

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Київський національний університет будівництва і архітектури

Конструкції будівель та споруд

**Приклад розрахунку багатоповерхової промислової
будівлі із залізобетонним монолітним ребристим
перекриттям**

Методичні вказівки
до курсового проектування
для студентів, які навчаються
за напрямком підготовки
6.060102 «Архітектура будівель та споруд»

Київ 2016

УДК 624.012.4:624.92

ББК 38.5

К64

Укладачі: Д.О. Хохлін, канд. техн. наук, стар. наук. співробітник.

Я.О. Бова, канд. техн. наук., доцент

О.М. Скорук, асистент

Рецензент О.Д. Журавський, канд. техн. наук, доцент

Відповідальний за випуск О.Д. Журавський, канд. техн. наук.,
доцент

*Затверджено на засіданні кафедри залізобетонних та кам'яних
конструкцій. Київського національного університету будівництва і
архітектури, протокол № 10 від 18 січня 2016 р.*

Видається в авторській редакції.

Конструкції будівель та споруд. Приклад розрахунку елементів
К64 багатоповерхової промислової будівлі з монолітним ребристим
перекрыттям: методичні вказівки до курсового проектування / уклад.:
Д.О. Хохлін, Я.О. Бова, О.М. Скорук – К.: КНУБА, 2016. – 52 с.

Містять розрахунки конструкцій за першою групою граничних
станів згинальних та стиснутих елементів за ДБН В.2.6-98:2009.

Призначено для студентів за напрямком підготовки 6.060102
“Архітектура”

© Д.О. Хохлін, Я.О. Бова,

О.М. Скорук, 2016

© КНУБА, 2016

ЗМІСТ

<i>Загальні положення.....</i>	<i>4</i>
<i>1. Конструктивна схема перекриття.....</i>	<i>4</i>
<i>2. Розрахунок та конструювання залізобетонної монолітної плити перекриття.....</i>	<i>7</i>
<i>3. Розрахунок і конструювання другорядної балки.....</i>	<i>20</i>
<i>4. Розрахунок і конструювання колони.....</i>	<i>35</i>
<i>Додатки</i>	<i>44</i>
<i>Список використаної літератури</i>	<i>50</i>

ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Метою курсової роботи є ознайомлення студентів із загальними принципами розрахунків та конструювання залізобетонних елементів багатоповерхової промислової будівлі, надання практичних навичок у визначенні розмірів різних залізобетонних елементів, перевірки їхньої міцності, а також сприяння підвищенню загальної інженерної ерудиції майбутніх архітекторів.

У пропонованих методичних вказівках наведено приклад розрахунку та конструювання залізобетонної монолітної плити, другорядної балки та колони монолітного каркасу багатоповерхової споруди.

1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ПЕРЕКРИТТЯ

Монолітне ребристе перекриття складається з головних та другорядних балок, які монолітно поєднані плитою (рис.1.1).

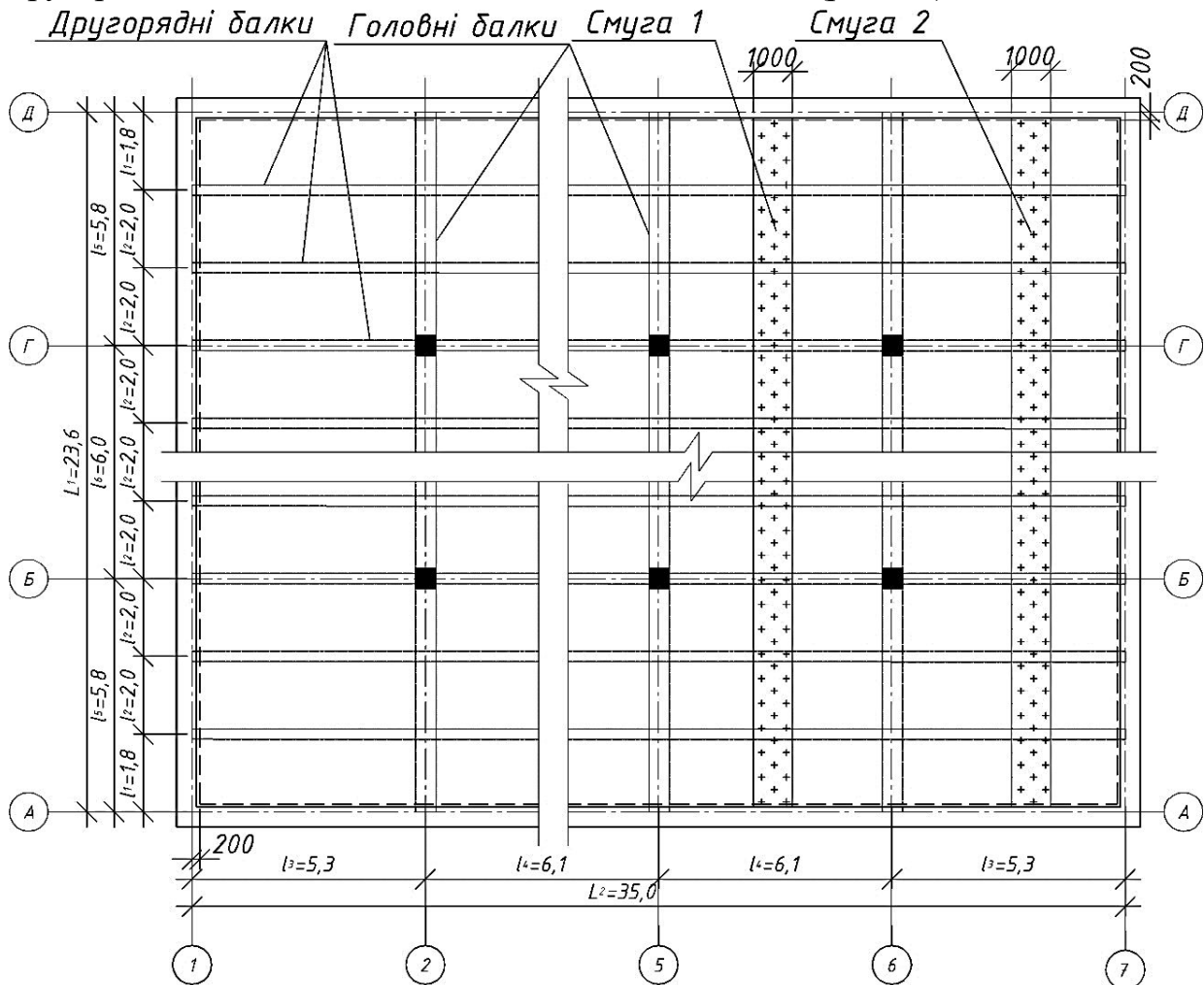


Рис. 1.1. Конструктивна схема перекриття з поперечним розташуванням головних балок

Ця конструктивна система ефективна завдяки зменшенню власної ваги, тому що, частина бетонного перерізу, яка знаходиться в розтягнутій зоні, вилучається, а в залишених ребрах розташовується розтягнута арматура.

Розглядають будівлю з характеристиками (рис.1.1):

- Розміри будівлі в плані $L_1 \times L_2$ в осях (м.): **23,6×35,0**.
- Клас відповідальності будівлі (категорія відповідальності конструкції): **СС-2 (Б, монол. колони - А)**.
- Висота поверху (м): **4,2**.
- Кількість поверхів: **4**.
- Корисне навантаження (кН/м²): **8,5**.
- Місце будівництва: **м. Харків**.
- Розташування головних балок: **поперек будівлі**.
- Кількість другорядних балок в прольоті: **2**.
- Тип армування: зварні сітки, каркаси та окремі в'язані стержні.
- Клас бетону: **C16/20**.
- Клас робочої арматури: перекриття – **A240C**; колони – **A400C**.

Для визначення кількості прольотів балок призначають їх приблизну характерну довжину прольоту 6,0 м. **Кількість прольотів головної балки:**

$$\frac{L_1}{6} = \frac{23,6}{6} \approx 3,9 \rightarrow 4 \text{ шт.}$$

Проліт головної балки поділений другорядними балками на **3 ділянки** (за завданням - 2 другорядні балки в прольоті). Враховуючи вище отримане значення знаходять: $3 \times 4 = 12$ кроків другорядної балки.

Для вирівнювання моментів в крайніх прольотах плитної частини приймають їх довжину на 10...20% меншою:

$$2 \cdot 0,8l_2 + 10 \cdot l_2 = 11,6l_2 = 23,6 \text{ м.}$$

Приймають середні прольоти плити $l_2 \approx 2,0$ м (кратно 100мм, в окремих випадках допускається кратно 50мм.)

Крайні прольоти плити визначають за формулою:

$$l_1 = \frac{L_1 - 10 \cdot l_2}{2} = \frac{23,6 - 10 \cdot 2,0}{2} = 1,8 \text{ м.}$$

Перевіряють різницю між прийнятими розмірами, яка повинна бути в межах від 10...20%:

$$\frac{l_2 - l_1}{l_2} \times 100\% = \frac{2,0 - 1,8}{2,0} \times 100\% = 10\%$$

Відповідні прольоти головних балок (l_5 - крайній; l_6 - середній):

$$l_5 = l_1 + l_2 \cdot 2 = 1,8 + 2,0 \cdot 2 = 5,8 \text{ м.}$$

$$l_6 = 3 \cdot l_2 = 3 \cdot 2,0 = 6,0 \text{ м.}$$

Кількість пролотів другорядної балки:

$$\frac{L_2}{6} = \frac{35,0}{6} \approx 5,8 \rightarrow 6 \text{ шт.}$$

Визначають довжину середніх пролотів, виходячи з того, що крайні прольоти повинні бути на 10...20% менші за середні:

$$2 \cdot 0,85l_4 + 4 \cdot l_4 = 5,7l_4 = 35,0 \text{ м.}$$

Приймають довжину середніх пролотів $l_4 \approx 6,1$ м (кратно 100мм)

Крайні прольоти другорядної балки:

$$l_3 = \frac{L_2 - 4 \cdot l_4}{2} = \frac{35,0 - 4 \cdot 6,1}{2} = 5,3 \text{ м.}$$

Перевіряють різницю між прийнятими розмірами, що повинно бути в межах від 10...20%.:

$$\frac{l_4 - l_3}{l_4} \times 100\% = \frac{6,1 - 5,3}{6,1} \times 100\% = 13,1\%$$

1.1 ПОПЕРЕДНЄ ВИЗНАЧЕННЯ РОЗМІРІВ ПЕРЕРІЗІВ КОНСТРУКЦІЙ

Для продовження розрахунків необхідно призначити попередні розміри елементів перекриття на основі досвіду проектування. Перерізи конструкцій рекомендується приймати з ряду: 50;60;70;80;100;120;150;180; 200;220;250;300;350;400;450;500;600;700;800;1000;1200.

Висоту ($h_{з.б.}$) та ширину головних балок ($b_{з.б.}$) рекомендується приймати за умови, що ширина складає приблизно половину висоти балки

$$h_{з.б.} = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) l_{з.б.} = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) 6000 = 750 \dots 500 \approx 600 \text{ мм};$$

$$b_{з.б.} = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h_{з.б.} = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) 600 = 300 \text{ мм.}$$

Визначають **висоту другорядної балки**:

$$h_{д.б.} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20} \right) l_{д.б.} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20} \right) 6100 = 508 \dots 305 \approx 380 \text{ мм.}$$

Приймають $h_{д.б.} = 400 \text{ мм}$ (за рядом вище округленням у більшу сторону).

$$b_{д.б.} = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h_{д.б.} = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) 400 = 200 \text{ мм.}$$

Товщину плити (тонкої частини) приймають за дод.1 [3.3]:

$$h_{пл.} = 60 \text{ мм.}$$

1.2 ВИЗНАЧЕННЯ НЕОБХІДНОГО ОБ'ЄМУ БЕТОНУ НА ПЕРЕКРИТТЯ

Визначають об'єм бетону **плити перекриття**:

$$V_{пл.} = L_1 \cdot L_2 \cdot h_{пл.} = 23,6 \cdot 35,0 \cdot 0,06 = 49,56 \text{ м}^3.$$

Визначають об'єм бетону **другорядної балки**:

$$V_{др.б.} = n \cdot L_2 \cdot (h_{др.б.} - h_{пл.}) b_{др.б.} = 11 \cdot 35,0 \cdot (0,4 - 0,06) \cdot 0,2 = 26,18 \text{ м}^3.$$

Визначають об'єм бетону **головної балки**:

$$V_{г.б.} = n \cdot L_1 \cdot (h_{г.б.} - h_{пл.}) b_{г.б.} = 5 \cdot 23,6 \cdot (0,6 - 0,06) \cdot 0,3 = 19,12 \text{ м}^3,$$

де n - кількість одиниць відповідного елемента.

Загальний об'єм бетону обчислюють за формулою:

$$V = V_{пл.} + V_{др.б.} + V_{г.б.} = 49,56 + 26,18 + 19,12 = 94,86 \text{ м}^3.$$

2. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

Повздовжній переріз плити з розрахунковими прольотами наведений на рис.2.1.

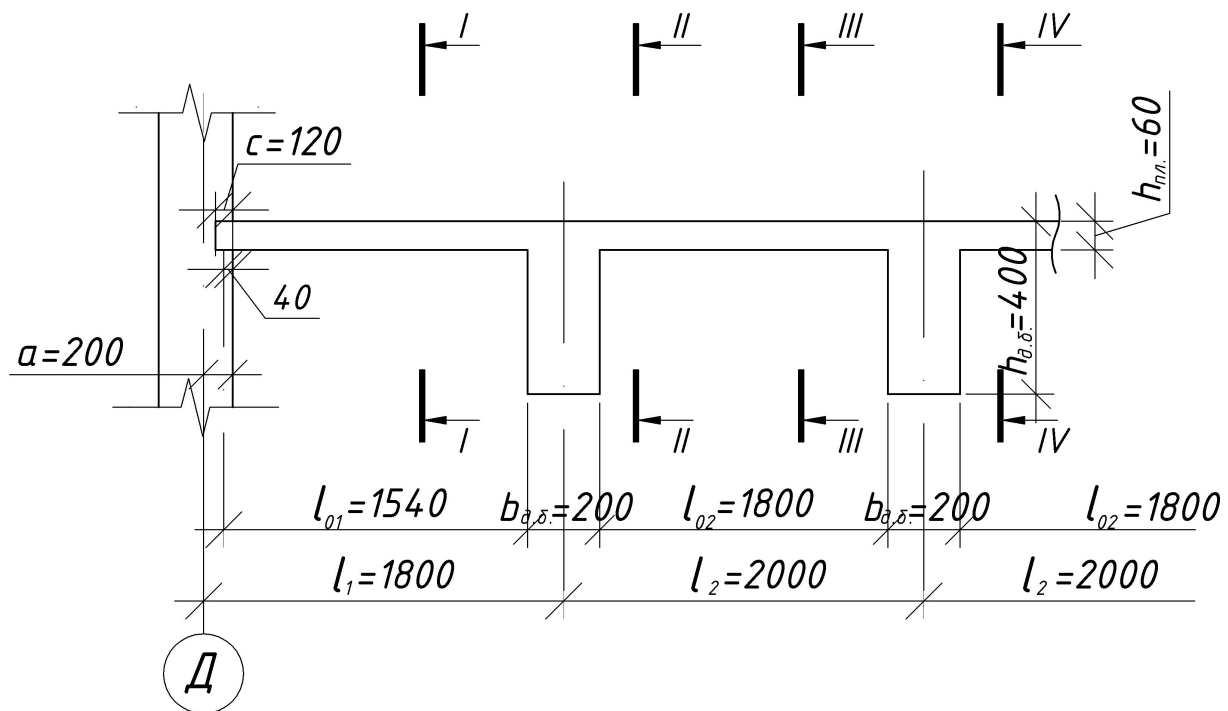


Рис.2.1. Визначення розрахункових прольотів плити

Крайній розрахунковий проліт плити визначають з урахуванням довжини опори плити на стіну $c=120$ мм та трикутної епюри тиску на стіну:

$$l_{01} = l_1 - a - \frac{b_{\text{д.б.}}}{2} + \frac{c}{3} = 1800 - 200 - \frac{200}{2} + \frac{120}{3} = 1540 \text{ мм.}$$

Середній розрахунковий проліт визначають, як відстань між ребрами другорядних балок (рис. 2.1).

$$l_{02} = l_2 - b_{\text{д.б.}} = 2000 - 200 = 1800 \text{ мм.}$$

Збір навантаження виконують згідно [1.5] і записують у табличній формі (табл. 2.1).

