

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ  
ДЕРЖАВНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД  
«ДОНЕЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ»  
АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНІЙ ІНСТИТУТ

«ЗАТВЕРДЖУЮ»  
Директор АДІ ДВНЗ «ДонНТУ»  
М.М. Чальцев  
31.05.2011 р.

Кафедра «Проектування доріг та штучних споруд»

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ  
ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ З ДИСЦИПЛІНИ  
«ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ»  
(ДЛЯ СТУДЕНТІВ НАПРЯМКУ ПІДГОТОВКИ 6.060101  
«БУДІВНИЦТВО»)**

**08/07-2011-06**

Рекомендовано:  
Навчально-методична комісія  
факультету «Автомобільні дороги»  
Протокол № 9  
від 18.05.2011р.

Рекомендовано:  
Кафедра  
«Проектування доріг і штучних  
споруд»  
Протокол № 22  
від 18.05.2011р.

УДК 624.01 (071)

Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Залізобетонні конструкції виробничої будівлі» (для студентів напрямку підготовки 6.060101 «Будівництво») [Електронний ресурс] / укладачі: В.В.Пархоменко, Є.О.Кіріна, Н.М.Кумейко. – Електрон. дані – Горлівка: ДВНЗ «ДонНТУ» АДІ, 2011. – 1 електрон. опт. диск (CD-ROM): 12 см. – Системні вимоги: Pentium; 32 Mb RAM; WINDOWS 98/2000/NT/XP; MS Word 97-2000. – Назва з титульного екрану.

В методичних вказівках наведено приклад розрахунку курсового проекту на тему «Залізобетонні конструкції виробничої будівлі» з дисципліни «Будівельні конструкції».

Укладачі:

Пархоменко В.В.  
Кіріна Є.О.  
Кумейко Н.М.

Відповідальний за випуск:

Морозова Л.М., к.т.н., доц.  
зав. каф. «Проектування доріг  
і штучних споруд»

Рецензент:

Шилін І.В., к.т.н., доц.  
каф. «Будівництво і експлуатація автомобільних доріг»

© Державний вищий навчальний заклад  
«Донецький національний технічний університет»  
Автомобільно-дорожній інститут, 2011.

## ЗМІСТ

1 ВИХІДНІ ДАНІ. КОМПОНУВАННЯ СХЕМИ ПЕРЕКРИТТЯ .....	4
2 ПОПЕРЕДНЄ ПРИЗНАЧЕННЯ РОЗМІРІВ ПЕРЕРІЗІВ ЕЛЕМЕНТІВ РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ .....	6
3 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ .....	7
3.1 Визначення навантажень .....	7
3.2 Визначення розрахункових прольотів .....	8
3.3 Визначення зусиль .....	9
3.4 Визначення товщини та армування плити .....	10
4 РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ .....	12
4.1 Визначення навантажень .....	12
4.2 Визначення розрахункових прольотів .....	12
4.3 Визначення зусиль .....	13
4.4 Визначення розмірів перерізу .....	16
4.5 Визначення робочої висоти перерізу .....	17
4.6 Розрахунок міцності нормальних перерізів .....	18
4.7 Розрахунок міцності похилих перерізів .....	21
5 РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ .....	24
5.1 Визначення навантажень .....	24
5.2 Визначення розрахункових прольотів .....	25
5.3 Визначення зусиль .....	25
5.4 Визначення згинальних моментів у граней опор .....	26
5.5 Визначення розмірів поперечного перерізу .....	29
5.6 Визначення робочої висоти перерізу .....	30
5.7 Розрахунок міцності нормальних перерізів .....	31
6 РОЗРАХУНОК КОЛОНИ .....	34
6.1 Визначення навантажень .....	34
6.2 Розрахунок міцності перерізу .....	36
7 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТУ .....	39
7.1 Визначення розмірів подошви фундаменту .....	39
7.2 Розрахунок фундаменту на продавлювання .....	39
8 РОЗРАХУНОК АРМУВАННЯ ФУНДАМЕНТУ .....	42
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ .....	43
ДОДАТОК А ДОДАТКОВІ МАТЕРІАЛИ .....	44
ДОДАТОК Б БЛОК-СХЕМИ .....	55

## 1 ВИХІДНІ ДАНІ. КОМПОНУВАННЯ СХЕМИ ПЕРЕКРИТТЯ

Вихідні дані до виконання курсового проекту приймають за таблицею вихідних даних. Шифром до користування таблицею є перші чотири літери прізвища студента або шифр призначається керівником проекту. Вибір оптимального (з найменшими витратами бетону) варіанта схеми перекриття виконується на персональній обчислювальній машині (ПЕОМ). Вихідними даними для машинного рахунку є:

- прізвище, ініціали, група;
- довжина приміщення в осях  $L_1$ , м;
- ширина приміщення в осях  $L_2$ , м;
- висота підвалу  $HF$ , м;
- тимчасове навантаження на перекриття  $PT$ , кПа;
- кількість поверхів, розташованих вище  $NF$ , шт.

Ці дані вводять у ПЕОМ і за формулами [1, с. 389] отримують роздруківку з результатами за оптимальним варіантом. Роздруківка розміщується в даному розділі, а за її результатами викреслюється схема перекриття до детальної розробки. На рис. 1.1 наведено схему перекриття, яка прийнята до детальної розробки.

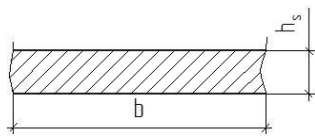
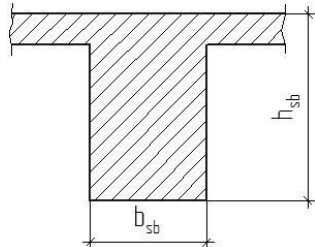
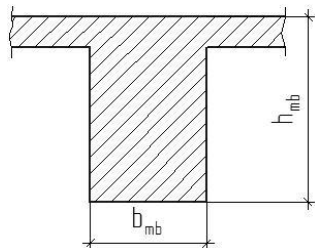
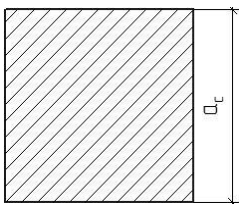
Місце роздруківки



## 2 ПОПЕРЕДНЄ ПРИЗНАЧЕННЯ РОЗМІРІВ ПЕРЕРІЗІВ ЕЛЕМЕНТІВ РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Спочатку призначають розміри поперечних перерізів за конструктивними вимогами [2, с.469]. Результати попереднього призначення розмірів перерізів наведено в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Попередні розміри перерізів елементів

Назва елемента	Форма перерізу	Висота перерізу, см	Ширина перерізу, см
Плита ПМ		Приймають $h_{red}$ плити з округленням до 1 см (див. роздруківку) $h_s = 7$	100
Другорядна балка БМ-2		$h_{sb} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}\right) \cdot \ell_{sb} =$ $= \frac{1}{15} \cdot 508 = 33,8 \approx 35$	$b_{sb} = (0,4 \div 0,5) \cdot h_{sb} =$ $= 0,4 \cdot 35 = 14 \approx 15$
Головна балка БМ-1		$h_{mb} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15}\right) \cdot \ell_{mb} =$ $= \frac{1}{10} \cdot 708 = 70,8 \approx 70$	$b_{mb} = (0,4 \div 0,5) \cdot h_{mb} =$ $= 0,4 \cdot 70 = 28 \approx 30$
Колона КМ		$a_c = 40$	$a_c = 40$

Примітки:

1. Розміри округлюються кратно 5 см;
2. Рекомендовані розміри балок, см: 15×30, 15×35, 20×40, 20×45, 20×50, 20×60, 25×60, 30×65, 30×70, 30×80, 35×70, 35×75, 35×80, 40×80, 40×90, 60×30.

### 3 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ

Для розрахунку плити на плані перекриття (рис. 1.1) умовно вирізуємо смугу шириною  $b = 100$  см перпендикулярно другорядним балкам. Пливу розглядаємо як багатопрольотну нерозрізну балку з перерізом  $b \times h_s$ , см (рис.3.1).

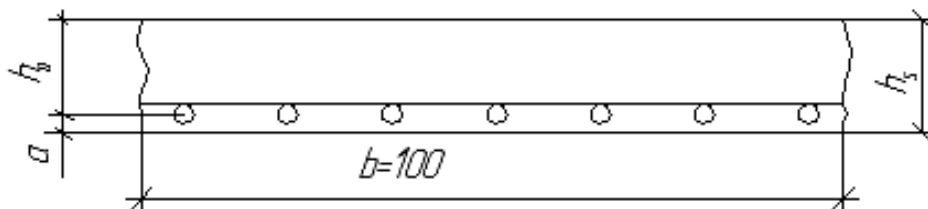


Рисунок 3.1 – Розрахунковий переріз плити

#### 3.1 Визначення навантажень

Спочатку розрахункове навантаження визначаємо на  $1 \text{ м}^2$  перекриття за вказівками п. 1.3 [3].

постійне

$$g = g_n \cdot \gamma_f, \quad (3.1)$$

тимчасове

$$p = p_n \cdot \gamma_f, \quad (3.2)$$

повне

$$q = g + p, \quad (3.3)$$

де  $g_n$  – нормативне навантаження, яке обчислюється для типу підлоги, зазначеної у вихідних даних з урахуванням щільності матеріалу  $\rho$ ,  $\text{кг/м}^3$ . Конструкції різних типів підлог приведено на рисунку А.1 (додаток А);

$p_n$  – нормативне тимчасове навантаження, кПа, приймається за завданням;

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності для постійного навантаження приймається за таблицею 1 [3], для тимчасового – за завданням.

Приклад обчислення навантажень для конструкції підлоги, зображеної на рисунку А.1(тип б) додатка А, наведено у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Навантаження на 1м<sup>2</sup> плити

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
<b>ПОСТІЙНЕ</b>			
Асфальтова підлога – 3см ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ ) $1,8 \cdot 0,03 \cdot 9,81$	0,53	1,3	0,69
Шлакобетон – 3см. ( $\rho = 1600 \text{ кг/м}^3$ ) $1,6 \cdot 0,03 \cdot 9,81$	0,47	1,3	0,61
Залізобетонна плита перекриття – 7см ( $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$ ) $0,07 \cdot 2,5 \cdot 9,81$	1,72	1,1	1,89
<b>РАЗОМ:</b>	$g_n = 2,72$		$g = 3,19$
<b>ТИМЧАСОВЕ</b>			
Корисне (за завданням)	$p_n = 10$	1,2	$p = 12$
<b>УСЬОГО:</b>	$q_n = 12,72$		$q = 15,19$

Розрахункове навантаження на 1 пог. м розрахункової смуги:  
 $q = 15,19 \cdot 1 = 15,19$  кН/м.

