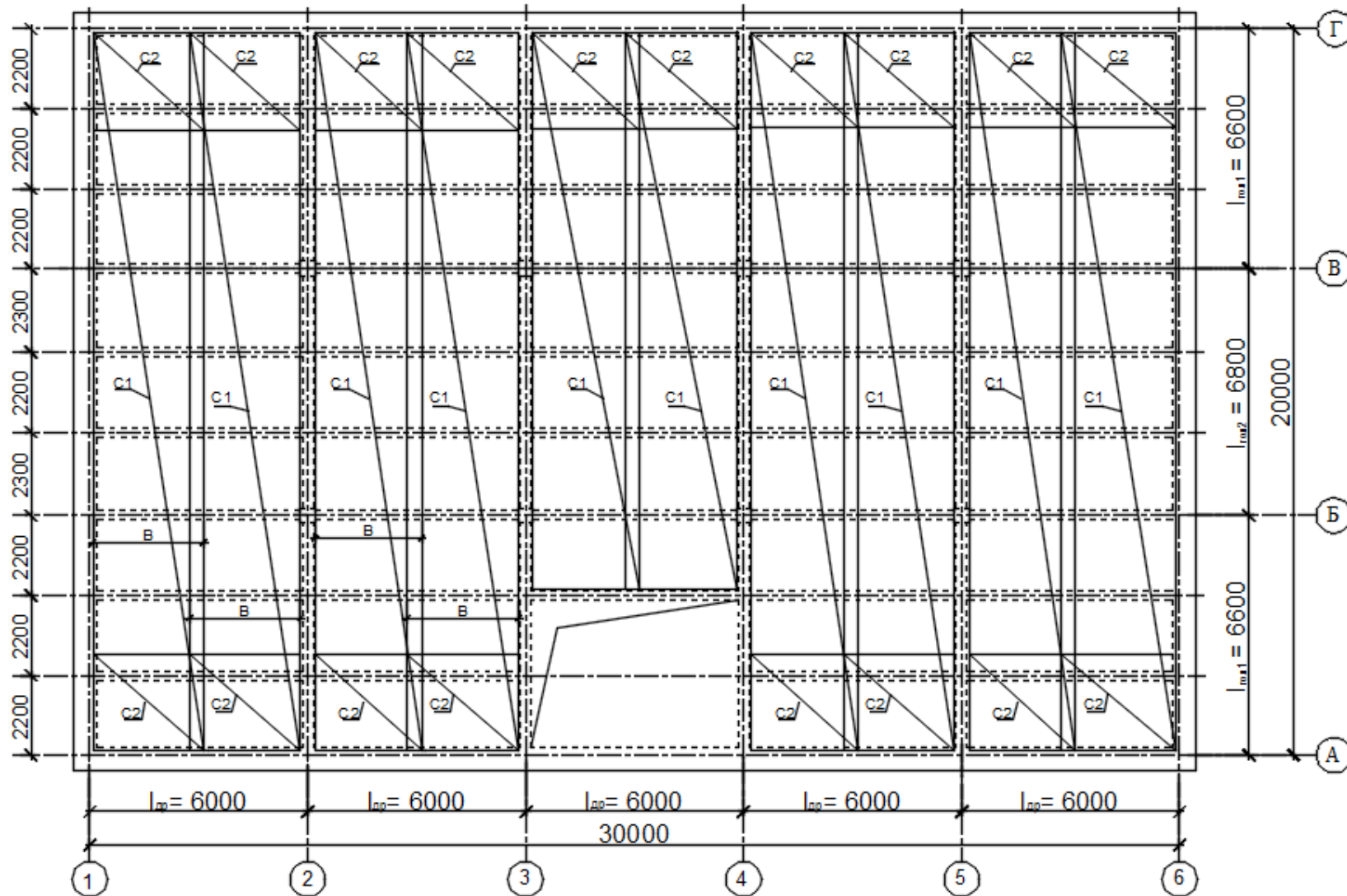


v/g	Коефіцієнт β для точок			
	1	2	3	4
0.5	0,022	0,024	0,028	0,028
1.0	0,016	0,009	0,013	0,013
1.5	-0,003	0	0,004	0,004
2.0	-0,009	-0,006	-0,003	-0,003
2.5	-0,012	-0,009	-0,006	-0,006
3.0	-0,016	-0,014	-0,01	-0,01
3.5	-0,019	-0,017	-0,013	-0,013
4.0	-0,021	-0,021	-0,015	-0,015
4.5	-0,022	-0,02	-0,016	-0,016
5.0	-0,024	-0,021	-0,018	-0,018