Згинальні моменти в крайньому прольоті (тут і далі розраховується смуга плити шириною 1м)

$$M_I = \frac{(g + v)l_{01}^2}{11} = \frac{14,25 \cdot 1,54^2}{11} = 3,08 \text{ кНм}$$

В середніх прольотах і на проміжних опорах:

$$M_{II} = -M_c = \frac{(g + v)l_{02}^2}{16} = \frac{14,25 \cdot 1,8^2}{16} = 2,89 \text{ кНм}$$

Таблиця 2.1

Навантаження на 1м² монолітної залізобетонної плити перекриття

Навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm}	Коефіцієнт надійності за призначенням γ_n^{***}	Розрахункове навантаження, кН/м ²
<u>Постійне g</u>				
• вага підлоги <u>плиткова</u>	$g_{k1} = 1,4^*$	1,25**	1,05	$g_1 = 1,84$
• вага залізобетонної плити (60мм) $h_{пл} \cdot \rho_{з/б} \cdot 9,81$	$g_{k2} = 1,47$	1,1	1,05	$g_2 = 1,70$
<u>Разом</u>	$g_k = 2,87$	-	-	$g = 3,54$
<u>Тимчасове (корисне) v</u>	$v_k = 8,5$	1,2	1,05	$v = 10,71$
<u>Всього</u>	$g_k + v_k = 11,37$	-	-	$g + v = 14,25$

Примітки:

 $\rho_{з/б} = 2,5 \text{ т/м}^3$ – щільність важкого залізобетону;

* - характеристичне навантаження визначене згідно табл.1 дод.5 [3.3];

** – прийнято усереднене значення коефіцієнту для різних варіантів підлоги;

***– для будівлі класу відповідальності СС-2 та конструкцій категорії відповідальності за табл. Б.[1.4].

На проміжній опорі В при *роздільному армуванні зварними плоскими сітками з поперечною робочою арматурою та в'язаними сітками без відгинів*, згинальний момент дорівнює

$$M_B = -\frac{(g + v)l_{02}^2}{14} = -\frac{14,25 \cdot 1,8^2}{14} = -3,30 \text{ кНм}$$

На проміжній опорі В при *безперервному армуванні зварними рулонними сітками та в'язаними сітками з відгинами*:

$$M_B = -\frac{(g + v)l_{01}^2}{11} = -\frac{14,25 \cdot 1,54^2}{11} = -3,07 \text{ кНм}$$

Розрахункова схема та еюра згинальних моментів в плиті наведена на рис 2.2.

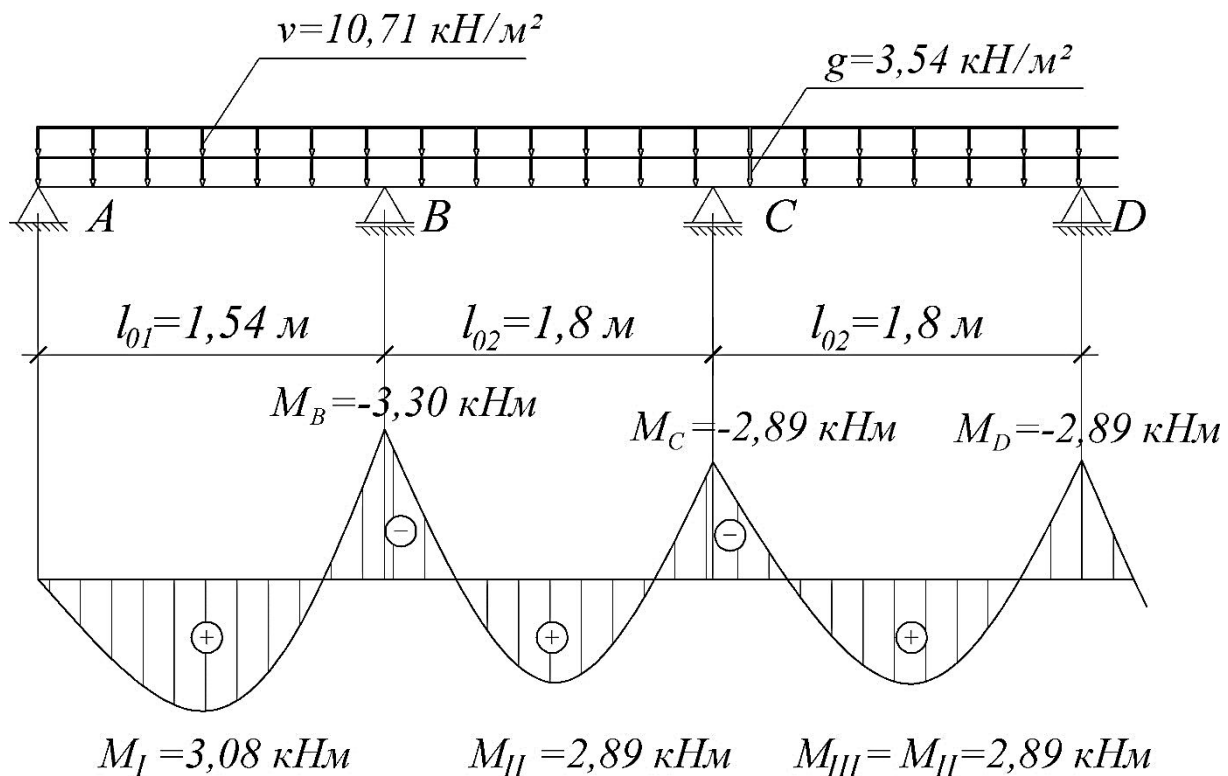


Рис.2.2. Розрахункова схема та епюра згинальних моментів

2.1. ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

Основні характеристики матеріалів для проектування визначають згідно із завданням.

Клас бетону **C16/20** з характеристиками (дод. I табл. 1.1):

$$f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}; \quad f_{ck} = 15,0 \text{ МПа}; \quad f_{ctm} = 1,9 \text{ МПа}; \quad \epsilon_{cu,3} = 3,23\text{‰}.$$

Клас арматури **A240C** з характеристиками (дод. II табл. 2.1.):

$$f_{yk} = 240 \text{ МПа}; \quad f_{yd} = 225 \text{ МПа}; \quad \epsilon_{so} = 1,07\text{‰}.$$

Визначають граничну відносну висота стиснутої ділянки бетону за формулою

$$\xi_R = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{\epsilon_{cu,3}}{\epsilon_{cu,3} + \epsilon_{so}} = \frac{3,23}{3,23 + 1,07} = 0,751$$

Обчислені значення граничної відносної висоти вказані у дод. I табл. 1.2.

Розрахунковий переріз плити наведений на рис.2.3.

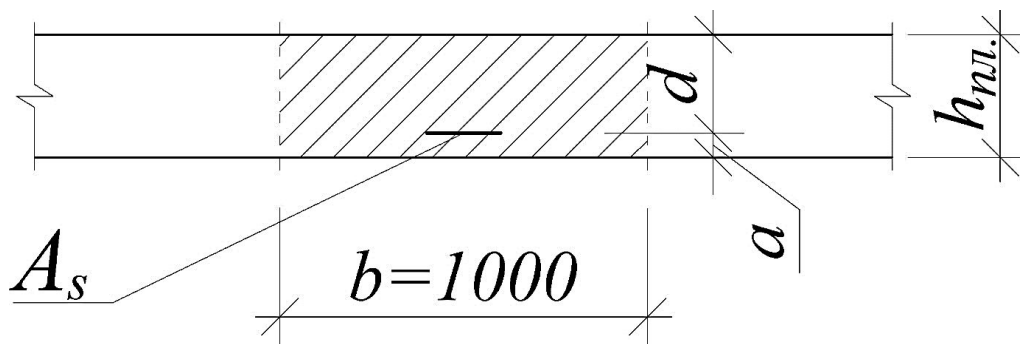


Рис. 2.3. Розрахунковий переріз плити

2.2. УТОЧНЕННЯ ЕФЕКТИВНОЇ ТОВЩИНИ ПЛИТИ

Попередньо прийняту товщину плити уточнюють за найбільшим згинальним моментом. Для цього визначають мінімальну ефективну робочу висоту d поперечного перерізу плити.

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_{\max}}{\alpha_{m,eff}^{\max} \cdot f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{3,30 \cdot 10^6}{0,115 \cdot 11,5 \cdot 1000}} = 49,88 \approx 50 \text{ мм}$$

де $\alpha_{m,eff}^{\max} = 0,8\xi(1 - 0,4\xi) = 0,077 \dots 0,113 \approx 0,113$;

$\xi = 0,1 \dots 0,15$ – для плоских плит

Тоді мінімальна висота плити:

$$h_{\min} = d_{\min} + a_{\min} = 50 + 12 = 62 \text{ мм},$$

де $a_{\min} = 12$ мм – мінімальна відстань арматури до центру ваги плити.

Приймають остаточно $h = 60$ мм (різниця з h_{\min} в межах допустимих 5%).

2.3. РОЗРАХУНОК НЕОБХІДНОЇ ПЛОЩІ АРМАТУРИ ДЛЯ ПЛИТИ

Схема розташування повздовжнього армування наведена на рис. 2.4.

Попередня робоча висота поперечного перерізу плити:

$$d = h - a = 60 - 15 = 45 \text{ мм},$$

де попередньо припускають $a \approx 15$ мм.

Далі визначають площі поперечного перерізу робочої арматури для кожного характерного перерізу плити (рис.2.1).

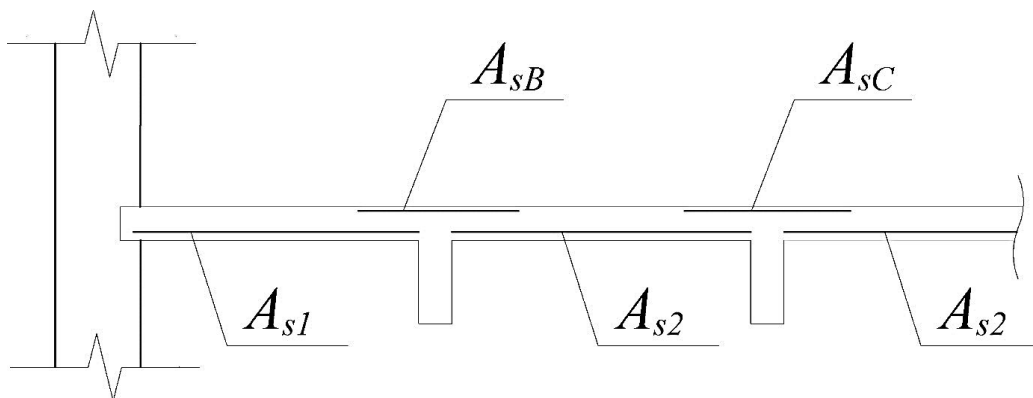


Рис. 2.4. Схема розташування поздовжнього робочого напрямку армування

Переріз I-I площа армування A_{s1} :

$$\alpha_m = \frac{M_I}{f_{cd} b d^2} = \frac{3,08 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 45^2} \approx 0,132$$

За дод. I табл. 1.3 при $\alpha_m = 0,132$ знаходять найближчі значення $\zeta = 0,928$ та $\xi = 0,18$ (більш точно коефіцієнти приймають за інтерполяцією; якщо $\zeta > 0,95$, то приймаємо $\zeta = 0,95$).

Перевіряють варіант руйнування перерізу з умови:

$$\xi = 0,18 < \xi_R = 0,751$$

Встановлено, що руйнування починається з розтягнутої арматури [3.4]

Плече пари сил в перерізі:

$$z = \zeta \cdot d = 0,928 \cdot 45 = 42 \text{ мм}$$

Тоді встановлюють необхідну площу поперечного перерізу робочої арматури:

$$A_{sI} = \frac{M_I}{f_{yd} z} = \frac{3,08 \cdot 10^6}{225 \cdot 42} = 325,2 \text{ мм}^2$$

На опорі В площа армування A_{sB} :

$$\alpha_m = \frac{M_B}{f_{cd} b d^2} = \frac{3,30 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 45^2} \approx 0,141$$

За дод. I табл. 1.3 при $\alpha_m = 0,141$ аналогічно знаходимо значення $\zeta = 0,924$ та $\xi = 0,19$.

Перевіряють варіант руйнування перерізу з умови:

$$\xi = 0,19 < \xi_R = 0,751$$

Плече пари сил в перерізі:

$$z = \zeta \cdot d = 0,924 \cdot 45 = 42 \text{ мм}$$

Тоді необхідна площа поперечного перерізу робочої арматури:

$$A_{sB} = \frac{M_B}{f_{yd} z} = \frac{3,30 \cdot 10^6}{225 \cdot 42} = 349,2 \text{ мм}^2$$

Переріз II-II та на опори С площа армування $A_{sII} = A_{sC}$. Враховано зниження розтягуючих зусиль внаслідок наявності розпору плити, обрамленої балками з 4-х сторін.

$$\alpha_m = \frac{0,8M_{II}}{f_{cd} b d^2} = \frac{0,8 \cdot 2,89 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 45^2} \approx 0,099$$

За дод. I табл. 1.3 при $\alpha_m = 0,099$ знаходять значення $\zeta = 0,948$ та $\xi = 0,13$.

Перевіряють варіант руйнування перерізу з умови:

$$\xi = 0,13 < \xi_R = 0,751.$$

Плече пари сил в перерізі:

$$z = \zeta \cdot d = 0,948 \cdot 45 = 43 \text{ мм.}$$

Тоді необхідна площа поперечного перерізу робочої арматури:

$$A_{sII} = A_{sC} = \frac{0,8M_{II}}{f_{yd} z} = \frac{0,8 \cdot 2,89 \cdot 10^6}{225 \cdot 43} = 244,7 \text{ мм}^2.$$

2.4. КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

Метою конструювання плити є підбирання робочої сітки за отриманими значеннями площі армування.

Враховуючи отримані дані, в одному з варіантів армують плиту **зварними сітками з поперечною робочою арматурою**.

Основні розміри сітки та їх позначення зображені на рис.2.5.

Сітка маркується умовними позначеннями, які наведені у [3.3]:

$$C \frac{D-v}{d-u} A \times L,$$

де C - назва позначення сітки;

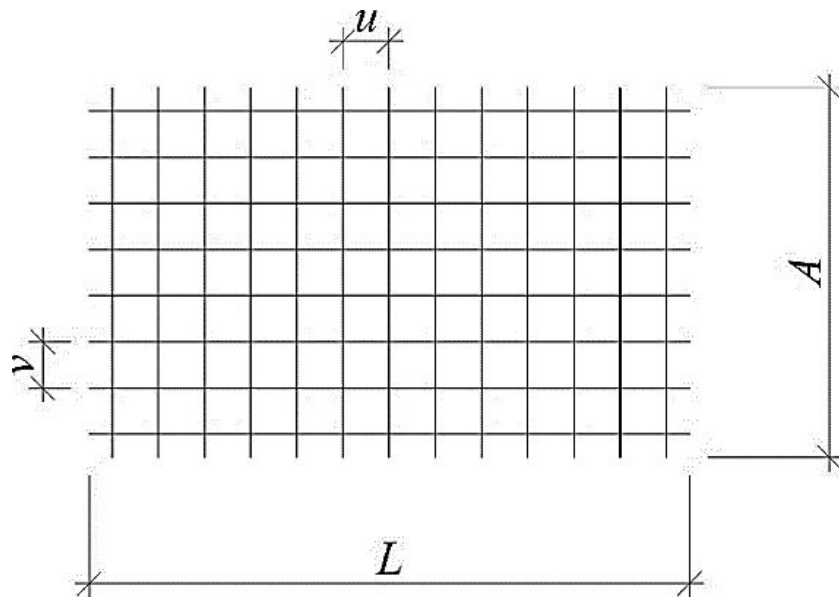


Рис. 2.5. Зварна сітка з умовними розмірами

D - діаметр і клас повздовжніх стержнів;

v - крок повздовжніх стержнів;

d - діаметр і клас поперечних стержнів;

u - крок поперечних стержнів;

A - ширина сітки;

L - довжина сітки.