### 3.2 Визначення розрахункових прольотів

Визначення розрахункових прольотів плити виконуємо за схемою рис.3.2.

Вісь стіни прив'язана на 20 см до внутрішньої поверхні стіни, а плита заведена в стіну на  $C = 12$  см. З рис. 3.2 знаходимо крайній розрахунковий прольот, см:

$$l_1 = l_s - \frac{b_{sb}}{2} - 20 + \frac{C}{2} = 177 - \frac{15}{2} - 20 + \frac{12}{2} = 155,5 \text{ см}, \quad (3.4)$$

середній прольот, см:

$$l_2 = l_s - b_{sb} = 177 - 15 = 162 \text{ см}, \quad (3.5)$$

де  $l_s$  – прольот плити (див. рис. 1.1), см;



$b_{sb}$  – ширина перерізу другорядної балки (табл. 2.1), см.

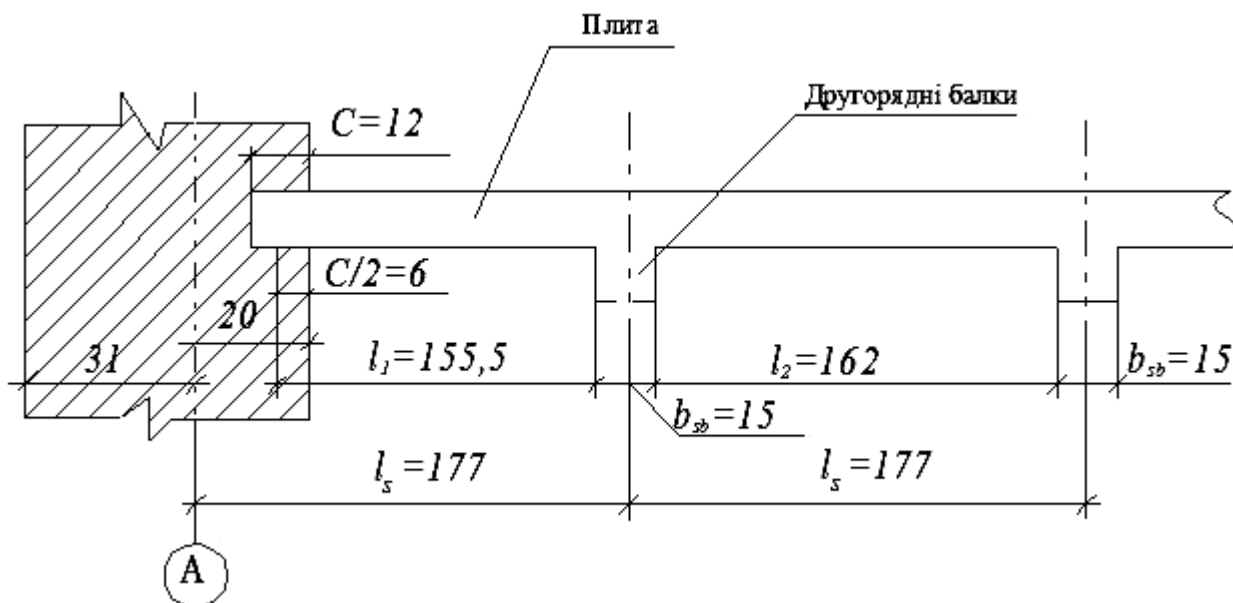


Рисунок 3.2 – Схема до визначення розрахункових прольотів плити

### 3.3 Визначення зусиль

Розрахункову схему плити показано на рис 3.3.

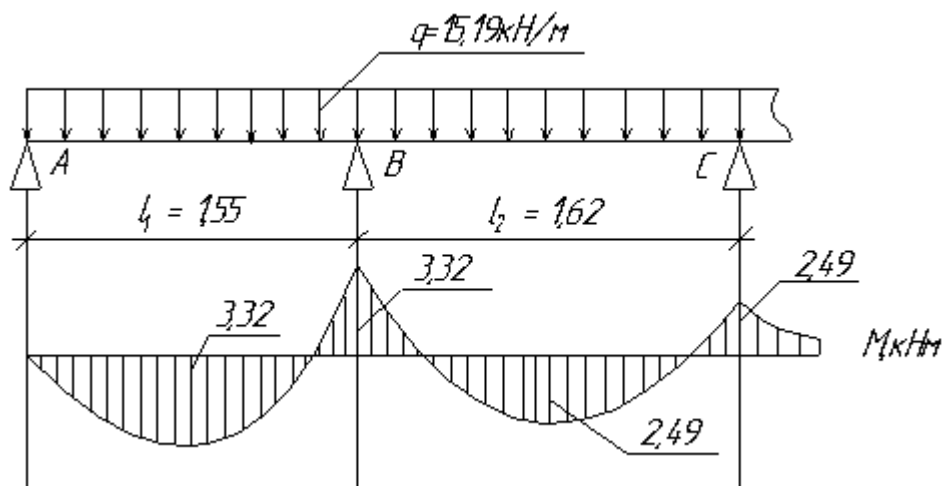


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема і епюра моментів у плиті

Згинальні моменти  $M$ , кН·м, у прольотних і опорних перерізах з урахуванням пластичних деформацій розраховують за методикою [2, с.469] для двох прольотів плити.

У крайньому прольоті і на опорі В:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{11} = \frac{15,19 \cdot 1,55^2}{11} = 3,32 \text{ кНм.} \quad (3.6)$$

У середніх прольотах і на середніх опорах:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{16} = \frac{15,19 \cdot 1,52^2}{16} = 2,49 \text{ кНм.} \quad (3.7)$$

За знайденими значеннями  $M$  будемо епюру згинальних моментів у плиті (рис.3.3).

### 3.4 Визначення товщини та армування плити

Вихідні дані: бетон В20,  $R_b=11,5$  МПа, [4,табл.13], з урахуванням  $\gamma_{b2} = 0,9$  [4, табл.15].

$R_b=11,5 \times 0,9 = 10,35$  МПа; робоча арматура Вр-1;  $R_s$  приймають за заданим класом дротової арматури для  $\varnothing 3 \dots 5$  мм  $R_s = 360$  МПа (для  $\varnothing 5$  мм) [4, табл.23];  $b=100$  см;

$M_{max} = 3,32 \text{ кН}\cdot\text{м} = 3,32 \times 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см}$  (рис. 3.3). Користуючись блок-схемою 1 додатка Б, у такій послідовності, визначають товщину плити:

- 1) Задаємося  $\xi_{opt} = 0,15$ .
- 2) Визначаємо за табл. 2 додатка  $\alpha_0$  по  $\xi_{opt}$   $\alpha_0 = 0,139$ ;
- 3) Обчислюємо  $h_0$

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_0 \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{3,32 \cdot 10^5}{0,139 \cdot 10,35 \cdot 10^2 \cdot 100}} = 4,8 \text{ см;} \quad (3.8)$$

- 4) Повна товщина плити

$$h = h_0 + a, \quad (3.9)$$

де  $a = 1,5$  см.

$$h = 4,8 + 1,5 = 6,3 \text{ см.}$$

5) Округлюємо товщину плити до розміру, кратного 1 см, тоді для подальшого розрахунку

$$h_0 = h - a = 7 - 1,5 = 5,5 \text{ см.}$$

$$h_s = 7 \text{ см, а } h_0 = h - a = 7 - 1,5 = 5,5 \text{ см.}$$

Арматуру підбираємо для двох прольотів за згинальними моментами, показаними на рис. 3.3, користуючись блок-схемою 2 додатка Б. Розрахунок зручно виконувати у табличній формі. Підбір арматури виконуємо у табл.3.2.

Таблиця 3.2 – Підбір арматури плити

Переріз	$M, \text{Н}\cdot\text{см}$	$\alpha_o = \frac{M}{R_b b h_0^2}$	$\xi < \xi_R$	$A_{ST} = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_S}$ , $\text{см}^2$
Прольот 2, опора С	$2,49 \cdot 10^5$	$\frac{2,49 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 5,5^2} =$ $= 0,0795$	$0,08 < 0,593$	$0,08 \cdot 100 \cdot 5,5 \times$ $\times \frac{10,35}{360} = 1,26$
Прольот 1, опора В	$3,32 \cdot 10^5$	$\frac{3,32 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 5,5^2} =$ $= 0,106$	$0,11 < 0,593$	$0,11 \cdot 100 \cdot 5,5 \times$ $\times \frac{10,35}{360} = 1,74$

Примітки:

1. Значення  $\xi$  у залежності від  $\alpha_0$  наведено в табл. А.2.
2. Значення  $\xi_R$  для заданих класів бетону і арматури наведено в табл.А.3.

Результати підбору арматури наводимо на схемі потрібного армування (рис. 3.4).

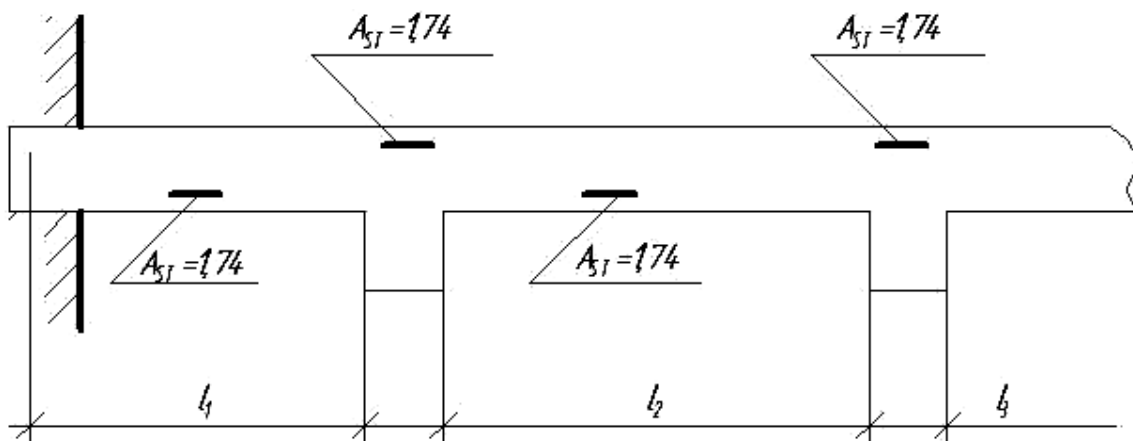


Рисунок 3.4 – Схема потрібного армування плити

Далі роблять підбір зварних сіток плити відповідно до заданого варіанта армування самостійно за таблицею А.6.