ДОДАТОК И
Схема армування монолітної плити роздільним способом

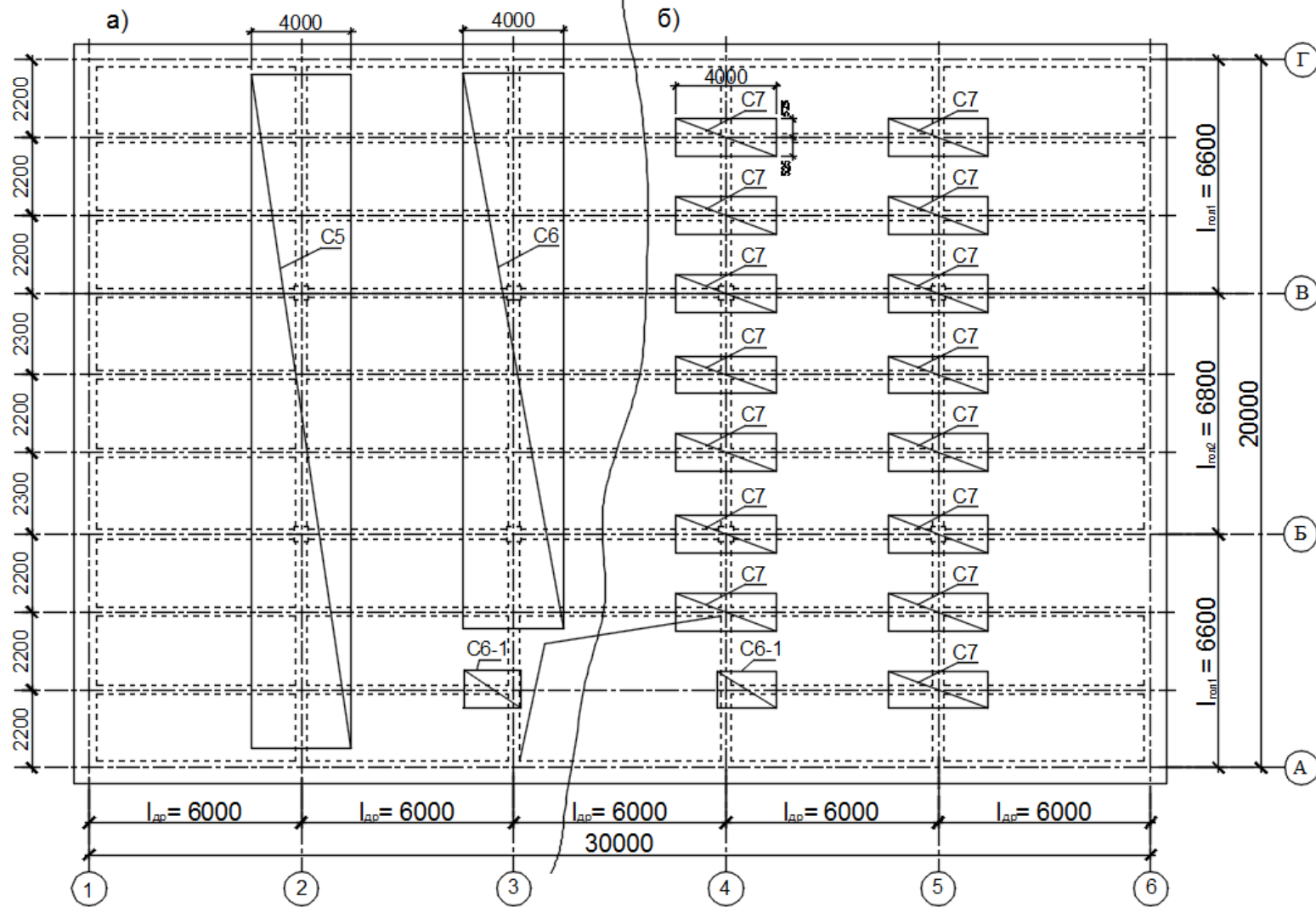


ДОДАТОК К
Схема армування монолітної плити безпервним способом



ДОДАТОК Л

Схема розташування опорних сіток під час армування другорядної балки: а) рулонні сітки; б) плоскі зварні сітки



Електронне навчальне видання

Методичні рекомендації
до виконання курсового проекту
з навчальної дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

Розділ 2

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

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм
навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,
освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)*

Укладачі: **ПСУРЦЕВА** Ніна Олексіївна,
РЕЗНІК Петро Аркадійович

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*
Редактор *О. В. Михаленко*
Комп'ютерне верстання *Н. О. Псурцева*

План 2024, поз. 4М

Підп. до друку 21.03.2024. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 2,2.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.