Розташування сіток у поздовжньому напрямку плити показано на рис.2.6.

Для стандартних сіток заводського виготовлення справедливі наступні конструктивні умови:

- діаметр робочого армування в попер. напрямку $d = 6...10$ мм;
- $A \leq 3800$ мм;
- крок робочого армування $u = 100...200$ мм.

Підбір арматури для варіанту із зварними сітками

Підбір необхідної площі армування приймають відповідно до розрахункових смуг (шириною 1 метр, рис.1.1 та 2.3) з врахуванням конструктивних вимог. Схема армування плити перекриття зварними сітками з поперечною арматурою наведено на рис. 2.7.

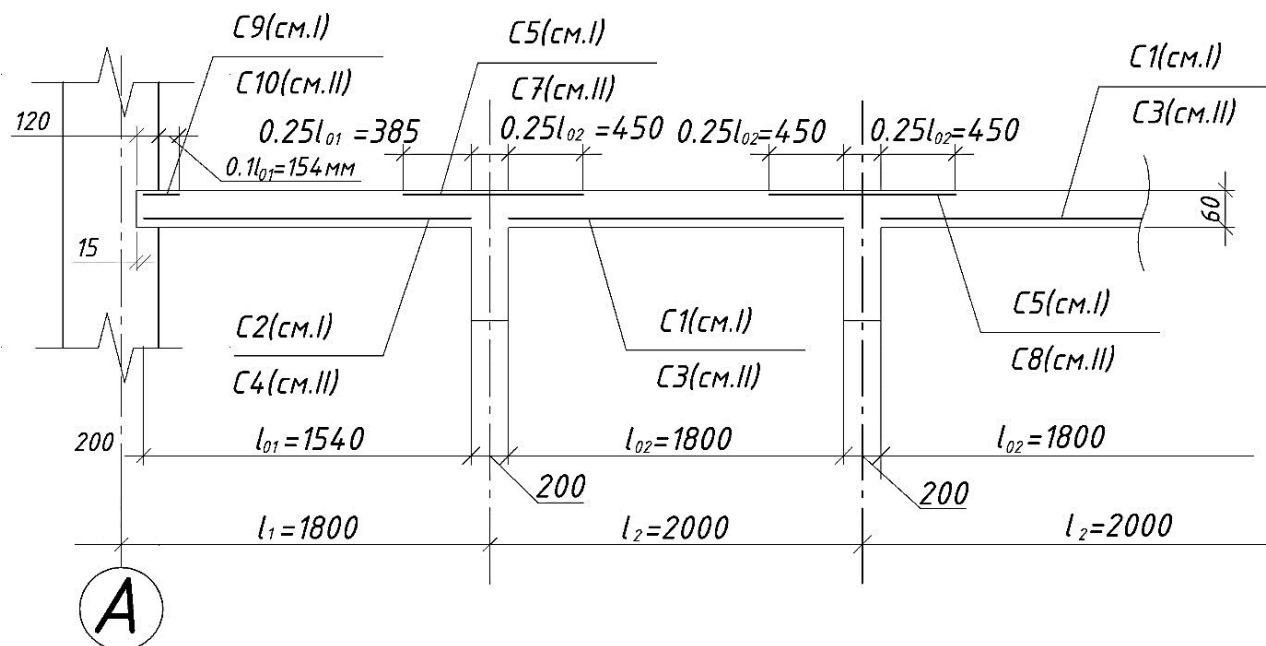


Рис. 2.6. Розташування сіток вздовж плити

СМУГА I – смуга на крайніх ділянках плити вздовж стіни, необрамлених із всіх сторін ребрами (розташування сіток рис.2.6):

Сітка C1: $A_s = A_{sII} / 0,8 = 244,7 / 0,8 = 305,9 \text{ мм}^2$ (тут і далі збільшуючим коефіцієнтом (1/0,8) до необхідного перерізу арматури враховано відсутність зниження розтягуючих зусиль від розпору плити при обрамленні балками тільки з 3-х сторін для крайньої смуги I).

За дод. II табл.2.2. виконують підбір **робочої** арматури: клас арматури – стержнева A240C; діаметр стержнів 6 мм; крок – 150 мм. ($A_s^{\phi} = 339,6 \text{ мм}^2 > 305,9 \text{ мм}^2$).

Відповідно до вимог конструювання за дод. II табл.2.3. виконують підбір **конструктивної** арматури: клас арматури – дріт Вр-I; діаметр стержнів 4 мм; крок – 350 мм.

Отримують сітку з параметрами

$$C1 \frac{\varnothing 4 \text{ Вр-I} - 350}{\varnothing 6 \text{ A240C} - 150} 1800 \times 5060.$$

Сітка C2: $A_s = A_{sI} = 325,2 \text{ мм}^2$.

Робоча арматура: крок – **150 мм**; діаметр стержнів **8 мм**; клас арматури – стержнева **A240C** ($A_s^{\phi} = 335,0 \text{ мм}^2 > 325,2 \text{ мм}^2$).

Отримуємо сітку з наступними параметрами:

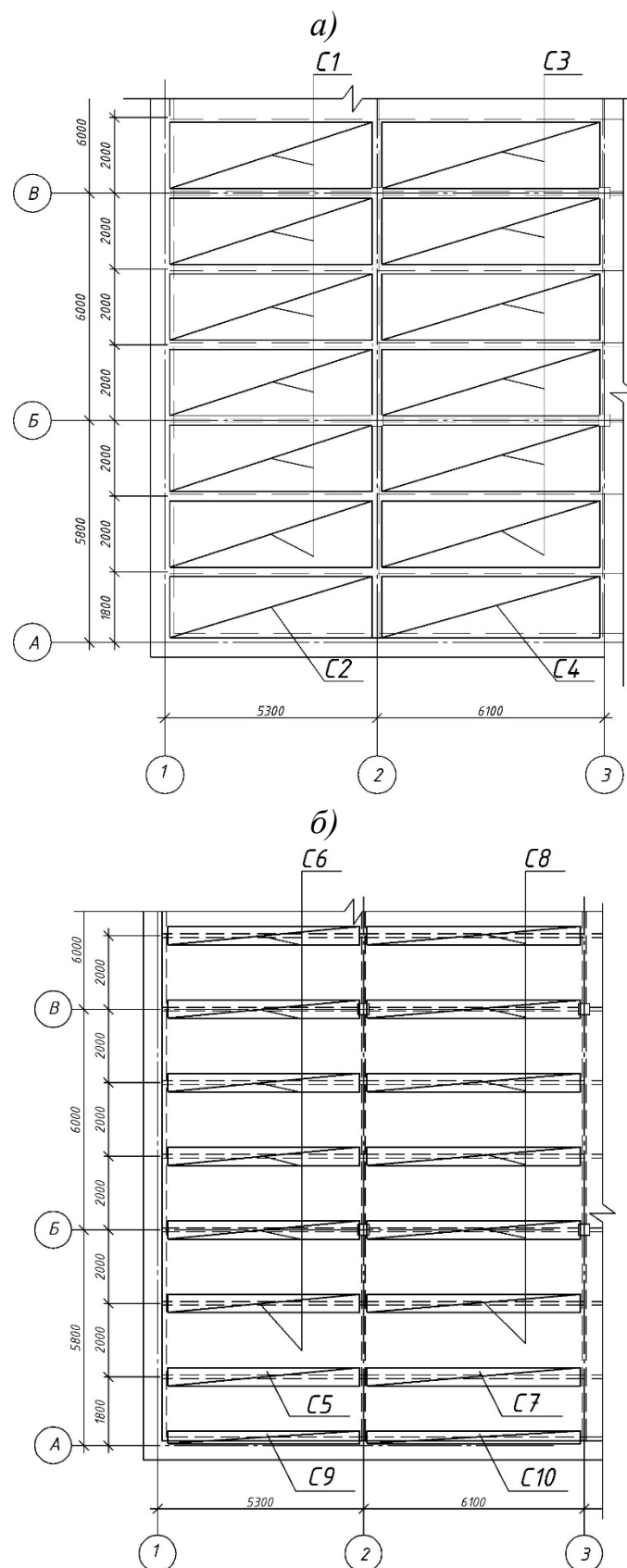


Рис. 2.7. Армування плити зварювальними сітками з поперечною робочою арматурою:

a - розкладка сіток по низу плити; *б* - розкладка сіток по верху плити.

Конструктивна арматура: крок – **350 мм**; діаметр стержнів **4 мм**; клас арматури – дріт **Bp-I**).

$$C2 \frac{\varnothing 4 Bp - I - 350}{\varnothing 8 A240C - 150} 1605 \times 5060$$

Сітка C5: $A_s = A_{sI} = 349,2 \text{ мм}^2$. Крок – **150 мм**, армування **Ø10 240C** ($A_s^\phi = 523 \text{ мм}^2 > 349,2 \text{ мм}^2$):

$$C5 \frac{\varnothing 4 Bp - I - 350}{\varnothing 10 A240C - 150} 1035 \times 5060$$

Сітка C6: $A_s = A_{sC} / 0,8 = 244,7 / 0,8 = 305,9 \text{ мм}^2$. Крок – **150 мм**, армування **Ø8 240C** ($A_s^\phi = 335 \text{ мм}^2 > 305,9 \text{ мм}^2$):

$$C6 \frac{\varnothing 5 Bp - I - 350}{\varnothing 8 A240C - 150} 1100 \times 5060$$

Сітка C9: $A_s = 0,33 A_{sI} = 0,33 \cdot 325,2 \approx 107,3 \text{ мм}^2$. Крок – **200 мм**, армування **Ø6 240C** ($A_s^\phi = 141 \text{ мм}^2 > 107,3 \text{ мм}^2$):

$$C9 \frac{\varnothing 3 Bp - I - 260}{\varnothing 6 A240C - 200} 260 \times 5060$$

Сітка C10: $A_s = 0,33 A_{sI} = 0,33 \cdot 325,2 \approx 107,3 \text{ мм}^2$. Крок – **200 мм**, армування **Ø6 240C** ($A_s^\phi = 141 \text{ мм}^2 > 107,3 \text{ мм}^2$):

$$C10 \frac{\varnothing 3 Bp - I - 260}{\varnothing 6 A240C - 200} 260 \times 5800$$

СМУГА II (розташування сіток на рис. 2.6.):

Сітка C3: $A_s = A_{sII} = 244,7 \text{ мм}^2$. Крок – **150 мм**, армування **Ø8 240C** ($A_s^\phi = 335 \text{ мм}^2 > 244,7 \text{ мм}^2$):

$$C3 \frac{\varnothing 4 Bp - I - 350}{\varnothing 8 A240C - 150} 1800 \times 5800$$

Сітка C4: $A_s = A_{sI} = 325,2 \text{ мм}^2$. Крок – **150 мм**, армування **Ø8 240C** ($A_s^\phi = 335 \text{ мм}^2 > 325,2 \text{ мм}^2$):

$$C4 \frac{\varnothing 4 Bp - I - 350}{\varnothing 8 A240C - 150} 1605 \times 5800$$

Сітка C7: $A_s = A_{sB} = 349,2 \text{ мм}^2$. Крок – **150 мм**, армування **Ø10 240C** ($A_s^\phi = 523 \text{ мм}^2 > 349,2 \text{ мм}^2$):

$$C7 \frac{\varnothing 4Bp-I-350}{\varnothing 10A240C-150} 1035 \times 5800$$

Сітка C8: $A_s = A_{sC} = 244,7 \text{ мм}^2$. Крок – **150 мм**, армування **Ø8 240C** ($A_s^\phi = 335 \text{ мм}^2 > 244,7 \text{ мм}^2$):

$$C8 \frac{\varnothing 4Bp-I-350}{\varnothing 8A240C-150} 1100 \times 5800$$

Відповідно до ДБН [1.1] перевіряють умову граничних значень площі робочої арматури. Граничні значення перерізів робочої арматури:

$$A_{s,\min} = 135,0 \text{ мм}^2 < A_s^\phi = 141...335 \text{ мм}^2 < A_{s,\max} = 1920,0 \text{ мм}^2,$$

де
$$A_{s,\min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,6 \cdot 1000 \cdot 48}{240} \approx 135 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_t \cdot d = 0,04 \cdot 1000 \cdot 48 = 1920 \text{ мм}^2,$$

де f_{ctm} - не менше 2,6 МПа;

$$b_t = b = 1,0 \text{ м}.$$

Підбір арматури для варіанту із в'язаними сітками

Плита армована **в'язаними сітками без відгинів**. Розташування елементів армування плити в'язаними сітками представлено на рис.2.8.

Розглядають армування згідно рис.2.8.

Позиція 1: $A_s = A_{sI} = 325,2 \text{ мм}^2$, приймають **Ø10 A240C** з кроком **200 мм** ($A_s^\phi = 393,0 \text{ мм}^2$).

Позиція 2: $A_s = A_{sB} = 349,2 \text{ мм}^2$, приймають **Ø10 A240C** з кроком **200 мм** ($A_s^\phi = 393,0 \text{ мм}^2$).

Позиція 3: $A_s = A_{sII} / 0,8 = 305,9 \text{ мм}^2$, приймають **Ø10 A240C** з кроком **200 мм** ($A_s^\phi = 393,0 \text{ мм}^2$).

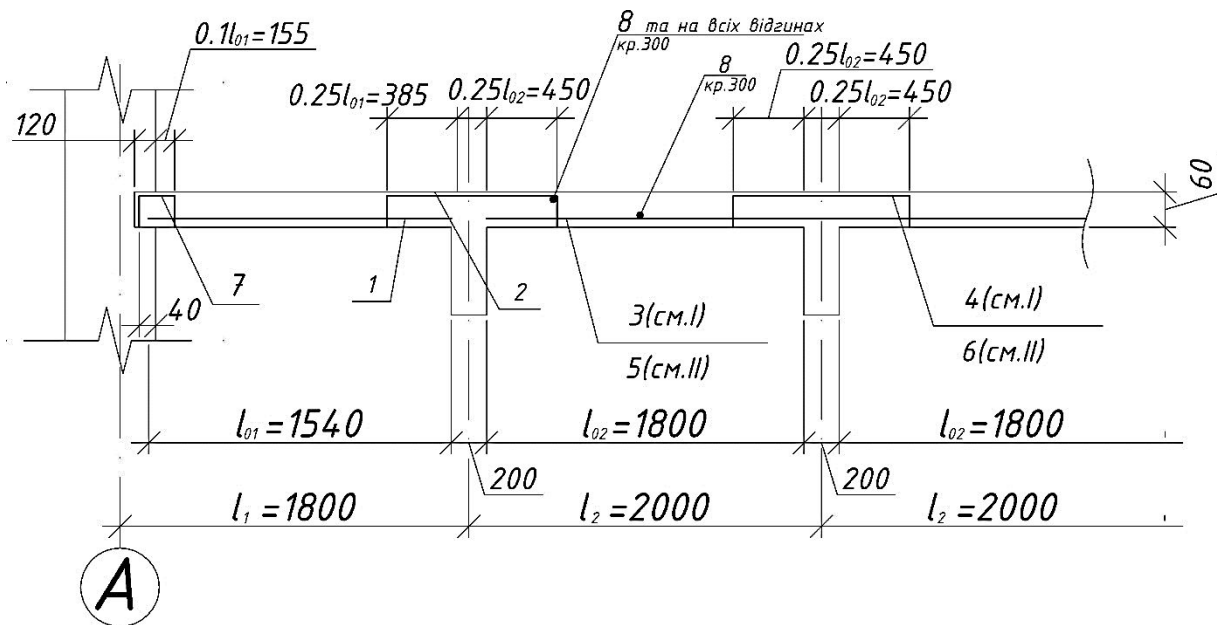


Рис.2.8. Армування плити в'язаними сітками (окремими стержнями) без відгинів

Позиція 4: $A_s = A_{sC} / 0,8 = 305,9 \text{ мм}^2$, приймають **Ø10 A240C** з кроком **200 мм** ($A_s^\phi = 393,0 \text{ мм}^2$).