## 4 РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ

### 4.1 Визначення навантажень

Навантаження на балку збираємо з вантажної смуги шириною  $l_s=1,77\text{м}$ , рівної відстані між осями другорядних балок (рис. 1.1). Підрахунок навантажень роблять у табличній формі, при цьому враховують товщину плити,  $h_s=7\text{см}$ , отриману з розрахунку. Підрахунок навантажень на одному погонному метрі балки наведено у таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Навантаження на один погонний метр балки

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м
ПОСТІЙНЕ:			
Вага плити і підлоги $g_n \cdot l_s = 2,72 \cdot 1,77$	4,8	1,1	5,28
Вага ребра другорядної балки $(h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot \rho \cdot 9,81$ $(0,35 - 0,07) \cdot 0,15 \cdot 2,5 \cdot 9,81$	1,03	1,1	1,13
РАЗОМ:	$g_n = 5,83$		$g = 6,41$
ТИМЧАСОВЕ:		1,2 (за завданням)	
Корисна: $p_n \cdot l_s = 10 \cdot 1,77$	$P_n = 17,7$		$p = 21,24$
УСЬОГО:			$q = 27,65$

Примітки :

1. Навантаження  $g_n$  із табл. 3.1, кН/м<sup>2</sup>.
2. Розміри балки  $b_{sb}$ ,  $h_{sb}$  – із табл. 2.1.
3. Товщина плити  $h_s$  із розрахунку плити.

### 4.2 Визначення розрахункових прольотів

Під час визначення розрахункових прольотів виходимо з того, що другорядна балка заведена в стіну на 25 см, а вісь стіни прив'язана на 20 см (рис. 4.1).

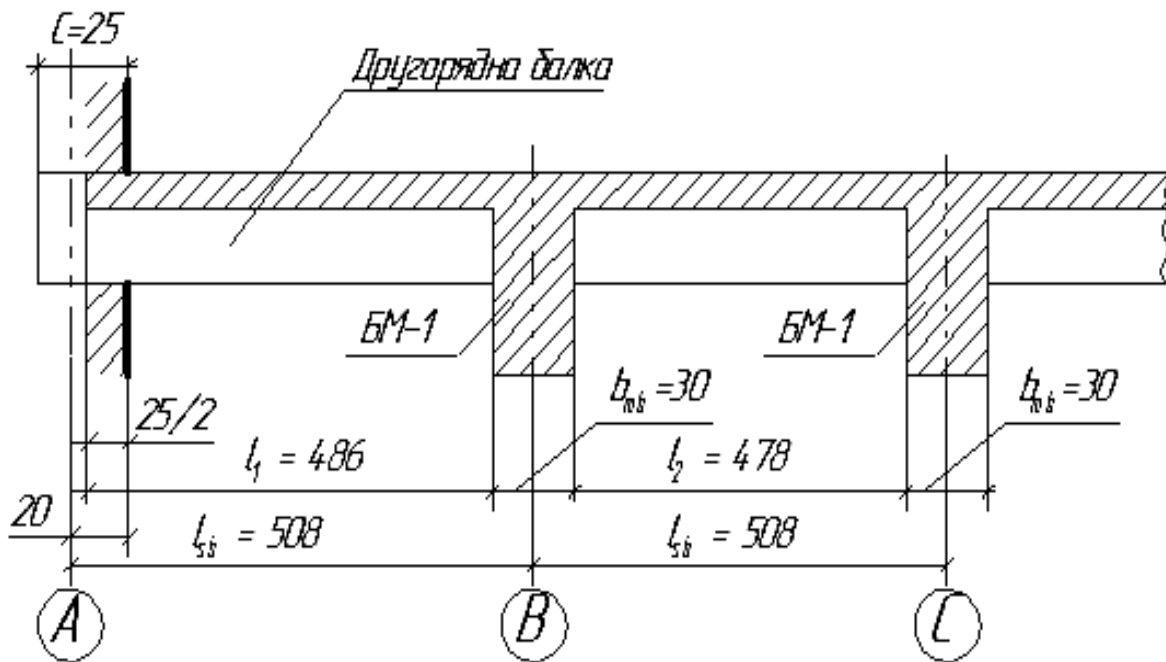


Рисунок 4.1 – Розрахункові прольоти другорядної балки

Крайній розрахунковий прольот:

$$l_1 = l_{sb} - \frac{b_{mb}}{2} - 20 + \frac{C}{2} = 508 - \frac{30}{2} - 20 + \frac{25}{2} = 485,5 \approx 486 \text{ см} \quad (4.1)$$

середній розрахунковий прольот:

$$l_2 = l_{sb} - b_{mb} = 508 - 30 = 478 \text{ см}, \quad (4.2)$$

де  $l_{sb}$ ,  $b_{mb}$  – за рис. 1.1 і табл. 2.1.

### 4.3 Визначення зусиль

Розрахункові зусилля  $M$  і  $Q$  визначаємо з урахуванням пластичних деформацій за вказівками [2]. Для розрахунків нормальних перерізів балки будемо обвідну епюру моментів, ординати якої обчислюємо за формулою X11.42 [1]

$$M = \pm \beta \cdot (g + p) \cdot l^2, \quad (4.3)$$

де  $l$  – розрахунковий прольот;

$-\beta$  – залежно від відношення  $p/q$  приймається за таблицю А.5 додатка;

$+\beta$  – за рис. А.2 додатка.

У загальному випадку при симетричному навантаженні розрахункові зусилля обчислюють до середини балки, але не більше, ніж для 2,5

прольотів. Розрахунок моментів зручно вести у табличній формі. У табл. 4.2 виконано обчислення згинальних моментів при  $l_1=4,86$  м;  $g=6,41$  кН/м;  $p=21,24$  кН/м.

$$\frac{p}{g} = \frac{21,24}{6,41} = 3,31 \approx 3,5 ; \quad q = g + p = 6,41 + 21,24 = 27,65 \text{ кН/м.}$$

Відстані до нульових точок на епюрі моментів обчислюємо відповідно до рис. А.2: для мінімальних моментів при  $p/g = 3,5$

$$0,2 \cdot l_1 = 0,2 \cdot 4,86 = 0,972 \text{ м,}$$

для максимальних моментів:

$$\text{- у I прольоті } 0,15 \cdot l_1 = 0,15 \cdot 4,86 = 0,729 \text{ м,}$$

$$\text{- у II прольоті } 0,15 \cdot l_2 = 0,15 \cdot 4,78 = 0,717 \text{ м.}$$

Поперечні сили обчислюємо за формулою (ХІІ.43 і ХІІ.45) [6].

На крайній вільній опорі

$$Q_A = 0,4 \cdot q \cdot l_1 = 0,4 \cdot 27,64 \cdot 4,86 = 53,7 \text{ кН.} \quad (4.4)$$

Таблиця 4.2 – Згинальні моменти в другорядній балці

Номер точки	Відстань від лівої опори до перерізу	Коефіцієнт		$ql^2$ , кН·м	Згинальні моменти, кН·м		
		$\beta$	$-\beta$		$M_{max}$	$M_{min}$	
1	2	3		4	5		
1	1	0,2·11	0,065	27,65·4,862= =653,1	42,4		
	2	0,4·11	0,09		58,8		
	2'	0,425·11	0,091		59,4		
	3	0,6·11	0,075		49		
	4	0,8·11	0,02		13,1		
	5	1,0·11			-0,0715		-46,7
2	6	0,2·12	0,018	27,65·4,782= =631,76	11,1	-23,4	
	7	0,4·12	0,058		-0,019	36,6	-12
	7'	0,5·12	0,0625			39,5	
	8	0,6·12	0,058		-0,017	36,6	-10,7
	9	0,8·12	0,018		-0,031	11,4	-19,6

## Продовження таблиці 4.2

1	2	3	4	5		
10	1,0·12		-0,0625			
3	11	0,2·12	0,018	-0,029	27,65·4,782= =631,76	
	12	0,4·12	0,058	-0,013		11,4
	12'	0,5·12	0,0625	-0,013		-18,3
					36,6	-8,2
					39,5	-8,2

На опорі В зліва

$$Q_b^c = -0,6 \cdot q \cdot l_1 = -0,6 \cdot 27,64 \cdot 4,86 = -80,6 \text{ кН.} \quad (4.5)$$

На опорі В справа:

$$Q_b^r = 0,5 \cdot q \cdot l_2 = 0,5 \cdot 27,64 \cdot 4,86 = 66,06 \text{ кН.} \quad (4.6)$$

Розрахункову схему другорядної балки показано на рис. 4.2.

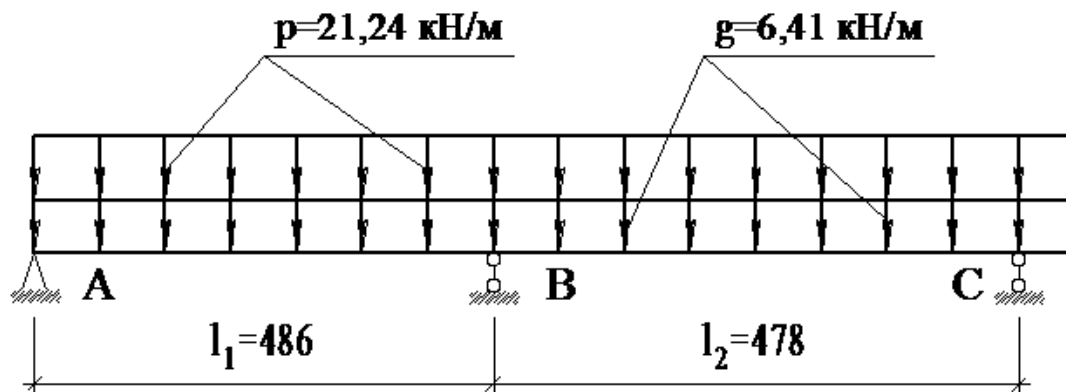


Рисунок 4.2 – Розрахункова схема другорядної балки

На інших опорах зліва та справа:

$$Q_C = \pm 0,5 \cdot q \cdot l_2 = \pm 0,5 \cdot 27,64 \cdot 4,86 = \pm 66,06 \text{ кН.} \quad (4.7)$$

На рисунку 4.3 показані епюри згинальних моментів та поперечних сил другорядної балки.

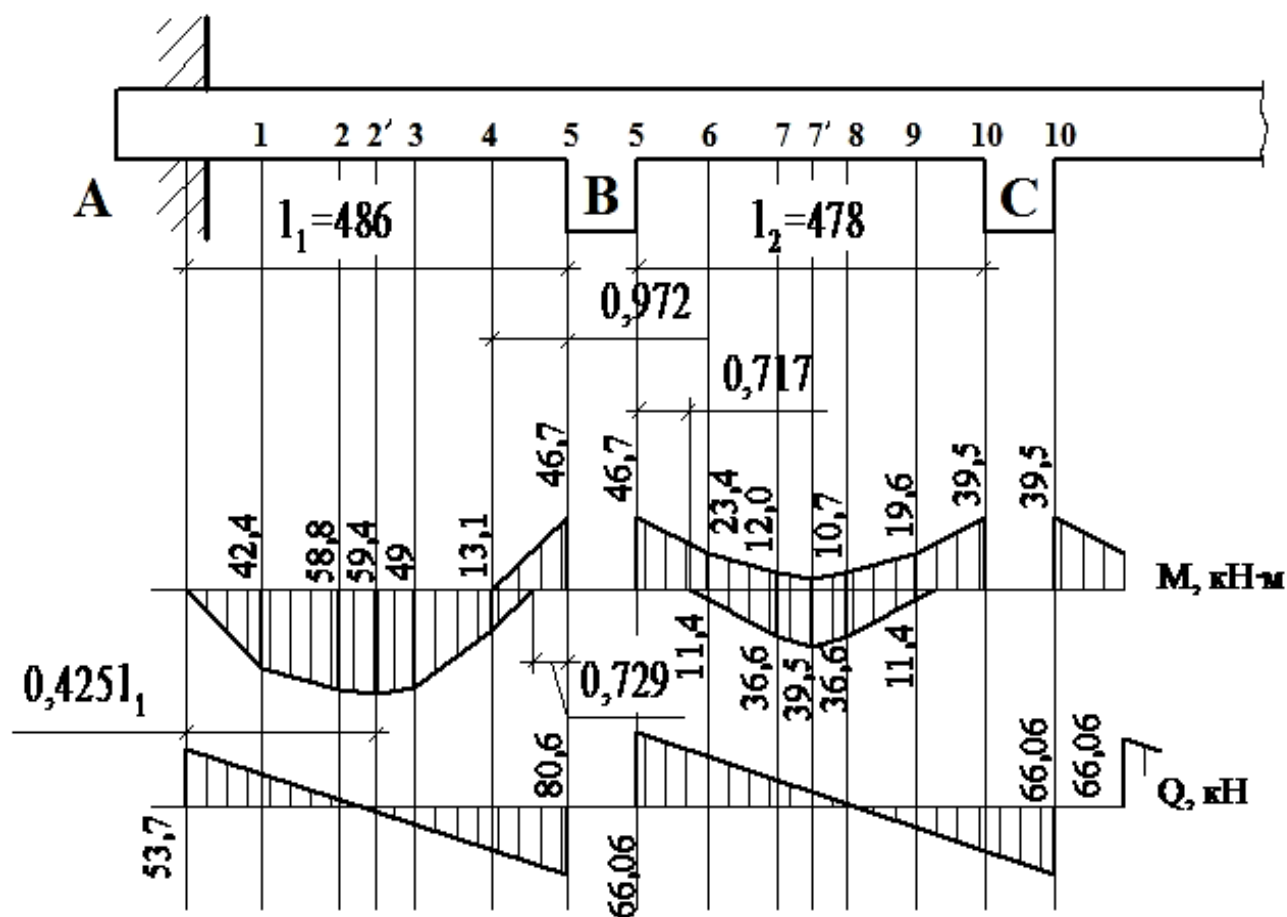


Рисунок 4.3 – Епюри Q і M в другорядній балці

#### 4.4 Визначення розмірів перерізу

Попередньо були призначені розміри перерізу балки  $15 \times 35$  см (табл. 2.1). Висоту балки  $h_{sb}$  (рис. 4.4) уточнюємо за опорним моментом  $M_b = 46,7$  кН·м (рис. 4.3).

Для таврових перерізів визначаємо її за наближеною формулою 17.49 [2]:

$$h_{sb} = 7 \dots 9,5 \cdot \sqrt[3]{M_b} = 9 \cdot \sqrt[3]{46,7} = 9 \cdot 3,60 = 32,4 \text{ см.} \quad (4.7)$$

Отриману висоту балки округлюємо в більший бік кратно 50 мм. Маємо  $h_{sb} = 35$  см. Перевіряємо відношення  $b/h = 0,4 \div 0,5$ :  $15/35 = 0,42$  – умова виконується. До подальшого розрахунку приймаємо переріз  $15 \times 35$  см. Якщо отримано, що  $b/h > 0,5$ , то треба зменшити ширину балки до значення  $b = 0,4 \dots 0,5h$  та кратно 50 мм.



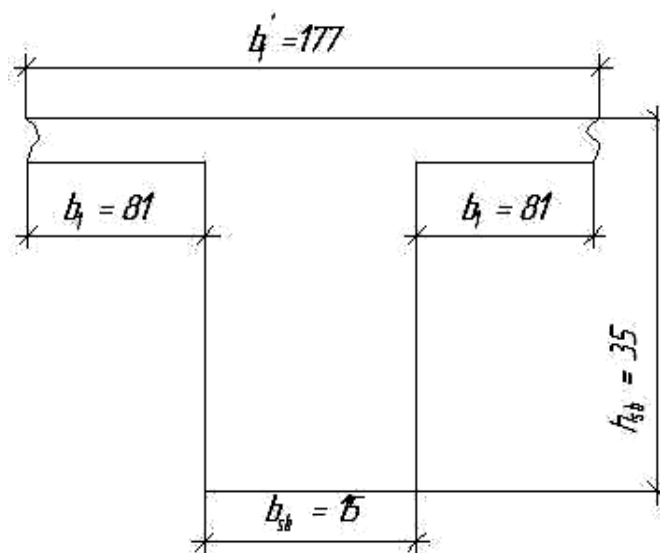


Рисунок 4.4 – Переріз другорядної балки

У розрахунковий переріз, згідно з [4, п.3.16], необхідно включити прилеглі звиси плити шириною  $b_1$  (див. рис. 4.4), які приймаються рівними меншому із значень, розрахованих за двома умовами:

$$1) \quad b_1 = \frac{1}{2} \cdot l_2 = \frac{1}{2} \cdot 162 = 81 \text{ см}, \quad (4.8)$$

$$2) \quad b_1 = \frac{1}{6} \cdot l_{sb} = \frac{1}{6} \cdot 508 = 84,6 \text{ см}, \quad (4.9)$$

де  $l_2 = 162$  см прольот плити в просвіті (рис. 3.2);

$l_{sb} = 508$  см (рис. 1.1).

Таким чином:

$$b'_f = b_{sb} + 2b_1 = 15 + 2 \cdot 81 = 177 \text{ см}. \quad (4.10)$$

#### 4.5 Визначення робочої висоти перерізу

Робочу висоту  $h_0$  встановлюємо в прольотах і на опорах в залежності від способу армування (зварними (рис.4.5) або в'язаними (рис. 4.6) каркасами) та розміщення арматури в один або два ряди у розтягнутій зоні перерізу

$$h_0 = h - a, \text{ см}, \quad (4.11)$$

де  $a$ , см приймають за рис. 4.5 а, 4.5 б, 4.5 в.

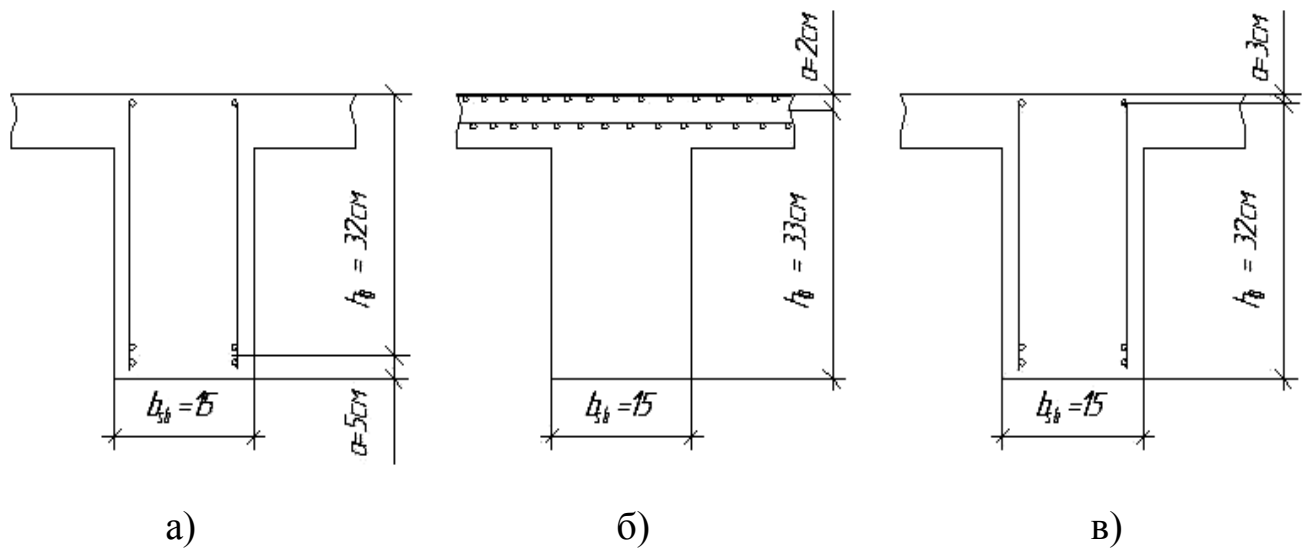


Рисунок 4.5 – Робоча висота в прольотах для стислої арматури (а) і на опорах (б), в прольотах для розтягнутої арматури (в)