Позиція 5: $A_s = A_{sII} = 244,7 \text{ мм}^2$, приймають **Ø8 A240C** з кроком **200 мм** ($A_s^\phi = 251,0 \text{ мм}^2$).

Позиція 6: $A_s = A_{sC} = 244,7 \text{ мм}^2$, приймають **Ø8 A240C** з кроком **200 мм** ($A_s^\phi = 251,0 \text{ мм}^2$).

Позиція 7: $A_s = 0,33 \cdot A_{sI} = 107,3 \text{ мм}^2$, приймають **Ø6 A240C** з кроком **200 мм** ($A_s^\phi = 141,0 \text{ мм}^2$).

Позиція 8: приймають **Ø6 A240C** з кроком **300 мм**, а також на всіх відгинах ($A_s^\phi = 93,0 \text{ мм}^2$, основна умова – площа перерізу $\geq 10 \dots 15\%$ від робочої арматури).

Позиція 9: приймають **Ø8 A240C** з кроком **200 мм** над головними балками ($A_s^\phi = 251,0 \text{ мм}^2$, основна умова - $\geq 33\%$ від площі перерізу робочої арматури).

Схема армування плити перекриття в'язаними сітка без відгинів наведено на рис. 2.9.

Відповідно до ДБН [1.1] перевіряють умову граничних значень площі робочої арматури. Граничні значення перерізів робочої арматури:

$$A_{s,\min} = 135,0 \text{ мм}^2 < A_s^\phi = 141...393 \text{ мм}^2 < A_{s,\max} = 1920,0 \text{ мм}^2$$

де
$$A_{s,\min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,6 \cdot 1000 \cdot 48}{240} \approx 135 \text{ мм}^2 ;$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_w \cdot d = 0,04 \cdot 1000 \cdot 48 = 1920 \text{ мм}^2 ,$$

де f_{ctm} - не менше 2,6 МПа;

$$b_t = b = 1,0 \text{ м} .$$

3. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОЇ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ ПЕРЕКРИТТЯ

Монолітні другорядні балки розраховують як багатопролітні нерозрізні балки, опорами яких є головні балки та зовнішні стіни. Навантаження – рівномірно розподілене, яке збирається зі смуги шириною, що дорівнює прольоту плити (відстань між осями другорядних балок).

Крайній розрахунковий проліт другорядної балки визначають з урахуванням довжини обпирання плити на стіну $c=250$ мм та опорної реакції від другорядної балки на відстані $\frac{c}{2}$ (рис. 3.1):

$$l_{03} = l_3 - a - \frac{b_{з.б.}}{2} + \frac{c}{3} = 5300 - 200 - \frac{300}{2} + \frac{250}{2} = 5075 \text{ мм}.$$

Середній розрахунковий проліт визначають, як відстань між ребрами другорядних балок (рис. 3.1).

$$l_{04} = l_4 - b_{з.б.} = 6100 - 300 = 5800 \text{ мм} .$$

Обчислюють навантаження на 1 п.м. другорядної балки.

Постійні навантаження:

- від ваги плити перекриття та підлоги:

$$g_1 = g l_2 = 3,54 \cdot 2,0 = 7,08 \text{ кН/м}$$

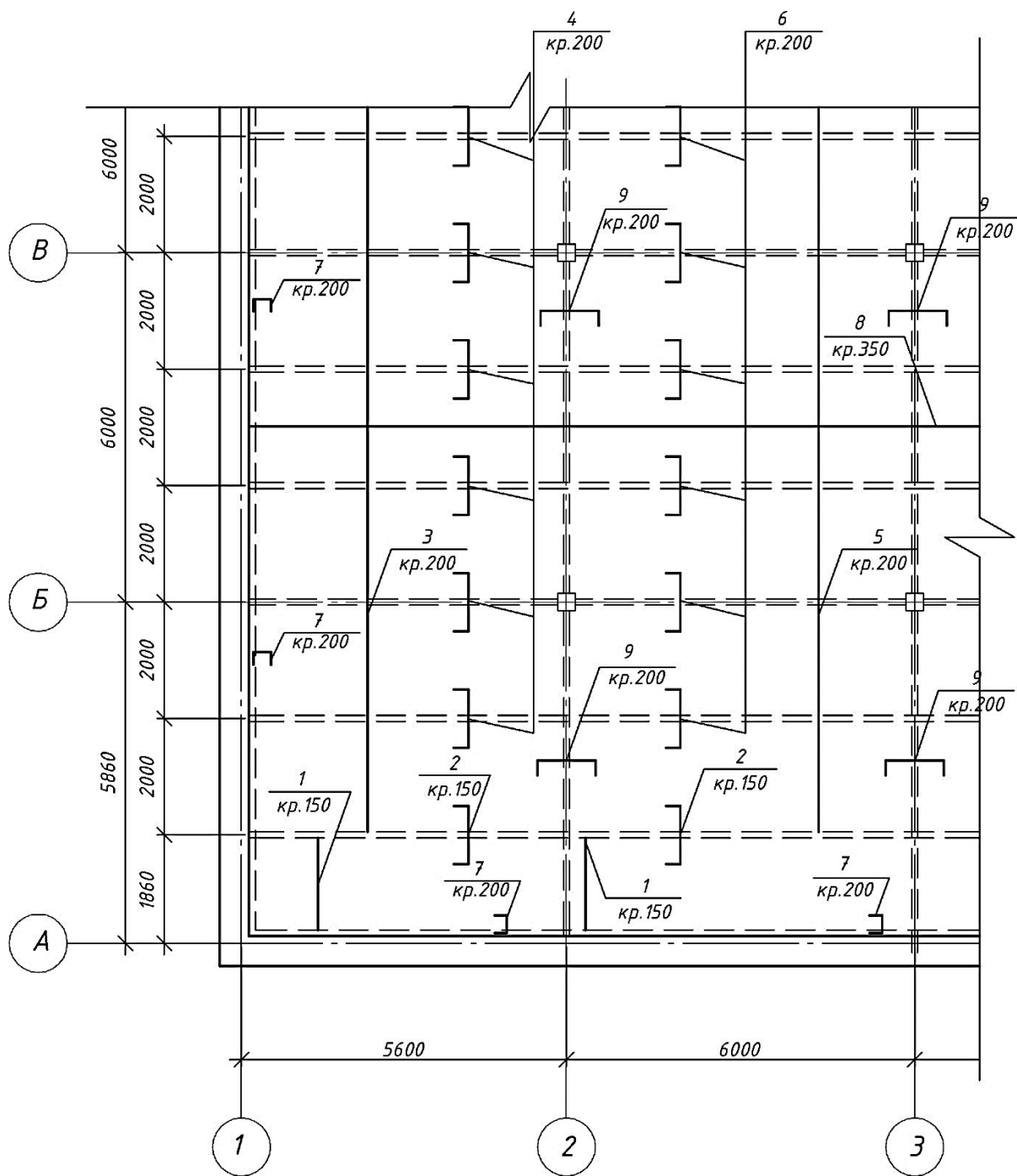


Рис.2.9. Схема армування плити в'язаними сітками без відгинів

- від ваги ребра другорядної балки:

$$g_2 = b_{д.б.} \cdot (h_{д.б.} - h_{пл}) \cdot 9,81 \cdot \rho \gamma_n \gamma_f = 0,2 \cdot (0,4 - 0,06) \cdot 9,81 \cdot 2,5 \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 1,93 \text{ кН/м}$$

Сумарне постійне навантаження:

$$g = g_1 + g_2 = 7,08 + 1,93 = 9,01 \text{ кН/м.}$$

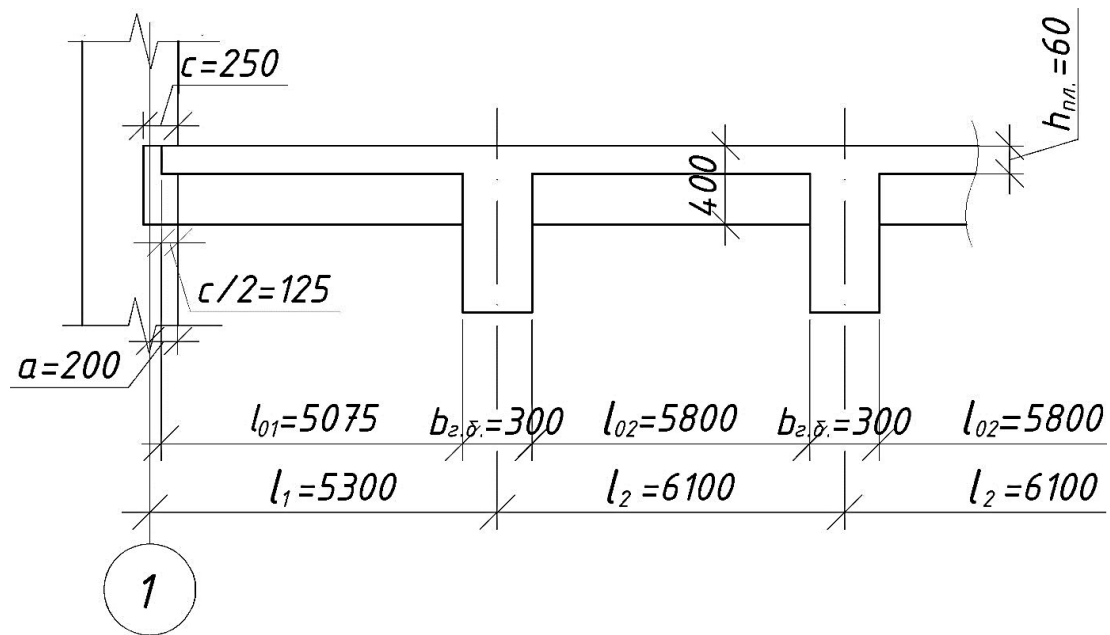


Рис. 3.1. Визначення розрахункових прольотів другорядної балки.

Корисне (тимчасове) навантаження:

$$v' = v \cdot l_2 = 10,71 \cdot 2,0 = 21,42 \text{ кН/м.}$$

Повне навантаження:

$$q = g + v' = 9,01 + 21,42 = 30,43 \text{ кН/м.}$$

Розрахункові зусилля в другорядній балці визначають з урахуванням їхнього перерозподілу внаслідок пластичних деформацій бетону.

Визначення згинальних моментів:

- в першому (крайньому) прольоті:

$$M_I = \frac{ql_{03}^2}{11} = \frac{30,43 \cdot 5,075^2}{11} = 71,25 \text{ кН·м;}$$

- на першій проміжній опорі:

$$M_B = -\frac{ql_{04}^2}{14} = -\frac{30,43 \cdot 5,8^2}{14} = -73,12 \text{ кН·м;}$$

- в середніх прольотах та на середніх опорах:

$$M_{II} = -M_c = \frac{ql_{04}^2}{16} = \frac{30,43 \cdot 5,8^2}{16} = 63,98 \text{ кН·м.}$$

Крім того, при різних комбінаціях розподілу тимчасових навантажень другорядної балки, в середніх прольотах можуть виникати від'ємні моменти, які визначають за формулою:

$$M_{II,min} = -\beta(g + v)l_{04}^2 = -0,011 \cdot 30,43 \cdot 5,8^2 = -11,26 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

де β - коефіцієнт, який визначається за дод. 11 табл. 1 [3.3] в залежності

$$\text{від співвідношення } \frac{v'}{g} = \frac{21,42}{9,01} = 2,38 \approx 2,5.$$

Розрахунок поперечних сил:

- на крайній опорі:

$$V_A = 0,4q(l_{03} - 0,5c) = 0,4 \cdot 30,43 \cdot (5,075 - 0,5 \cdot 0,25) = 60,25 \text{ кН};$$

- на першій проміжній опорі В зліва:

$$V_B^l = -0,6q(l_{03} - 0,5c) = -0,6 \cdot 30,43 \cdot (5,075 - 0,5 \cdot 0,25) = -90,38 \text{ кН};$$

- на першій проміжній опорі В справа та всіх інших опорах зліва і справа:

$$V_B^n = -V_C^l = V_C^n = \pm 0,5 \cdot q \cdot l_{04} = \pm 0,5 \cdot 30,43 \cdot 5,8 = \pm 88,25 \text{ кН}.$$

Розрахункова схема балки з розподілом зусиль, розрахованих вище наведена на рис.3.2.

3.1. УТОЧНЕННЯ ВИСОТИ ПЕРЕРІЗУ БАЛКИ

Перед розрахунком робочої арматури потрібно перевірити попередньо прийняті розміри поперечного перерізу другорядної балки за максимальним згинаючим моментом $M_{\max} = 73,12 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Для цього визначають мінімальну ефективну робочу висоту поперечного перерізу балки:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_{\max}}{\alpha_{m,eff}^{\max} \cdot f_{cd} \cdot b_w}} = \sqrt{\frac{73,12 \cdot 10^6}{0,115 \cdot 11,5 \cdot 200}} = 343 \text{ мм},$$

де $\alpha_{m,eff}^{\max} = 0,8\xi(1 - 0,4\xi) = 0,211 \dots 0,270 \approx 0,270$;

$\xi = 0,3 \dots 0,4$ - для балок.

Тоді мінімальна ефективна висота балки

$$h_{\min} = d_{\min} + a_{\min} = 343 + 40 = 383 \text{ мм} < h_{\text{д.б.}} = 400 \text{ мм};$$

де $a_{\min} = 40$ мм – для балок.