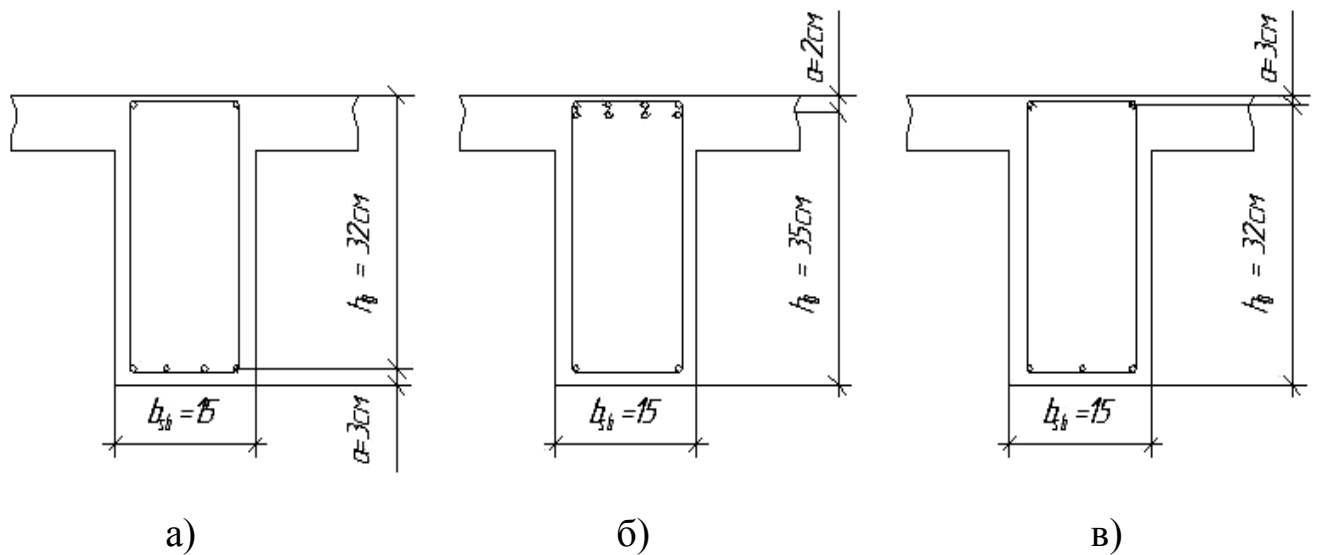


Рисунок 4.5 – Робоча висота в прольотах для стислої арматури (а) і на опорах (б), в прольотах для розтягнутої арматури (в)

У перерізі другорядної балки прийемо розташування арматури за рисунком 4.5, тоді:

– у прольотах  $h_0 = h - a = 35 - 5 = 30$  см;

– на опорах  $h_0 = h - a = 35 - 2 = 33$  см.

#### 4.6 Розрахунок міцності нормальних перерізів

Переріз поздовжньої арматури в розтягнутих зонах балки визначаємо за найбільшими згинальними моментами у прольотах і в опорах балки. Під час розрахунку за плюсовими моментами переріз балки

приймаємо тавровим, тому що плита розташована в стислій зоні. Розрахункову ширину полки таврового перерізу приймаємо рівною  $b'_f = 177$  см (рис. 4.7 а,б). Під час розрахунку за мінусовими моментами переріз балки приймаємо прямокутним із шириною ребра  $b_{sb} = 15$  см. (рис. 4.7 в).

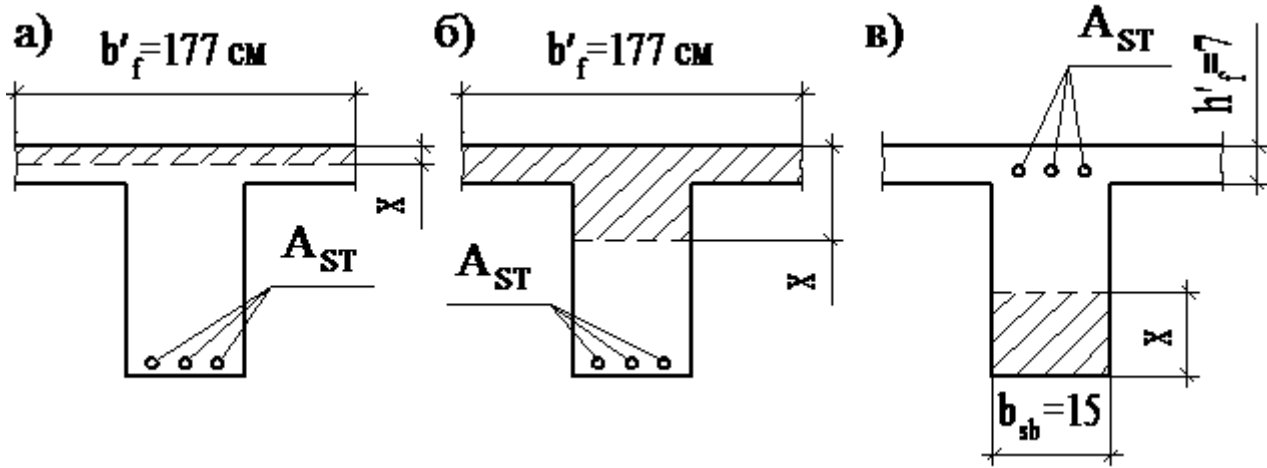


Рисунок 4.7 – Розрахункові форми перерізу балки за плюсовими моментами (а, б) і за мінусовими моментами (в)

Вихідні дані: бетон В20 –  $R_b = 11,35$  МПа, [4, табл.13] з урахуванням  $\gamma_{b2} = 0,9$  [4, табл.15],  $R_b = 11,35 \times 0,9 = 10,35$  МПа; робоча арматура класу А-II,  $R_s = 280$  МПа [4, табл.22],  $b'_f = 177$  см;  $b_{sb} = 15$  см;  $h'_f = h_s = 7$  см;  $M_{max} = 59,4$  кН·м (рис. 4.3).

Спочатку визначаємо розрахунковий випадок таврового перерізу за умовою:

$$M_{max} \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right), \quad (4.12)$$

$$59,4 \cdot 10^5 < 10,35 \cdot 10^2 \cdot 177 \cdot 7 \cdot \left( 30 - \frac{7}{2} \right),$$

$$59,4 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м} < 339,8 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Умова виконується, тому розрахункову форму перерізу за рис. 4.7а, підбір арматури робимо за блок-схемою Б.2 при заміні  $b$  на  $b'_f = 177$  см. Якщо умова не виконується, тоді розрахункова форма перерізу за рисунком 4.7б і підбір арматури проводять за блок-схемою Б.3 додатка Б.

Арматуру підбираємо для двох прольотів за згинальними моментами, показаними на рисунку 4.3. Розрахунок зручно виконувати у табличній формі. Приклад підбору арматури наведено у таблиці 4.3.

Таблиця 4.3 – Підбір арматури балки

Переріз $M$ , Н·см	$\alpha_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2}$	$\xi < \xi_R$	$A_{ST} = \zeta b h_0 \frac{R_b}{R_S}, \text{см}^2$
Прольот I, $M=59,4 \cdot 10^5$ ( $b=177$ см)	$\frac{59,4 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 177 \cdot 30^2} =$ $= 0,036$	$0,04 < 0,623$	$0,04 \cdot 177 \cdot 30 \times$ $\times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 7,85$
Опора В, $M=46,7 \cdot 10^5$ ( $b=15$ см)	$\frac{46,4 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 33^2} =$ $= 0,276$	$0,35 < 0,623$	$0,35 \cdot 15 \cdot 33 \times$ $\times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 6,41$
Прольот II, $M=39,5 \cdot 10^5$ ( $b=177$ см)	$\frac{39,5 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 177 \cdot 30^2} =$ $= 0,0239$	$0,024 < 0,623$	$0,024 \cdot 177 \cdot 30 \times$ $\times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 4,71$
Прольот II, $M=12 \cdot 10^5$ ( $b=15$ см)	$\frac{12 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 32^2} =$ $= 0,075$	$0,08 < 0,623$	$0,08 \cdot 15 \cdot 32 \times$ $\times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 1,43$
Опора С, $M=39,5 \cdot 10^5$ ( $b=15$ см)	$\frac{39,5 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 33^2} =$ $= 0,234$	$0,27 < 0,623$	$0,27 \cdot 15 \cdot 33 \times$ $\times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 4,94$

Примітки :

1. Значення  $\xi$  залежно від  $\alpha_0$  наведено в табл. А.2.

2. Значення  $\xi_R$  наведено в таблиці А.3.

Результати підбору арматури наведено на схемі потрібного армування (рис. 4.8).

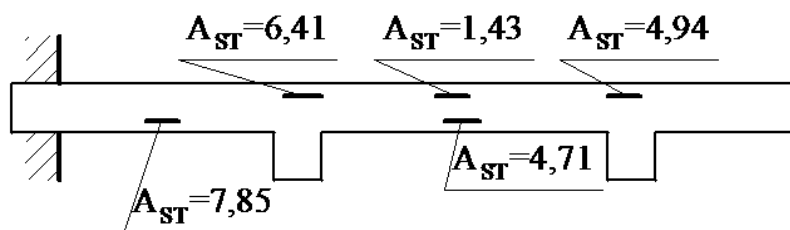


Рисунок 4.8 – Схема потрібного армування другорядної балки

Конструювання зварних (в'язаних) каркасів у другорядній балці в

методичних вказівок наведено тільки для 1 прольоту в перерізі  $b \times h = 15 \times 35$  см,  $A_{st} = 7,85$  см<sup>2</sup>. За таблицею А.1 додатка прийнято 4  $\emptyset 16$  А-ІІ,  $A_s = 8,04$  см<sup>2</sup> – два зварні каркаси (рис. 4.9 а) або 3  $\emptyset 20$  А-ІІ  $A_s = 9,41$  см<sup>2</sup> – в'язані каркаси (рис. 4.9 б). Число прийнятих стрижнів повинно бути зручним для розміщення [4, п. 5.12].