Другорядна балка являє собою елемент таврового перерізу. Відповідно розрахункова ширина стиснутої полиці, з умови ефективної роботи при стиску не може перевищувати значень b_{eff} (рис.3.3), визначених за співвідношеннями, наведеними нижче. Розрахункові півпрольоти плити складають:

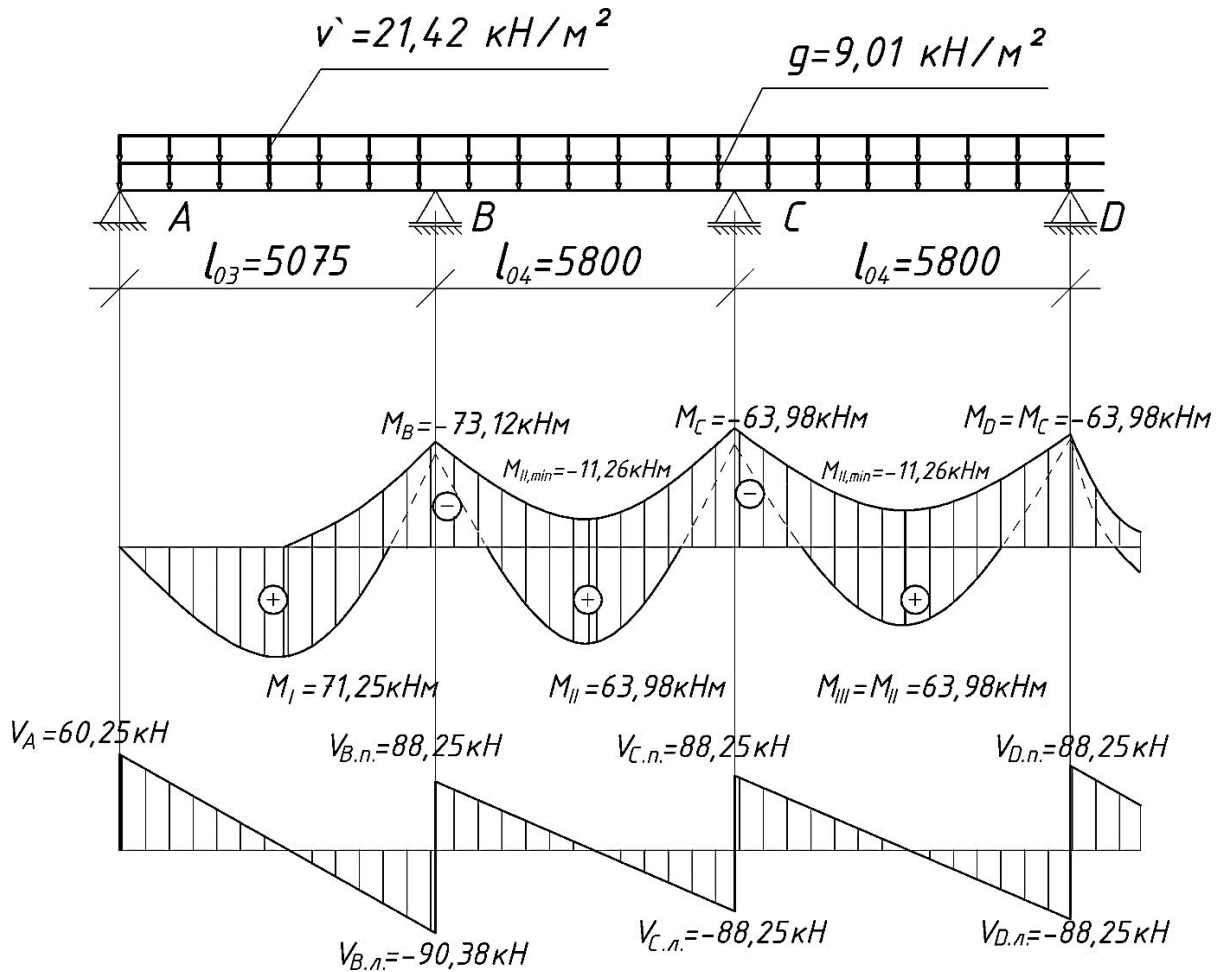


Рис. 3.2. Розрахункова схема та епюри згинальних моментів (огинаюча) і поперечних сил другорядної балки

$$b_1 = \frac{l_{01}}{2} = \frac{1540}{2} = 770 \text{ мм};$$

$$b_2 = \frac{l_{02}}{2} = \frac{1800}{2} = 900 \text{ мм}.$$

Тоді $b_{\text{eff},1}$ та $b_{\text{eff},2}$ полук визначають з умов [3.3]:

$$b_{eff,1} = (0,2b_1 + 0,1 \cdot (0,7 \cdot l_{04})) = (0,2 \cdot 770 + 0,1 \cdot 0,7 \cdot 5800) = 560 \text{ мм} \leq$$

$$\leq \{0,2 \cdot (0,7 \cdot l_{04}) = 812 \text{ мм}; b_1 = 770 \text{ мм}\} = 770 \text{ мм};$$

$$b_{eff,2} = (0,2b_2 + 0,1 \cdot (0,7 \cdot l_{04})) = (0,2 \cdot 900 + 0,1 \cdot 0,7 \cdot 5800) = 586 \text{ мм} \leq$$

$$\leq \{0,2 \cdot (0,7 \cdot l_{04}) = 812 \text{ мм}; b_2 = 900 \text{ мм}\} = 812 \text{ мм}.$$

Звідси b_{eff} буде дорівнювати:

$$b_{eff} = b_w + b_{eff,1} + b_{eff,2} = 200 + 560 + 586 = 1346 \text{ мм}.$$

Всі вищевказані величини позначені на рис.3.3.

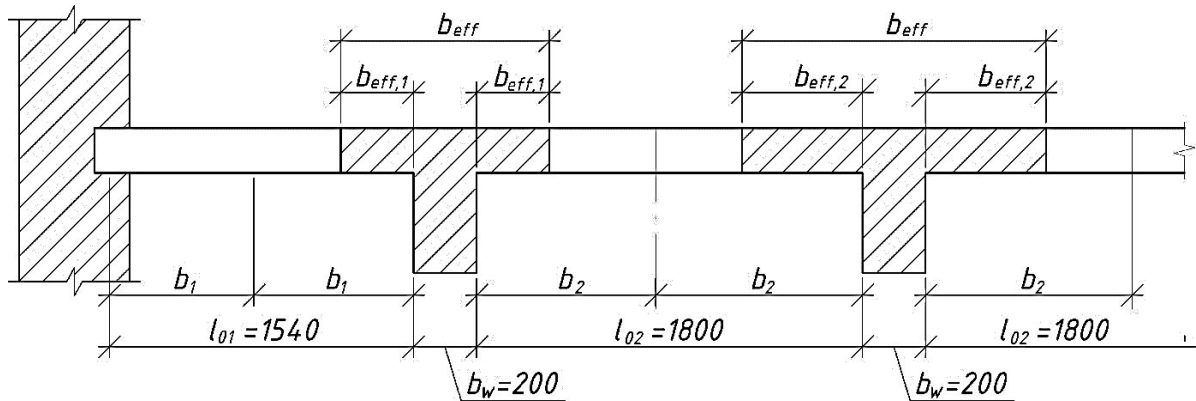


Рис. 3.3. Визначення розрахункової ширини полиці b_{eff}

3.2. РОЗРАХУНОК НЕОБХІДНОЇ ПЛОЩІ АРМАТУРИ ДЛЯ БАЛКИ

Розрахунковий переріз балки наведений на рис.3.4.

Робоча висота поперечного перерізу плити:

$$d = h_{д.б.} - a = 400 - 50 = 350 \text{ мм}.$$

де $a = 50$ мм.

Розраховують необхідну площу армування відповідно до розрахункових перерізів:

Переріз I-I площа армування A_{s1} :

$$\alpha_m = \frac{M_I}{f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{71,25 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1346 \cdot 350^2} \approx 0,037.$$

За дод. I табл. 1.3 при $\alpha_m = 0,037$ знаходять значення $\zeta = 0,980$ та $\xi = 0,05$ (приймають коефіцієнт $\zeta = 0,95$, оскільки $\zeta > 0,95$).

Перевіряють варіант руйнування перерізу з умови:

$$\xi = 0,05 < \xi_R = 0,751$$

Встановлено, що руйнування починається з розтягнутої арматури [3.4].

Плече пари сил в перерізі:

$$z = \zeta \cdot d = 0,950 \cdot 350 \approx 333 \text{ мм.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу робочої арматури:

$$A_{sI} = \frac{M_I}{f_{yd}z} = \frac{71,25 \cdot 10^6}{225 \cdot 333} = 951,0 \text{ мм}^2.$$

На опорі В площа армування A_{sB} :

$$\alpha_m = \frac{M_B}{f_{cd}b_w d^2} = \frac{73,12 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 200 \cdot 350^2} \approx 0,260.$$

За дод. I табл. 1.3 при $\alpha_m = 0,260$ знаходять значення $\zeta = 0,848$ та $\xi = 0,38$.

Перевіряють варіант руйнування перерізу з умови:

$$\xi = 0,38 < \xi_R = 0,751.$$

Плече пари сил в перерізі:

$$z = \zeta \cdot d = 0,848 \cdot 350 = 297 \text{ мм.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу робочої арматури:

$$A_{sB} = \frac{M_B}{f_{yd}z} = \frac{73,12 \cdot 10^6}{225 \cdot 297} = 1094,2 \text{ мм}^2.$$

Переріз II-II та III-III площа армування $A_{sII} = A_{sIII}$:

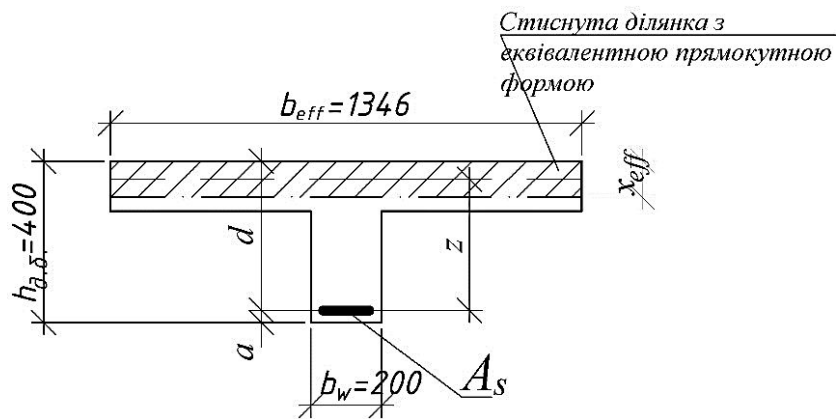
$$\alpha_m = \frac{M_{II}}{f_{cd}b_{eff} d^2} = \frac{63,98 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1346 \cdot 350^2} \approx 0,034.$$

За дод. I табл. 1.3 при $\alpha_m = 0,034$ знаходять значення $\zeta = 0,984$ та $\xi = 0,04$, приймають коефіцієнт $\zeta = 0,95$ оскільки $\zeta > 0,95$.

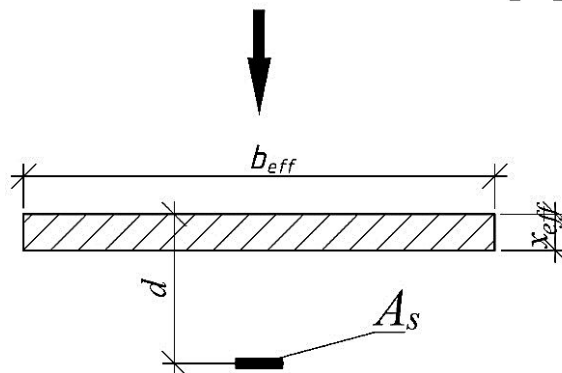
Перевіряють варіант руйнування перерізу з умови:

$$\xi = 0,04 < \xi_R = 0,751.$$

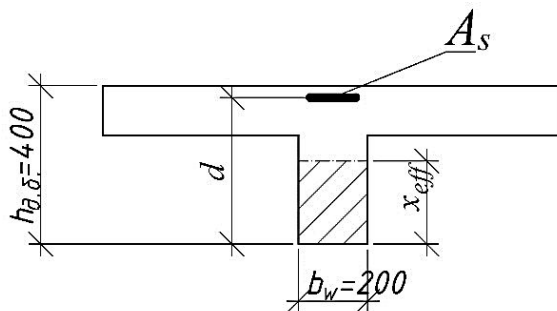
а) в прольотах



б) перехід до еквівалентного перерізу



в) на опорах (крім А) та на ділянці дії $M_{II,min} < 0$



г) перехід до еквівалентного перерізу

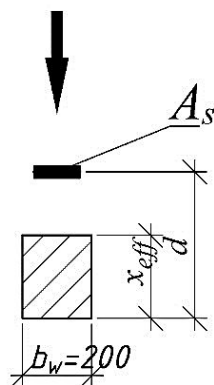


Рис. 3.4. Розрахунковий переріз балки.

Плече пари сил в перерізі:

$$z = \zeta \cdot d = 0,950 \cdot 350 \approx 333 \text{ мм.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу робочої арматури:

$$A_{sII} = A_{sIII} = \frac{M_{II}}{f_{yd}z} = \frac{63,98 \cdot 10^6}{225 \cdot 333} = 854,0 \text{ мм}^2.$$

На опори С та D площа армування $A_{sC} = A_{sD}$:

$$\alpha_m = \frac{M_C}{f_{cd}b_w d^2} = \frac{63,98 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 200 \cdot 350^2} \approx 0,227.$$

За дод. I табл. 1.3 при $\alpha_m = 0,227$ знаходять значення $\zeta = 0,868$ та $\xi = 0,33$.

Перевіряють варіант руйнування перерізу з умови:

$$\xi = 0,33 < \xi_R = 0,751.$$

Плече пари сил в перерізі:

$$z = \zeta \cdot d = 0,868 \cdot 350 \approx 304 \text{ мм.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу робочої арматури:

$$A_{sC} = A_{sD} = \frac{M_C}{f_{yd}z} = \frac{63,98 \cdot 10^6}{225 \cdot 304} = 935,4 \text{ мм}^2.$$

Переріз II-II площа армування $A_{sII,min}$. За умови $M_{II,min} < 0$ необхідно перевірити верхнє армування в прольоті:

$$\alpha_m = \frac{M_{II,min}}{f_{cd}b_w d^2} = \frac{11,26 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 200 \cdot 350^2} \approx 0,040$$

За дод. I табл. 1.3 при $\alpha_m = 0,040$ знаходять значення $\zeta = 0,980$ та $\xi = 0,05$ приймають коефіцієнт $\zeta = 0,95$ оскільки $\zeta > 0,95$.

Перевіряють варіант руйнування перерізу з умови

$$\xi = 0,05 < \xi_R = 0,751$$

Плече пари сил в перерізі

$$z = \zeta \cdot d = 0,950 \cdot 350 \approx 333 \text{ мм}$$

Необхідна площа поперечного перерізу робочої арматури

$$A_{sII,min} = \frac{M_{II,min}}{f_{yd}z} = \frac{11,26 \cdot 10^6}{225 \cdot 333} = 150,7 \text{ мм}^2$$

Для конструювання другорядної балки приймають по 2 робочих стержня в кожному прольоті. Підбір діаметрів стержнів виконуємо за результатами отриманих вище даних та за допомогою [3.3].

Підбір арматури для варіанту із зварними каркасами.

Перезір I-I: $A_{sI} = 951,0 \text{ мм}^2$, приймають **2Ø25 A240C** з $A_s^\phi = 982,0 \text{ мм}^2$ (поз.15 на кресленні рис.3.9).

Опора В: $A_{sB} = 1094,2 \text{ мм}^2$ приймають **6Ø16A240C** з $A_s^\phi = 1206,0 \text{ мм}^2$ (поз. 20,21 на кресленні рис.3.9).

Переріз II-II: $A_{sII} = 854,0 \text{ мм}^2$, приймають **2Ø25 A240C** з $A_s^\phi = 982,0 \text{ мм}^2$ (поз.18 на кресленні рис.3.9).

$A_{sII,\min} = 150,7 \text{ мм}^2$ **2Ø12 A240C** з $A_s^\phi = 226,0 \text{ мм}^2$ (поз.19 на кресленні рис.3.9).

Опора С: $A_{sC} = 935,4 \text{ мм}^2$, приймають **2Ø25 A240C** з $A_s^\phi = 982,0 \text{ мм}^2$.

Підбір арматури для варіанту із в'язаними каркасами.

Перезір I-I: $A_{sI} = 951,0 \text{ мм}^2$, приймаємо **4Ø18 A240C** з $A_s^\phi = 1018,0 \text{ мм}^2$ (поз.10, 12 на кресленні рис.3.10).

Опора В: $A_{sB} = 1094,2 \text{ мм}^2$, армування перерізу забезпечене відігнутими стержнями (**2Ø18 A240C** поз.12 на кресленні рис.3.10) **перерізу I-I** та (**2Ø16 A240C** поз.13 на кресленні рис.3.10) **перерізу II-II**, а також додатково прийнятими стержнями **2Ø12 A240C** (поз.15 на кресленні рис.3.10). Фактична площа армування перерізу дорівнює $A_s^\phi = 509 + 402 + 226 = 1137,0 \text{ мм}^2$.

Переріз II-II: $A_{sII} = 854,0 \text{ мм}^2$, приймаємо **2Ø18+2Ø16 A240C** з $A_s^\phi = 911,0 \text{ мм}^2$ (поз.11,13 на кресленні рис.3.10). $A_{sII,\min} = 150,7 \text{ мм}^2$, **2Ø12 A240C** з $A_s^\phi = 226,0 \text{ мм}^2$ (поз.16 на кресленні рис.3.10).