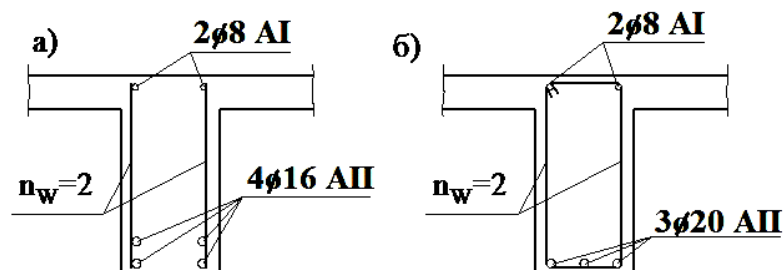


Рисунок 4.9 – Схема армування перерізу балки зварними (а) і в'язаними (б) каркасами

Верхню арматуру каркасів приймають конструктивно 2  $\emptyset 8$  А-І. З рисунку 4.9 а з'ясуємо, що число хомутів у перерізі  $n_w = 2$ , а з рисунку 4.9 б число гілок хомути в'язаного каркаса  $n_w = 2$ .

#### 4.7 Розрахунок міцності похилих перерізів

Мета розрахунку – визначити діаметр і крок хомутів.

Вихідні дані:  $Q_{max} = 80,6$  кН (рис. 4.3),  $b \times h = 15 \times 35$  см,  $h_0 = 30$  см; бетон В20  $R_{bt} = 0,9$  МПа, [4, табл.13] з урахуванням  $\gamma_{b2} = 0,9$ ,  $R_{bt} = 0,9 \times 0,9 = 0,81$  МПа. Армуння перерізу приймаємо за рисунком 4.9, число хомутів в перерізі  $n_w = 2$ . Спочатку перевіряємо умову [6, с.372]:

$$Q < \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (4.13)$$

де  $\varphi_{b3} = 0,6$ ;

$$Q = Q_{max} = 80,6 \text{ кН (рис. 4.3),}$$

$$80,6 \cdot 10^3 < 0,6 \cdot 0,81 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 30,$$

$$80,6 \cdot 10^3 \text{ Н} > 21,8 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Оскільки умова не виконується, розраховуємо хомути у послідовності:

1) Задаємося діаметром хомутів  $d_{sw}$ , для зварних каркасів (рис. 4.9 а) за умовами зварювання з поздовжньою арматурою  $\emptyset 16$  мм. За таблицею А.4 додатка при  $d = 16$  мм,  $d_{sw} \geq 4$  мм приймаємо  $\emptyset 6$  класу А-ІІІ  $R_{sw} = 285$  МПа [4, табл.22]. Для в'язаних каркасів  $d_{sw}$  приймаємо за пунктом 5.25 [4]. При  $h = 350$  мм  $\leq 800$  мм  $d_{sw} \geq 5$  мм приймаємо  $d_{sw} = 6$  мм класу А-ІІІ.

2) Встановлюємо крок хомутів  $S$  мм, за пунктом 5.27 [4] за конструк-

тивними умовами: при  $h = 350\text{мм} < 450\text{мм}$

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{350}{2} = 175\text{мм}, \text{ але не більше } S = 150\text{мм}.$$

Прийнято  $S = 150\text{мм}$ .  $S \leq \frac{h}{3}$ , але не більше, ніж 500 мм при  $h > 450\text{мм}$ .

3) Визначаємо погонне зусилля в хомутах,  $q_{sw}$ :

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{285 \cdot 10^2 \cdot 0,57}{15} = 1083 \frac{\text{Н}}{\text{см}}.$$

Отут  $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$  – площа 2-х хомутів  $\text{Ø}6$  А-III - табл. А.1 додатка.

4) Перевіримо умову:

$$q_{sw} = \frac{\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b}{2}, \quad (4.14)$$

$$1083 > \frac{0,6 \cdot 0,81 \cdot 10^2 \cdot 15}{2},$$

$$1083 \text{ Н/см} > 364,5 \text{ Н/см}.$$

Умова виконується. Отут  $\varphi_{b3} = 0,6$ .

5) Визначаємо максимально припустимий крок за формулою 17.65

[6]

$$S_{max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q}, \quad (4.15)$$

де  $\varphi_{b4} = 1,5$ .

$$S_{max} = \frac{1,5 \cdot 0,81 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 30^2}{80,6 \cdot 10^3} = 20,35 \text{ см}.$$

6) Перевіримо умову

$$S \leq S_{max}, \quad (4.16)$$

15 см < 20,35 см – умова виконується.

7) Визначимо сумісне зусилля в хомутах і бетоні,  $Q_{wb}$

$$Q_{wb} = 2 \cdot \sqrt{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b h_0^2 \cdot q_{sw}}, \quad (4.17)$$

де  $\varphi_{b2} = 2$ .

$$Q_{wb} = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 0,81 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 30^2 \cdot 1083} = 97,33 \text{ кН}.$$

8) Перевіряємо умову міцності

$$Q \leq Q_{wb}, \quad (4.18)$$

$$80,6 \cdot 10^3 \text{ Н} < 97,33 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Умова виконується, таким чином хомути  $\varnothing 6$  А-III з кроком  $S = 150$  мм задовольняють умові міцності. Такий крок приймаємо на  $\frac{1}{4}$  довжини балки від опор.

9) У середній частині балки приймаємо крок  $S_2$  мм за п. 5.27 [4]: при  $h > 300$  мм

$$S_2 = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 350 = 262 \text{ мм}, \quad (4.19)$$

але не більше 500 мм. Прийнято  $S_2 = 250$  мм. Схему розміщення хомутів у балці наведено на рисунку 4.10.

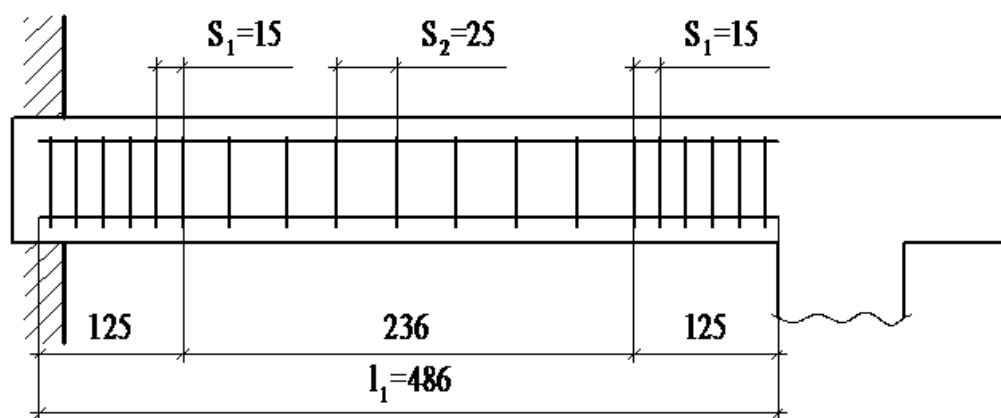


Рисунок 4.10 – Схема розміщення хомутів у балці

10) Перевіримо умову за формулою 17.81 [2]

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \approx 0,35 R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (4.20)$$

$$80,6 \cdot 10^3 < 0,35 \cdot 10,35 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 30,$$

$$\text{де } 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \approx 0,35,$$

$$80,6 \cdot 10^3 \text{ Н} < 163 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Умова виконується, отже, розміри балки достатні. Якщо ні, збільшують розміри балки.

Армування балки поздовжньою і поперечною арматурою наводиться в графічній частині проекту.

Далі студент робить обчислення епюри матеріалів. Вказівки по побудові епюри матеріалів розміщено в [1, с.390].

## 5 РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

### 5.1 Визначення навантажень

На схемі перекриття (рис. 1.1) головна балка має 5 прольотів і завантажена зосередженими силами  $G$  і  $P$  (по 3 шт.) у кожному прольоті в місцях опирання другорядних балок. Для обчислення навантаження від ваги підлоги і плити її збираємо з вантажної площі, що має розміри

$$l_s \cdot l_{sb} = 1,77 \cdot 5,08 \text{ м}^2 \text{ (рис. 1.1).}$$

При цьому враховуємо дані з таблиці 2.1 для визначення ваги ребер балок. Власну вагу ребра головної балки і вагу ребра другорядної балки враховують у вигляді зосередженого навантаження і сумують із навантаженням від плити і підлоги. Підрахунок навантажень на головну балку наводимо у таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Навантаження на головну балку

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН
ПОСТІЙНЕ: Вага плити і підлоги: $g_s \cdot l_s \cdot l_{sb} = 2,72 \cdot 1,77 \cdot 5,08$	24,45	1,1	26,8
Вага ребра другорядної балки довжиною $l_{sb} = 5,08$ м $(h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot l_{sb} \cdot p \cdot 9,81 =$ $(0,35 - 0,07) \cdot 0,15 \cdot 5,08 \cdot 2,5 \cdot 9,81$	5,23	1,1	5,75
Вага ребра головної балки довжиною $l_s = 1,77$ м $(h_{mb} - h_s) \cdot b_{mb} \cdot l_s \cdot p \cdot 9,81 =$ $(0,7 - 0,07) \cdot 0,3 \cdot 1,77 \cdot 2,5 \cdot 9,81$	8,2	1,1	9,02
РАЗОМ:	$G_n = 37,8$		$G = 41,6$
ТИМЧАСОВЕ: $P_n \cdot l_s \cdot l_{sb} = 10 \cdot 1,77 \cdot 5,08$	$P_n = 89,9$	1,2 (за завданням)	$P = 108$

$g_s$  – приймають із таблиці 3.1.



## 5.2 Визначення розрахункових прольотів

Розрахункові прольоти визначають за схемою, наведеною на рисунку 5.1. Під час визначення розрахункових прольотів враховуємо, що балка заведена в стіну на 38 см, а вісь стіни прив'язана на 20 см до внутрішньої поверхні стіни.

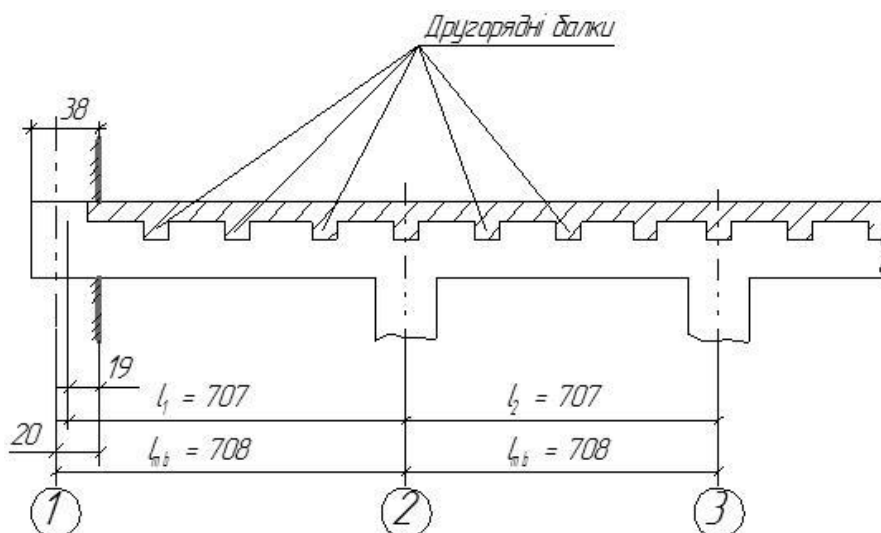


Рисунок 5.1 – Схема до визначення розрахункових прольотів головної балки

Крайній розрахунковий прольот:

$$l_1 = l_{mb} - 20 + \frac{38}{2} = 708 - 20 + \frac{38}{2} = 707 \text{ см.} \quad (5.1)$$

Середній розрахунковий прольот:

$$l_2 = l_{mb} = 708 \text{ см,} \quad (5.2)$$

де  $l_{mb}$  – за рисунком 1.1.

## 5.3 Визначення зусиль

Розрахункову схему балки показано на рис. 5.2. Розрахункові зусилля в головній балці визначаються, як у пружній системі залежно від розрахункової схеми завантаження. При зосереджених навантаженнях  $G$  і  $P$  зусилля  $M$  і  $Q$  обчислюють за формулою 22.7 [6].

Згинальні моменти:

- максимальні

$$M_{max} = \alpha \cdot G + \beta_1 \cdot P \cdot l; \quad (5.3)$$

- мінімальні

$$M_{min} = (\alpha \cdot G + \beta_2 \cdot P) \cdot l. \quad (5.4)$$

Поперечні сили:

- максимальні

$$Q_{max} = \gamma \cdot G + \delta_1 \cdot P; \quad (5.5)$$

- мінімальні

$$Q_{min} = \gamma \cdot G + \delta_2 \cdot P, \quad (5.6)$$

де  $l$  – розрахунковий прольот, м (рис. 5.1);

$G, P$  – навантаження, кН із таблиці 5.1;

$\alpha, \beta_1, \beta_2$  – приймають за таблицею А.7 залежно від схеми навантаження балки для точок 0; 0,25; 0,5 і т.д.;

$\gamma, \delta_1, \delta_2$  – приймають для ділянок I, II та ін. за таблицею А.7.

При числі прольотів понад 5 використовується схема чотирипрольотної балки і визначення зусиль проводиться до середини балки, тобто для двох прольотів. Для спрощення обчислень пластичні деформації не враховуються. Обчислення  $M$  і  $Q$  зручно виконувати у табличній формі. Підрахунок ординат  $M$  і  $Q$  для двох прольотів 5 прольотної балки, завантаженої трьома силами у кожному прольоті, наведено у табл. 5.2 і 5.3. Обвідні епюри  $M$  і  $Q$  показано на рис. 5.2.

#### 5.4 Визначення згинальних моментів у граней опор

Висота головної балки і підбір арматури на опорах виконуються за моментами біля граней опор.

На опорі В

$$M'_B = M_B - \frac{Q_{min} \cdot a_c}{2} = 463 - \frac{40,4 \cdot 0,4}{2} = 454,9 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (5.7)$$

де  $M_B$  – момент по осі опори (рис. 5.2),  $M_B = 463$  кН·м;

$a_c$  – ширина колони (табл. 2.1),  $a_c = 40$  см;

$Q_{min}$  – мінімальна за абсолютним значенням поперечна сила на опорі В (рис. 5.2),  $Q_{min} = 40,4$  кН.

$$M'_C = M_C - \frac{Q_{min} \cdot a_c}{2} = 386 - \frac{8,1 \cdot 0,4}{2} = 384,3 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (5.8)$$

Таблиця 5.2 – Обчислення згинальних моментів головної балки

Точка	G, кН	P, кН	l, м	Коефіцієнти			$\alpha G$	$\beta_1 P$	$\beta_2 P$	$\alpha G + \beta_1 P$	$\alpha G + \beta_2 P$	M, кНм	
				$\alpha$	$\beta_1$	$\beta_2$						$M_{max}$	$M_{min}$
0	41,6	108	7,07	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25				0,2746	0,3248	0,0503	11,42	35,08	5,43	46,5	5,99	328,5	42,3
0,5				0,2991	0,3996	0,1004	12,44	43,15	10,84	55,59	1,6	393	11,31
0,75				0,0736	0,2243	0,1506	3,06	24,22	16,26	27,28	-13,2	192,9	-93,3
0,85				-0,1295	0,0431	0,1726	-5,39	4,65	18,64	-0,74	-24,03	-5,23	-169,3
1				-0,4018	0,0503	0,452	-16,71	5,43	48,8	-11,28	-65,57	-79,7	-463,1
1,12	41,6	108	7,08	-0,1988	0,0192	0,218	-8,27	2,07	23,5	-6,2	-31,77	-43,9	-224,93
1,2				-0,075	0,1125	0,1875	-3,12	12,15	20,2	8,9	-23,32	63	-165
1,25				-0,0067	0,1908	0,1842	-0,27	20,6	19,9	20,33	-20,17	143,9	-142,8
1,5				0,1651	0,3325	0,1675	6,87	35,91	18,1	42,8	-11,23	303	-79,5
1,75				0,0736	0,2243	0,1507	3,06	24,2	16,3	27,26	-13,24	193	-93,7
1,79				0,0196	0,167	0,1475	0,82	18,04	15,9	18,86	-15,08	2133,5	-106,7
1,86				-0,087	0,0805	0,1675	-3,62	8,69	18,1	5,07	-21,72	35,9	-153,6
2				-0,2679	0,1339	0,4018	-11,14	14,46	43,4	3,32	-54,54	23,5	-386,1

Таблиця 5.3 – Обчислення поперечних сил головної балки

Ділянка	G, кН	P, кН	Коефіцієнти			$\gamma \cdot G$	$\delta_1 \cdot P$	$\delta_2 \cdot P$	$Q_{max} = \gamma \cdot G + \delta_1 \cdot P$ , кН	$Q_{min} = \gamma \cdot G + \delta_2 \cdot P$ , кН
			$\gamma$	$\delta_1$	$\delta_2$					
I			1,0982	1,2991	0,2009	45,7	140,3	21,7	186	24
II			0,0982	0,6118	0,5137	4,08	66,1	55,5	70,18	-51,42
III			-0,9018	0,2123	1,1142	-34,5	22,9	120,3	-14,6	-157,8
IV			-1,9018	0,0502	1,952	-79,1	5,42	210	-73,68	-289,1
V	41,6	108	1,6339	1,8851	0,2511	67,9	203,6	27,11	271,5	40,39
VI			0,6339	1,1392	0,5053	26,4	123	54,6	149,4	-28,2
VII			-0,3661	0,6458	0,012	-15,2	69,74	1,296	54,52	-16,5
VIII			-1,3661	0,4517	1,7678	-56,8	48,7	190	-8,1	-246,8

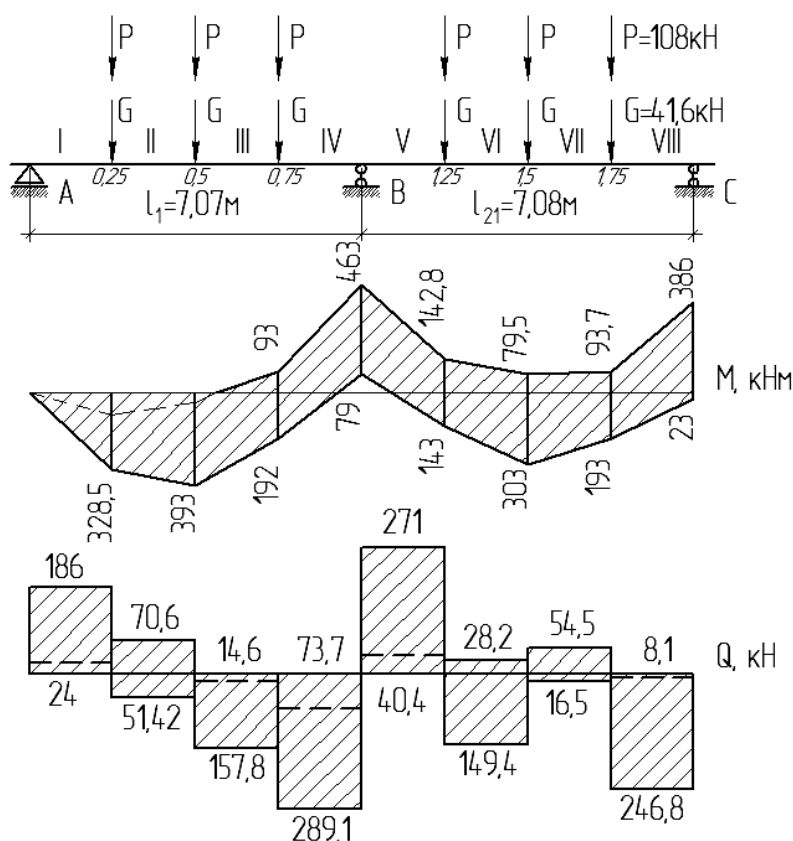


Рисунок 5.2 – Розрахункова схема і епюри  $Q$  і  $M$  головної балки

### 5.5 Визначення розмірів поперечного перерізу

Попередньо були призначені розміри перерізу головної балки  $30 \times 70$  см (табл. 2.1). Висоту балки  $h$  уточнюємо за моментом  $M'_B$  за формулою 17.49 [2]:

$$h = 7 \dots 9,5 \cdot \sqrt[3]{M'_B} = 8,5 \cdot \sqrt[3]{454,9} = 65,45 \text{ см} \quad (5.9)$$

Отриману висоту  $h$  округлюємо кратно 50 мм у більшу сторону. Прийнято  $h = 70$  см. Перевіряємо співвідношення  $b/h = 0,4 \dots 0,5$

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{70} = 0,42 \text{ – умова виконується.}$$