Опора С: $A_{sC} = 935,4 \text{ мм}^2$, армування перерізу забезпечене відігнутими стержнями (**2Ø16 A240C** поз.13 на кресленні рис.3.10)

перерізу II-II та (2Ø16 A240C) перерізу III-III, а також додатково прийнятими стержнями 2Ø12 A240C (поз.16 на кресленні рис.3.10). Фактична площа армування перерізу дорівнює $A_s^\phi = 402 \cdot 2 + 226 = 1030 \text{ мм}^2$.

Відповідно до ДБН [1.1] перевіряють умову граничних значень площі робочої арматури. Граничні значення перерізів робочої арматури:

$$A_{s,\min} = 197,0 \text{ мм}^2 < A_s^\phi = 226,0 \dots 1256,0 \text{ мм}^2 < A_{s,\max} = 2800,0 \text{ мм}^2,$$

де
$$A_{s,\min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,6 \cdot 200 \cdot 350}{240} \approx 197 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_t \cdot d = 0,04 \cdot 200 \cdot 350 = 2800,0 \text{ мм}^2,$$

де f_{ctm} - не менше 2,6 МПа;

$$b_t = b_w = 0,2 \text{ м}.$$

3.3. ВИМОГИ ДСТУ [1.2] ЩОДО КОНСТРУЮВАННЯ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ

Захисний шар до краю арматурних стержнів повинен бути більший за діаметр робочих стержнів з десяти міліметровим збільшенням ($\geq \emptyset + 10 \text{ мм}$).

Відстань у світу між стержнями (в одному напрямку) має становити:

- $\geq 25 \text{ мм}$ або $\geq \emptyset$ для нижньої арматури;
- $\geq 30 \text{ мм}$ або $\geq \emptyset$ для верхньої арматури.

Крок поперечної арматури повинен визначений з рекомендації [1.2]:

- при $h \leq 450 \text{ мм}$:

$$s_w \leq \min \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ мм} \\ 150 \text{ мм} \\ 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 350 = 263 \text{ мм} \end{cases}$$

- при $h > 450$ мм

$$s_w \leq \min \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 500 \text{ мм} \\ 0,75 \cdot d \end{cases}$$

В середній частині крок поперечних стержнів $s_w^{пол.} \leq 0,75 \cdot d \approx 263$ мм.

Приймаємо $s_w = 150$ мм, $s_w^{пол.} = 250$ мм.

Рекомендовано низка кроків: *100, 125, 150, 200, 250 мм.*

3.4. ПЕРЕВІРЯННЯ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ НА ПЕРЕРІЗУЮЧІ СИЛИ

Перевіряють достатність прийнятої поперечної арматури: **для зварних каркасів - Ø8 A240C з кроком 150** (поз.12 на кресленні рис. 3.9) та **для в'язаних каркасів - Ø8 A240C з кроком 150** (поз.17 на кресленні рис. 3.10). Якщо при розрахунку виявиться недостатність прийнятої арматури та необхідно збільшити діаметр прийнятої арматури [3.4].

Для розрахунку обирають переріз з найбільшою поперечною силою $V_{Ed} = V_B^л = 90,38$ кН.

Необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури визначають шляхом перевірки нерівності:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd.c} ,$$

$V_{Rd.c}$ – **поперечна сила**, яка сприйнята **лише бетоном перерізу**;

V_{Ed} – розрахункова **перерізувача сила** (в перерізі біля опори **B** $V_B^л = 90,38$ кН.).

Робоча висота перерізу $d = 350$ мм.

Визначають всі необхідні величини для обчислення $V_{Rd.c}$. Коефіцієнт k (якщо $k > 2,0$, то $k = 2,0$) [1.2].

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} \approx 1,756 \leq 2,0$$

Коефіцієнт повздовжнього армування (якщо $\rho_l > 0,02$, то приймають $\rho_l = 0,02$)

$$\rho_l = \frac{A_{sl,B}^{\phi}}{b_w d} = \frac{1256}{200 \cdot 350} \approx 0,018 \leq 0,02,$$

де A_{sl} - площа перерізу розтягнутої арматури, що дорівнює:

- для варіанту із зварними каркасами $A_{sB}^{\phi} = 1256 \text{ мм}^2$;
- для варіанту із в'язаними каркасами $A_{sB}^{\phi} = 1137 \text{ мм}^2$;

$b_w = 200 \text{ мм}$ ширина ребра балки;

$\sigma_{cp} = 0$ - при відсутності попереднього напруження;

$C_{Rd,c} = 0,12 \text{ МПа}$ - рекомендують визначати нормативну міцність бетону на зріз в залежності від класу бетону при стиску [3.4].

Несучу здатність перерізу без поперечної арматури визначають за формулою:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w d = \\ &= \left[0,12 \cdot 1,756 \cdot (100 \cdot 0,018 \cdot 15)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 200 \cdot 350 = 44251,2 \text{ Н} = 44,3 \text{ кН}, \end{aligned}$$

але не менше:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0,315 + 0) \cdot 200 \cdot 350 = 22050 \text{ Н} = 22,1 \text{ кН}$$

де $v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,756^{\frac{3}{2}} \cdot 15^{\frac{1}{2}} = 0,315 \text{ МПа}.$

Перевіряють умову міцності перерізу:

$$V_{Ed} = 90,38 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 44,3 \text{ кН}.$$

Таким чином, несуча здатність похилих перерізів не забезпечена бетоном та повздовжнім армуванням. Виходячи з конструктивних вимог необхідно виконати додатково розрахунок поперечного армування.

З метою навчального процесу розраховують лише вертикальну поперечну арматуру. Вважають, що відгини при армуванні в'язаними каркасами не включаються в роботу при дії поперечної сили. Площу вертикальної поперечної арматури визначають за умови, що кут нахилу стиснутих фіктивних укосів фермової моделі може приймати будь-які значення в межах $21,8^\circ < \theta < 45^\circ$ [3.4].

Визначають значення кута θ (якщо $(ctg\theta + tg\theta) > 2,9$, то приймають $\theta = 21,8^\circ$)

$$(ctg\theta + tg\theta) = \frac{0,9da_{cw}b_wf_{cd}v_1}{V_{Ed}} = \frac{0,9 \cdot 350 \cdot 1 \cdot 200 \cdot 11,5 \cdot 0,6}{90380} = 4,81,$$

де $v_1 = 0,6$ - при $f_{ck} \leq 60$ МПа;

$a_{cw} = 1,0$ - при відсутності попереднього напруження.

З врахуванням мінімального кроку поперечної арматури s_w в приопорній ділянці, що дорівнює 150 мм, знаходять необхідну площу поперечної арматури:

$$A_{sw} \geq \frac{V_{Ed}s_w}{0,9df_{ywd} \cos\theta} = \frac{90380 \cdot 150}{0,9 \cdot 350 \cdot 170 \cdot 10^3 \cdot 2,5} = 101,27 \text{ мм}^2.$$

Встановлено 2 ряди поперечного армування, отже переріз одного стержня:

$$A_{sw}^{1\text{стерж.}} \geq \frac{1,013}{2} = 0,508 \text{ см}^2 = 50,8 \text{ мм}^2 \approx A_{sw}^\phi = 50,3 \text{ мм}^2 \quad \text{для } \varnothing 8$$

мм.

Отже, поперечного армування ***Ø8 A240C з кроком 150 мм*** достатньо.

Схема армування другорядної балки зварними та в'язаними каркасами наведено на рис. 3.9, 3.10.

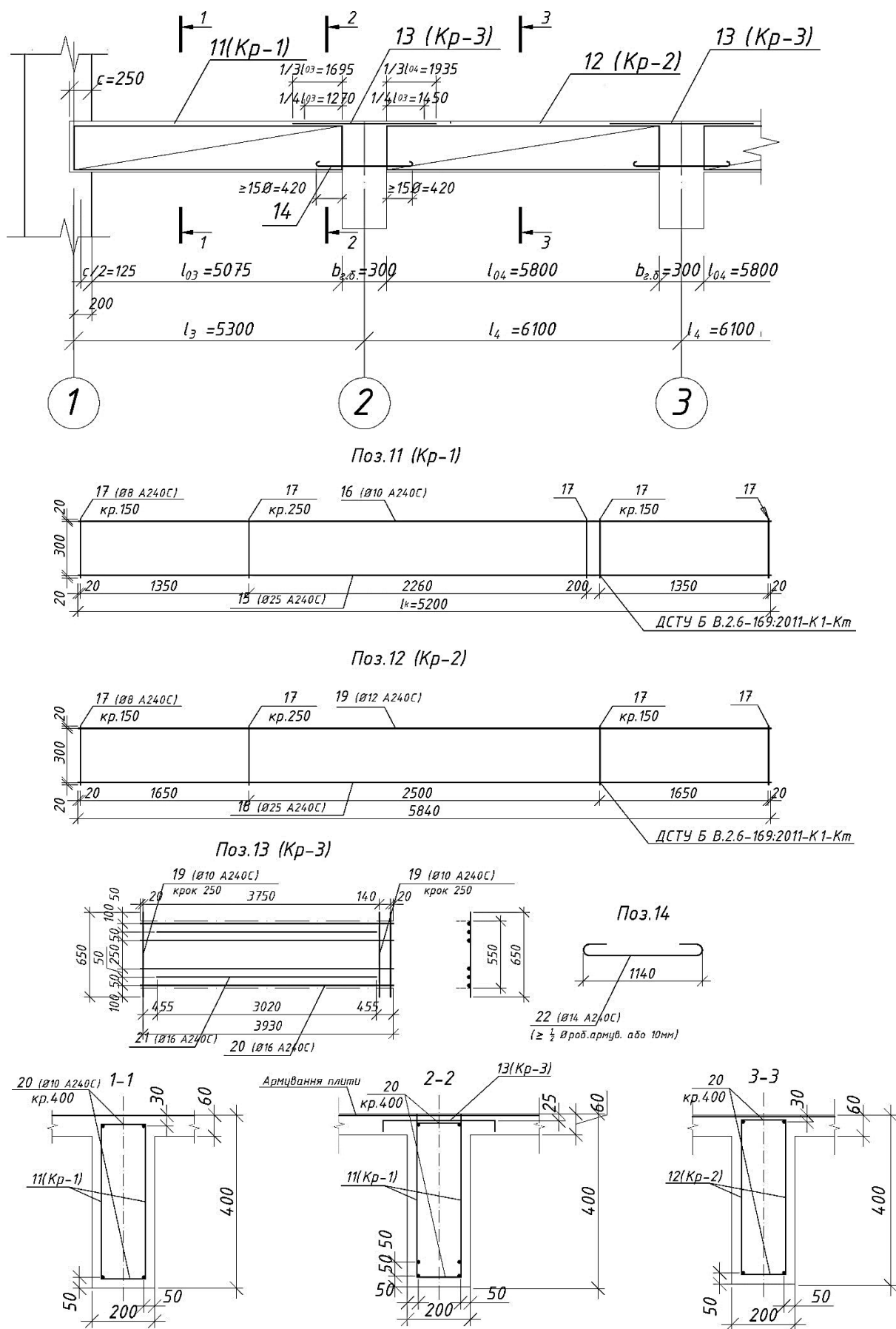


Рис. 3.9. Армвання другорядної балки зварними каркасами

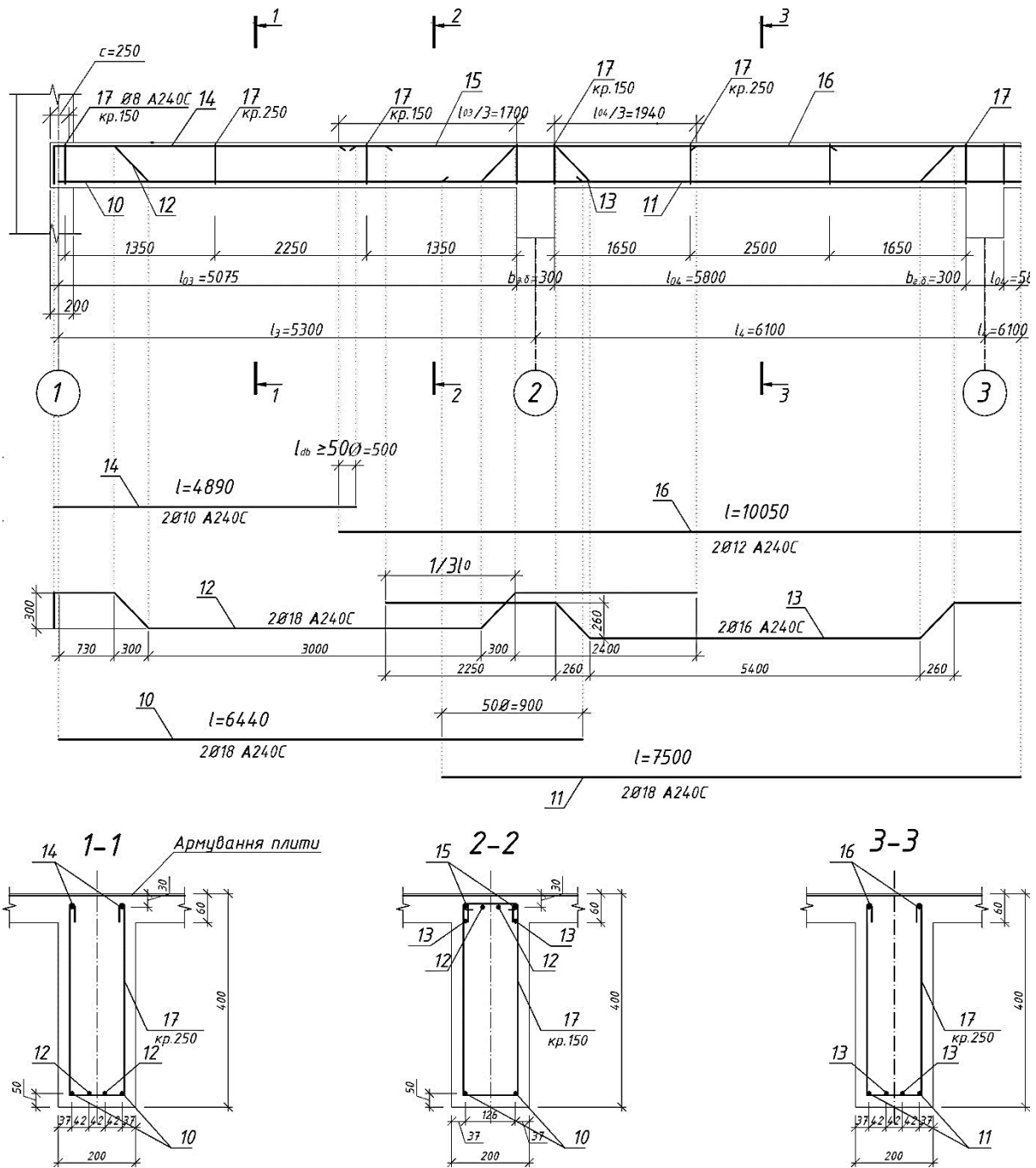


Рис. 3.10. Армування другорядної балки в'язаними каркасами (окремими стержнями)

4. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОЇ КОЛОНИ 1-ГО ПОВЕРХУ

4.1. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ 1-ГО ПОВЕРХУ

Розрахунок колони починають з визначення її розрахункової схеми. Колонна являє собою вертикальний стержень, який нижнім кінцем

защемлений у фундаменті, а верхній кінець опирається на умовно нерухомий шарнір (рис. 4.1).

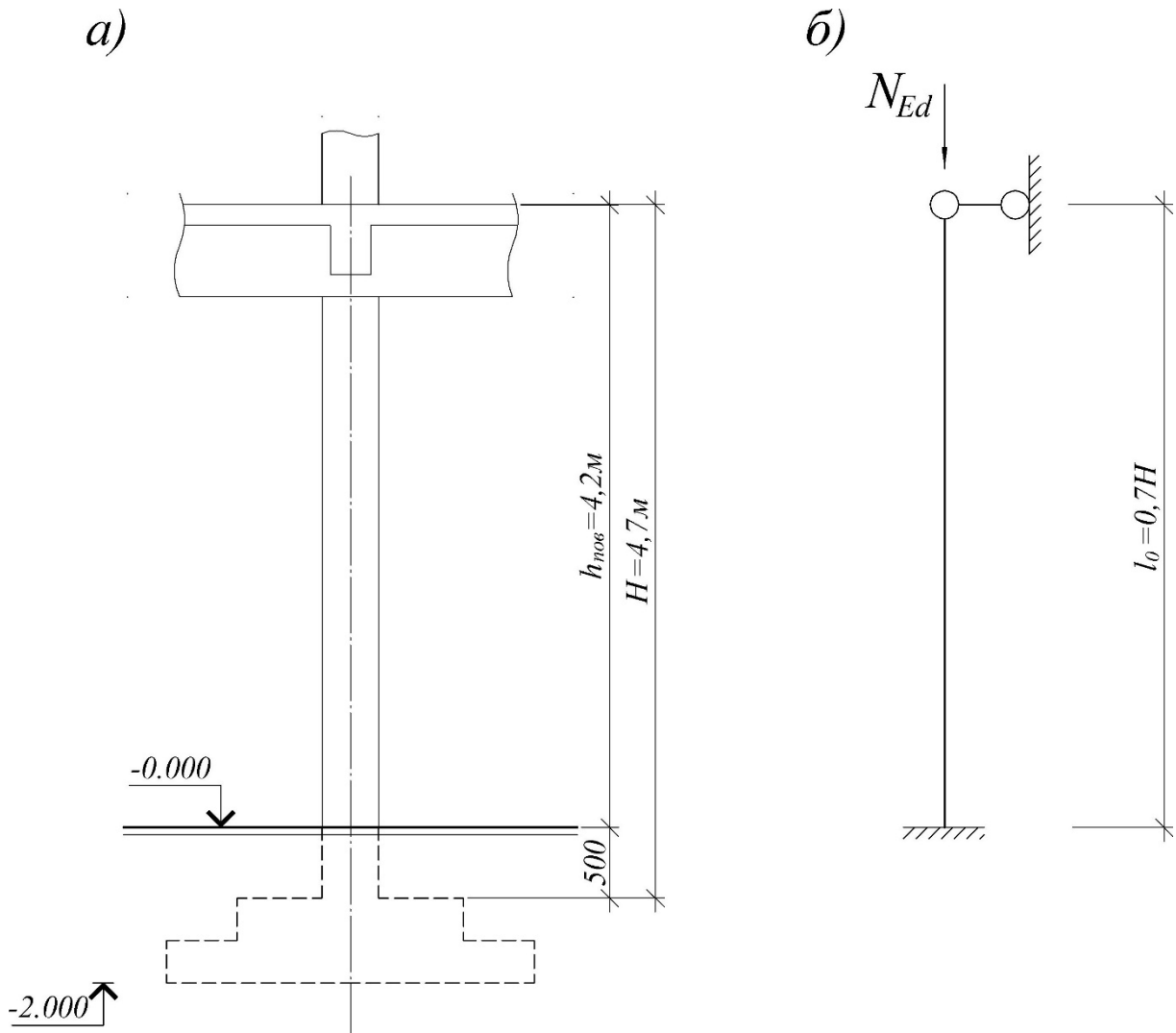


Рис. 4.1. До розрахунку монолітної колони 1-го поверху:

а) конструктивна схема; б) розрахункова схема

Визначають фактичну довжину стержня:

$$H = h_{нов} + 0,5 = 4,2 + 0,5 = 4,7 \text{ м}$$

де $h_{нов}$ - висота першого поверху (за завданням);

0,5 м - відстань від верхньої грані фундаменту до відмітки чистої підлоги.

При перерізі з симетричним армуванням і арматурою класу А240, А400 та А500 за умовою $l_0 < 20h$ та мінімальному випадковому

ексцентриситеті дозволяється виконувати розрахунок колон без врахування впливів другого порядку $\lambda < \lambda_{\min}$.

Розрахункову довжину для монолітних колон l_0 при схемі обпирання наведеному на рис.4.1б приймають:

$$l_0 = 0,7H = 0,7 \cdot 4,7 = 3,29 \text{ м.}$$

На колону першого поверху передається навантаження з кожного перекриття та покриття вантажною площею

$$A = l_{\text{д.б.}}^{\max} \times l_{\text{з.б.}}^{\max} = 6,1 \cdot 6,0 = 36,6 \text{ м}^2.$$

Визначають граничне значення навантаження на колону.

Розрахункове постійне навантаження:

- *від перекриття:*

$$\begin{aligned} G_{\text{пер.}} &= q \cdot A + (n(h_{\text{д.б.}} - h_{\text{пл}})b_{\text{д.б.}}l_{\text{д.б.}}^{\max} + (h_{\text{з.б.}} - h_{\text{пл}})b_{\text{з.б.}}l_{\text{з.б.}}^{\max}) \cdot 9,81\rho\gamma_n^A\gamma_{\text{fm}} = \\ &= 3,54 \cdot 36,6 + (3(0,4 - 0,06) \cdot 0,2 \cdot 6,1 + (0,6 - 0,06) \cdot 0,3 \cdot 6,0) \cdot \\ &\quad \cdot 9,81 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 195,3 \text{ кН}; \end{aligned}$$

де q - розрахункове навантаження від маси плити та підлоги на 1 м^2 (див. табл. 2.1)

$\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$ - об'ємна вага залізобетону;

n - кількість другорядних балок, $n = 3$;

γ_n^A - коефіцієнт надійності за призначенням для конструкцій категорій відповідальності А ($\gamma_n^A = 1,1$ для будівель СС-2 та усталеного розрахункового сполучення).

- *від покриття:*

$$G_{\text{покр.}} = 0,8 \cdot G_{\text{пер.}} = 0,8 \cdot 195,3 = 156,2 \text{ кН};$$

- *власна вага колони верхніх поверхів:*

$$G_{\text{кол.}} = h_{\text{пов.}} \cdot h_{\text{кол.}}^2 \cdot 9,81\rho\gamma_n\gamma_f = 4,2 \cdot 0,4^2 \cdot 9,81 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 19,94 \text{ кН};$$

- *власна вага колони першого поверху:*

$$G_{\text{кол.,1}} = H \cdot h_{\text{кол.}}^2 \cdot 9,81\rho\gamma_n\gamma_f = 4,7 \cdot 0,4^2 \cdot 9,81 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 22,31 \text{ кН.}$$

Постійне навантаження на колону

$$G = G_{\text{пок.}} + (k-1)G_{\text{пер.}} + (k-1)G_{\text{кол.}} + G_{\text{кол.,1}} = 156,2 + 3 \cdot 195,3 + 3 \cdot 19,94 + 22,31 = 824,2 \text{ кН.}$$

де k - кількість поверхів в будинку (згідно завдання).

Тимчасове навантаження на колону:

- від перекриття

$$V_{\text{пер.}} = (k-1) \cdot v \cdot A = 3 \cdot 10,71 \cdot 36,6 = 1175,9 \text{ кН;}$$

- від снігу на покриття

$$V_{\text{сн}} = S_0 C A \gamma_n^A \gamma_{fm} = 1,6 \cdot 1 \cdot 36,6 \cdot 1,1 \cdot 1,04 = 67,00 \text{ кН;}$$

де S_0 - нормативне снігове навантаження для м. Харків;

$$S_0 = 1600 \text{ Па} = 1,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \text{ (див.дод.12 [3.3] або [1.5]).}$$

C - коефіцієнт, що описує особливості розподілу снігового навантаження на покрівлі згідно [1.5]: $C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1$ - для плоскої покрівлі та звичайних умов.

$\gamma_{fm} = 1,04$ - коефіцієнт, що враховує тип будівлі та термін призначення.

СПОЛУЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ

Розрахунок колон виконують з урахуванням найбільш несприятливих сполучень навантажень [3.3].

Навантаження **при першому** сполученні:

$$N_1 = G + \max \begin{cases} V_{\text{пер.}} \\ V_{\text{сн.}} \end{cases} = 824,2 + 1175,9 = 2000,1 \text{ кН.}$$

Навантаження **при другому** сполученні:

$$N_2 = G + V_{\text{пер.}} \psi_2 + V_{\text{сн.}} \psi_2 = 824,2 + 0,9 \cdot 1175,9 + 0,9 \cdot 67,00 = 1942,8 \text{ кН}$$

де $\psi_2 = 0,9$ - коефіцієнт сполучення різних видів короточасних навантажень [1.5].

Підсумкове розрахункове граничне навантаження на колону приймають як максимальне значення із двох сполучень:

$$N_{Ed} = \max \begin{cases} N_1 \\ N_2 \end{cases} = 2000,1 \text{ кН.}$$

ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ:

Клас бетону C16/20: $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа.}$

Клас арматури A400C: $f_{yd} = 365 \text{ МПа.}$

УТОЧНЕННЯ РОЗМІРУ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ КОЛОНИ.

В першому наближенні приймають коефіцієнт армування $\rho = 0,01$.

Тоді площа поперечного перерізу колони:

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{(f_{cd} + \rho f_{yd})} = \frac{2000,1 \cdot 10^3}{(11,5 + 0,01 \cdot 365)} = 132019,8 \text{ мм}^2$$

Сторона квадратного перерізу колони

$$h_c = \sqrt{A_c} = \sqrt{132019,8} = 363,3 \text{ мм}$$

Приймають розміри поперечного перерізу колони кратними 50 мм: $h_c = 400 \text{ мм}$ ($A_c = h_c^2 = 400^2 = 160000 \text{ мм}^2$ – фактична площа перерізу).

4.2. ПЕРЕДУМОВИ ЩОДО РОЗРАХУНКУ КОЛОНИ

Повздовжня сила N_{Ed} прикладена до колони з мінімальним ексцентриситетом $e_0 \leq \frac{h}{30}$, де $h_c = 400 \text{ мм}$ – сторона квадратного перерізу колони. Враховуючи це, а також зменшену гнучкість колони:

$$\frac{l_0}{h_c} = \frac{3,29}{0,40} = 8,2 \leq 20$$

За такої умови необхідна площа повздовжнього армування перерізу колони становить:

$$A_{s,tot} \geq \frac{\frac{N_{Ed}}{\phi} - f_{cd} A_c}{f_{yd}} = \frac{\frac{2000,1 \cdot 10^3}{0,91} - 11,5 \cdot 160000}{365} = 980,6 \text{ мм}^2,$$

де ϕ - коефіцієнт, що визначається методом інтерполяції за *табл.3.1.*

Коефіцієнт врахування гнучкості колони φ

Клас бетону	φ при l_0/h , рівному			
	6	10	15	20
C16/20...C45/55	0,92	0,90	0,83	0,70
C50/60	0,91	0,89	0,80	0,65

Приймають армування для колони не менше **4Ø12 A400C** [1.1]:

- для варіанту із **зварними каркасами** - **4Ø18 A400C** ($A_{s,tot}^{\phi} = 1018$ мм²);
- для варіанту із **в'язаними каркасами** - **8Ø14 A240C** ($A_{s,tot}^{\phi} = 1231$ мм²).

Перевіряють значення процента армування за рекомендованим [1.2] $\rho_{eff} = 1...3\%$:

$$\rho_1 = \frac{A_{s,tot}^{\phi}}{h_c^2} \cdot 100\% = \frac{1018}{400^2} \cdot 100\% \approx 0,6\%$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s,tot}^{\phi}}{h_c^2} \cdot 100\% = \frac{1231}{400^2} \cdot 100\% \approx 0,77\%$$

Отже, прийнята площа армування колон, як із званими каркасами, так і зі в'язаними, задовольняє вимоги та рекомендації щодо конструювання. У випадку, якщо процент армування вище допустимих значень, необхідно змінити вихідні параметри колони.

ПЕРЕВІРЯННЯ УМОВИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НЕОБХІДНОЇ ПЛОЩІ РОБОЧОЇ АРМАТУРИ.

Армування встановлюють з наступних вимог (в т.ч. при $A_{s,tot} < 0$ за розрахунком):

- мінімальний діаметр повздовжньої арматури $\varnothing_{min} = 12$ мм;
- мінімальна площа армування не повинна менша за значення, обумовлене нормативними документами [1.2]:

$$A_{s,tot}^{\min} = \max \left\{ \frac{0,1N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 2000,1}{365} = 548,0 \text{ мм}^2; \right. \\ \left. 0,002A_c = 0,002 \cdot 160000 = 320 \text{ мм}^2 \right\};$$

- максимальна площа повинна бути меншою за наступну умову:

$$A_{s,tot}^{\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 160000 = 6400 \text{ мм}^2.$$

Перевіряємо прийняті площі арматури з вимогами, що наведені вище:

- для зварних каркасів:

$$A_{s,tot}^{\min} = 320 \text{ мм}^2 \leq A_{s,tot}^{\phi} = 1018 \text{ мм}^2 \leq A_{s,tot}^{\max} = 6400 \text{ мм}^2;$$

- для в'язаних каркасів:

$$A_{s,tot}^{\min} = 320 \text{ мм}^2 \leq A_{s,tot}^{\phi} = 1231 \text{ мм}^2 \leq A_{s,tot}^{\max} = 6400 \text{ мм}^2.$$

4.3. КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОНИ

Повздовжнє армування приймають - для зварних каркасів **4Ø18 A400C** (рис.4.2 поз.27); для в'язаних каркасів **8Ø14 A400C** (рис. 4.3 поз.18,19).

Поперечне армування, яке повинно забезпечити закріплення повздовжніх стержнів від втрати стійкості, приймають діаметром не менше [1.2]:

- **6 мм;**
- 0,25 від найбільшого з діаметрів повздовжніх стержнів для в'язаних каркасів ($0,25 \cdot 22 = 5,5 \text{ мм}$);
- з умов зварювання для зварних каркасів за дод.4 [3.3] (**8 мм**).

Максимальний крок поперечного армування колони:

- для зварних каркасів $S_{cl,t \max} = \min \begin{cases} 20d_s \\ 0,9h_{\min} \\ 400 \text{ мм} \end{cases} = \min \begin{cases} 20 \cdot 18 = 360 \text{ мм} \\ 0,9 \cdot 400 = 360 \text{ мм} \\ 400 \text{ мм} \end{cases};$

Приймають 350 мм.

- для в'язаних каркасів $S_{cl,t \max} = \min \begin{cases} 15d_s \\ 0,9h_{\min} \\ 400 \text{ мм} \end{cases} = \min \begin{cases} 15 \cdot 14 = 210 \text{ мм} \\ 0,9 \cdot 400 = 360 \text{ мм} \\ 400 \text{ мм} \end{cases}.$

Приймають 200 мм.

У приопорних ділянках та місцях стикування повздовжнього армування крок рекомендується зменшити до:

- для зварних каркасів $S_{cl,t \min} = 0,6 S_{cl,t \max} = 0,6 \cdot 360 = 216 \text{ мм}$.

Приймають 200 мм.

- для в'язаних каркасів $S_{cl,t \min} = \min \begin{cases} 10d_s \\ 0,6h_{\max} \end{cases} = \min \begin{cases} 10 \cdot 14 = 140 \text{ мм} \\ 0,6 \cdot 450 = 240 \text{ мм} \end{cases}$

Приймають 150 мм.

Отже, приймають поперечне армування з параметрами: **Ø8 A400C з кроком 200 мм** на приопорних ділянках та **з кроком 350 мм** в середині прольоту **для зварних каркасів** (поз.28 на креслені рис.4.2); **для в'язаних каркасів – Ø6 A400C з кроком 150 мм** на приопорних ділянках та **з кроком 200 мм** в середині прольоту (поз.22 на креслені рис. 4.3).

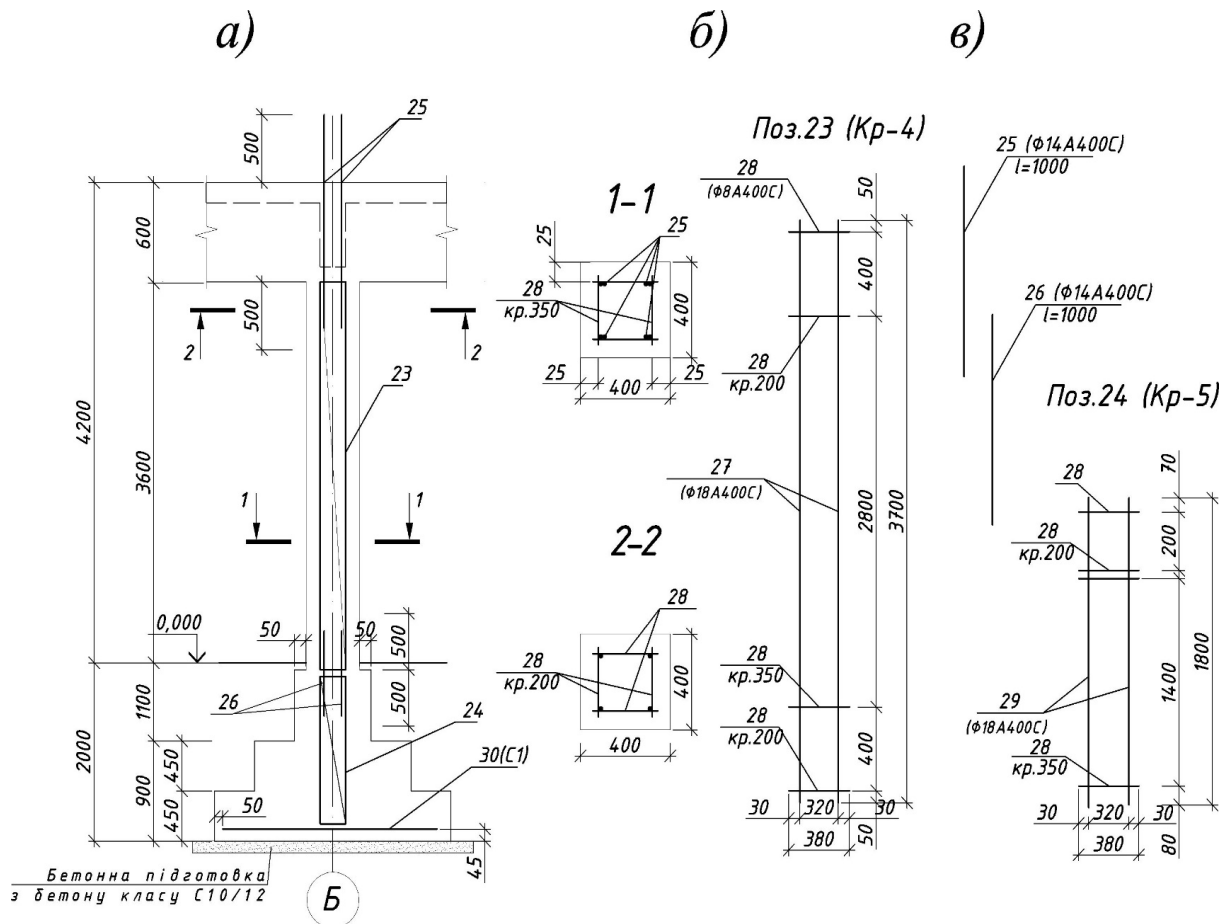


Рис. 4.2. Армуння колони зварними каркасами:

- а) армування колони в перерізі; б) основне армування;
- в) додаткове армування та армування фундаменту

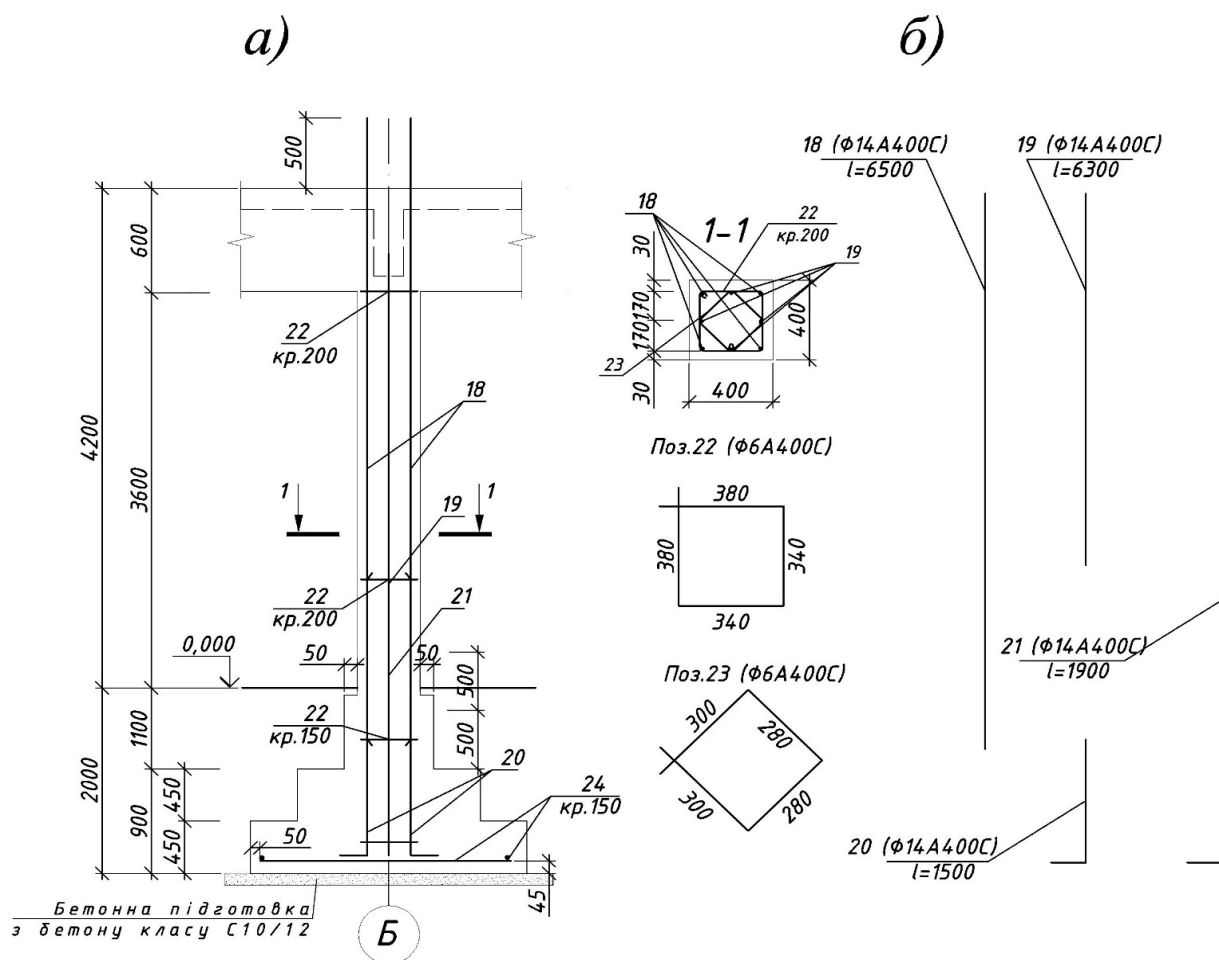


Рис. 4.3. Армування колони в'язаними каркасами:
а) армування колони в перерізі; б) основне армування

ДОДАТКИ

Характеристики міцності і деформативності бетону

	Клас бетону											Аналітична залежність / пояснення
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	
EN 1992-1-1:2004	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
ДБН В.2.6-98:2009	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	
$f_{cm, cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	$f_{cm, cube} = f_{cm, cube} / (1 - 1.64V_c)^*$
$f_{cm, prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	
f_{cd} (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk, 0.05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	$f_{ctk, 0.05} = 0.7 f_{ctm}$ 5% вибірки
$f_{ctk, 0.95}$ (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk, 0.95} = 1.3 f_{ctm}$ 95% вибірки
E_{cm} (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40	
E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	
E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34	
$\epsilon_{cl, ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	
$\epsilon_{cl, cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91	
$\epsilon_{cu, 1, ck}$ (‰)	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40	
$\epsilon_{cu, 1, cd}$ (‰)	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29	
$\epsilon_{c3, ck}$ (‰)	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16	$\epsilon_{c3, ck} = f_{ck, prism} / E_{ck}$
$\epsilon_{c3, cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\epsilon_{c3, cd} = f_{cd} / E_{cd}$
$\epsilon_{cu3, ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,56	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16	$\epsilon_{cu3, ck} = 0.9 \epsilon_{cu1, ck}$
$\epsilon_{cu3, cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\epsilon_{cu3, cd} = 0.9 \epsilon_{cu1, cd}$
*) - величина $f_{cm, cube}$ в таблиці наведено виходячи зі значення коефіцієнта варіації V_c , який дорівнює 13,5%												

Граничні значення відносної дійсної висоти стиснутої зони бетону ξ_{eff}

Бетон		Арматура			
Класи	(‰)	A240C	A400C	A500C	B500(Bp1)
		$\varepsilon_{so} = 1,07$	$\varepsilon_{so} = 1,74$	$\varepsilon_{so} = 2,1$	$\varepsilon_{so} = 2,3$
C10	3,38	0,769	0,660	0,617	0,595
C15	3,33	0,758	0,657	0,613	0,591
C20	3,23	0,751	0,650	0,606	0,584
C25	3,10	0,743	0,643	0,596	0,574
C30	3,00	0,737	0,633	0,588	0,566
C35	2,80	0,729	0,618	0,571	0,540
C40	2,64	0,711	0,603	0,557	0,534
C45	2,45	0,696	0,585	0,544	0,516
C50	2,31	0,683	0,570	0,524	0,501
C55	2,19	0,672	0,557	0,520	0,488
C60	2,06	0,658	0,542	0,495	0,472

Таблиця 1.3

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
0,2	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	0,5	0,800	0,320	-	-	-

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

Відношення f_{yd}/f_{cd}

Класи бетонів	Класи арматури			
	A240C	A400C	A500C	B500(Bp-1)
C15	26,47	42,94	51,18	42,35
C20	19,56	31,74	37,82	31,30
C25	15,52	25,17	30,00	24,83
C30	13,24	21,47	25,58	21,77
C35	11,54	18,72	22,31	18,46
C40	10,23	16,59	19,77	16,36
C45	9,00	14,60	17,40	14,40
C50	7,50	13,27	15,82	13,09
C60	6,82	11,06	13,18	10,91

Міцності та деформаційні характеристики арматури

Характеристики арматури	Клас арматури			
	A240C	A400C	A500C	B500 (Bp-1)
f_{yk} МПа	240	400	500	500(490)
f_{yd} МПа	225	375(365)	435	435(410)
f_{ywd} МПа	170	285	300	325(290)
E_s МПа	2,1×10 ⁵	2,1×10 ⁵	2,0×10 ⁵	1,9(1,7)×10 ⁵
ϵ_{so} , ‰	1,07	1,74	2,1	2,3
ϵ_{ud} , ‰	25,0	25,0	20,0	20,0

Площа робочої арматури сіток

СІТКИ З ПОЗДОВЖНЬОЮ РОБОЧОЮ АРМАТУРОЮ				
Крок стержнів робочої арматури, мм	Кількість стержнів на 1 м ширини плити	Площа поперечного перерізу робочих стержнів (мм ²) при їх діаметрі (мм)		
		3	4	5
100	10	71	126	196
125	8	57	101	157
150	6,5	47	84	131
200	5	35	63	98
СІТКИ З ПОПЕРЕЧНОЮ РОБОЧОЮ АРМАТУРОЮ				
Крок стержнів робочої арматури, мм	Кількість стержнів на 1 м ширини плити	Площа поперечного перерізу робочих стержнів (мм ²) при їх діаметрі (мм)		
		6	8	10
100	10	283	508	785
125	8	226	402	628
150	6,5	189	335	523
200	5	141	251	393

Діаметр та крок розподільчої арматури в залежності від діаметру та кроку робочої арматури

Діаметр робочої арматури, мм	Діаметр (мм) та крок (мм) стержнів розподільчої арматури при кроці стержнів робочої арматури (мм)			
	100	125	150	200
3...4	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350
6	4/350	4/350	3/350	3/350
8	5/350	5/350	4/350	4/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350

Сортамент арматури

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, мм, при кількості стержнів										Маса 1 м, кг
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	71	0,055
4	12,6	25	36	50	63	76	88	101	113	1261	0,098
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	196	0,154
6	28,3	57	86	113	142	170	198	226	255	283	0,222
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	385	0,302
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	503	0,395
10	78,9	157	236	314	393	471	550	628	707	785	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131	0,888
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1539	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2545	1,998
20	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	3142	2,466
22	380,1	760	1140	1520	1900	2271	2661	3041	3421	3801	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4413	4909	3,853
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	6158	4,834
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	8042	6,313
36	1018	2036	3054	4072	5090	6108	7126	8144	9162	10180	7,990
40	1256	2512	3768	5024	6280	7536	8792	10048	11304	12560	9,805

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

Нормативна

- 1.1. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
- 1.2. ДСТУ Б В.2.6. - 156: 2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.
- 1.3. ДСТУ 3760-06 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови.
- 1.4. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.
- 1.5. ДБН Б В.1.2-3:2006. Навантаження та впливи.

Учбова

- 2.1. Залізобетонні конструкції. Підручник /А.Я.Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В.Кузнецов та ін. За ред. А.Я. Барашикова, - К.:Вища школа, 1995.-591 с.
- 2.2. Байков В.Н., Сигалов З.Е, Железобетонные конструкции: Общий курс. –М.:Стройиздат, 1991. - 768 с.

Навчальні посібники, довідкова та методична література

- 3.1. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование /Под ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1987. - 416с.
- 3.2. Методические указания по расчету и конструированию монолитного железобетонного ребристого перекрытия с балочными плитами. ч.1 и ч.2 /Сост. Е.Ф. Лысенко, А.Я. Барашиков, -К.: КИСИ, - 1990.
- 3.3. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни «Конструкції будівель і споруд» для студентів напряму підготовки

- 6.060102 "Архітектура будівель і споруд" /Уклад.: О.Д.Журавський, М.М. Постернак, О.М. Постернак – Київ: КНУБА, 2012. - 38 с.
- 3.4. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6.-98:2009. Навчальний посібник.- К.:КНУБА. 2012.- 62с.
- 3.5. М.І. Доброхлоп, Л.А. Мурашко, Д.О. Хохлін. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Будівельні конструкції» / уклад. М.І. Доброхлоп, Л.А. Мурашко, Д.О. Хохлін. – К.:КНУБА, 2014. – 64 с.

Конструкції будівель та споруд

Приклад розрахунку багатоповерхової промислової будівлі із залізобетонним монолітним ребристим перекриттям

Методичні вказівки
до курсового проектування
для студентів, які навчаються
за напрямком підготовки
6.060102 «Архітектура будівель та споруд»

Укладачі: **ХОХЛІН** Денис Олексійович
БОВА Ярослав Олександрович
СКОРУК Олег Миколайович

Підписано до друку 18.01.2016р. Формат 60 × 84 1/16
Ум. друк. арк. 3,02. Обл.-вид. арк. 3,25.
Тираж 30 прим. Вид. № 1/IV-16. Зам. 1/1-16

Видавець і виготовлювач
Київський національний університет будівництва і архітектури

Повітрофлотський проспект, 31, Київ, Україна, 03680
E-mail: red-isdat@ukr.net, тел. (044)241-54-22, 241-54-87

Свідцтво про внесення до Державного реєстру суб'єктів
Видавничої справи ДК № 808 від 13.02.2002 р.