Для подальшого розрахунку приймаємо переріз  $30 \times 70$  см. У розрахунковий переріз включаємо відповідно до п. 3.16 [4] звиси плити шириною  $b_1$  (рис. 5.3), що приймаються рівними меншому зі значень, розрахованих за двома умовами:

1.  $b_1 = 6 \cdot h_s$ , якщо  $h_s < 0,1 \cdot h_{mb}$ , оскільки  $7 \text{ см} = 0,1 \cdot 70 \text{ см}$  – умова відповідає.

$$2. b_1 = \frac{1}{6} \cdot l_{mb} = \frac{1}{6} \cdot 708 = 118 \text{ см.}$$

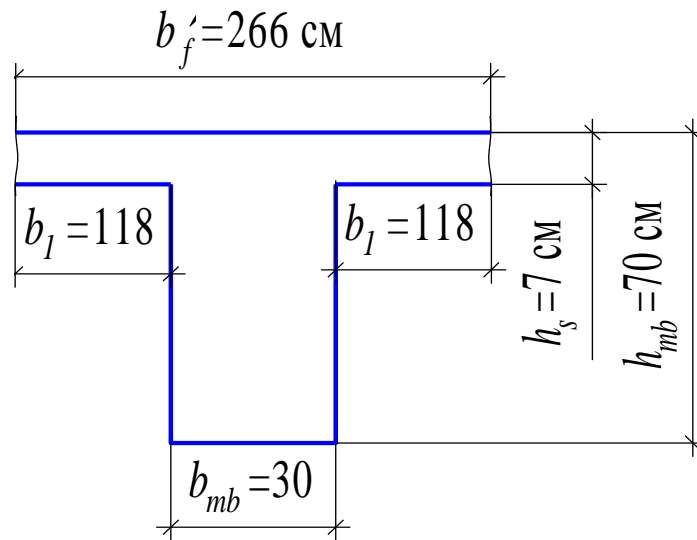


Рисунок 5.3 – Переріз головної балки

Значення  $l_{mb} = 708$  см – за рис. 1.1;  $h_s = 7$  см із розрахунку плити. Через те, що перша умова відповідає, тоді  $b_l = 118$  см.

$$b'_f = b + 2 \cdot b_l = 30 + 2 \cdot 118 = 266 \text{ см.} \quad (5.10)$$

### 5.6 Визначення робочої висоти перерізу

Робочу висоту балки  $h_0$ , см, встановлюють залежно від розміщення арматури в один або два ряди, а також від засобу армування – зварними (рис. 5.4) або в'язаними каркасами (рис. 5.5)

$$h = h_0 - a, \quad (5.11)$$

де  $a$  – приймають за рис.5.4, 5.5.

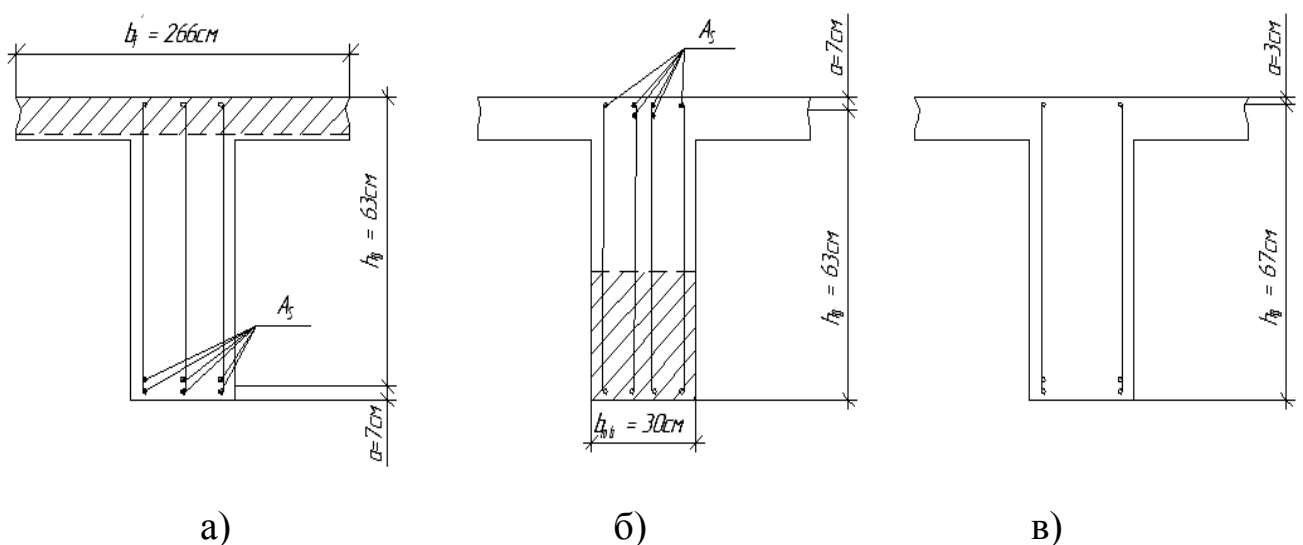


Рисунок 5.4 – Робоча висота і розрахункова форма перерізу в прольотах (а,в) і на опорах (б) при армуванні зварними каркасами

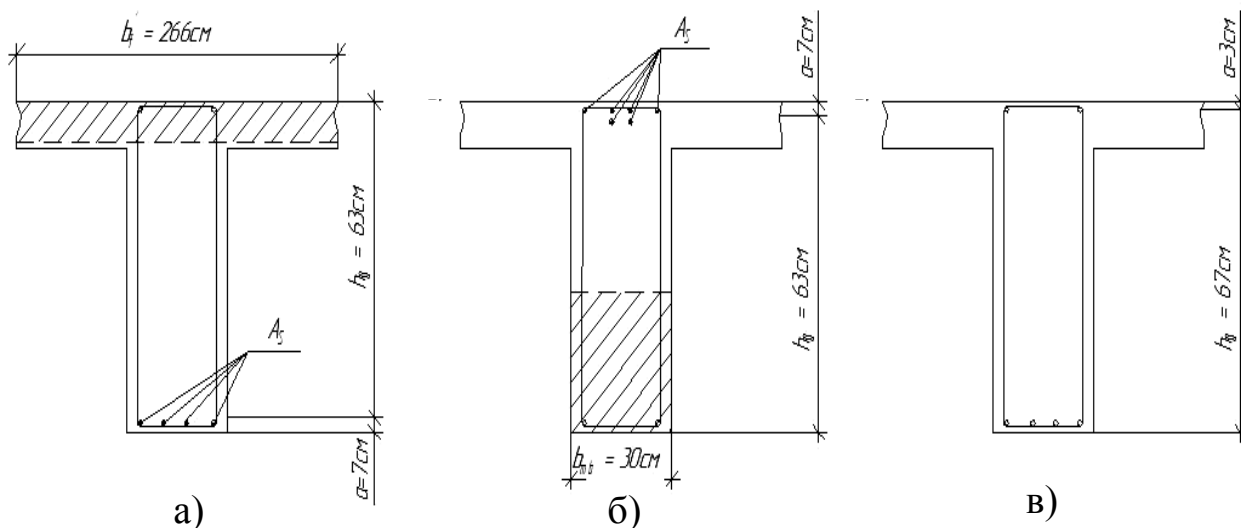


Рисунок 5.5 – Робоча висота і розрахункова форма перерізу в прольотах (а,в) і на опорах (б) при армуванні в'язаними каркасами

Як правило, у головних балках на опорах арматуру розміщують у два ряди.

### 5.7 Розрахунок міцності нормальних перерізів

Переріз поздовжньої арматури в прольотах підбирають за максимальними плюсовими моментами. Розрахункова форма перерізу – таврова (рис. 5.4 а, 5.5 а), ширина перерізу  $b'_f = 266$  см. Переріз поздовжньої арматури на опорах підбирають не за осьовими моментами, а за моментами біля граней опор (див. п.5.4). Розрахункова форма перерізу при розрахунку по мінусовим моментам – прямокутна із шириною  $b = 30$  см (рис. 5.4 б, 5.5 б).

Вихідні дані: бетон В20  $R_b = 11,35$  МПа, [4, табл.13] з урахуванням  $\gamma_{b2} = 0,9$  [4,табл.15]  $R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35$  МПа; робоча арматура класу А-II  $R_s = 280$  МПа [4, табл.22],  $b'_f = 266$  см,  $b = 30$  см, балка армується в'язаними каркасами (див. вихідні дані). Робоча висота в прольотах:

$$h_0 = h - a = 70 - 5 = 65 \text{ см};$$

на опорах:

$$h_0 = h - a = 70 - 7 = 63 \text{ см},$$

де  $a$  – за рис. 5.5.

Визначаємо розрахунковий випадок таврового перерізу за умовою:

$$M < R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right), \quad (5.12)$$

де  $M = 393$  кН·м – максимальний прольотний момент першого прольоту (рис. 5.2);

$h'_f = h_s = 7$  см (див. розрахунок плити),  $h_0 = 65$  см.

$$393 \cdot 10^5 < 10,35 \cdot 10^2 \cdot 266 \cdot 7 \cdot \left(65 - \frac{7}{2}\right),$$

$$393 \cdot 10^5 \text{ Н} < 1185 \cdot 10^5 \text{ Н}.$$

Оскільки умова виконується, отже, нейтральна вісь перетинає полку (рис. 5.4 а, 5.5 а), і підбір арматури варто виконувати за блок-схемою Б.2. При невиконанні умови нейтральна вісь перетинає ребро, і підбір арматури варто виконати за блок-схемою Б.3. Підбір арматури виконуємо у табличній формі (табл. 5.4) для двох прольотів.

Таблиця 5.4 – Підбір арматури головної балки

Пере-різ	$M, \text{Н}\cdot\text{см}$	$\alpha_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2}$	$\xi < \xi_R$	$A_{st} = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s}$
Про-льот I ( $b=266$ см)	$393 \cdot 10^5$	$\frac{393 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 266 \cdot 65^2} = 0,033$	$0,033 < 0,623$	$0,08 \cdot 266 \cdot 65 \times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 21,1$
Опора В ( $b=30$ см)	$454,9 \cdot 10^5$ (біля опори)	$\frac{454,9 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 63^2} = 0,369$	$0,49 < 0,623$	$0,49 \cdot 30 \cdot 63 \times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 34,30$
Про-льот II ( $b=266$ см)	$303 \cdot 10^5$	$\frac{303 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 266 \cdot 65^2} = 0,026$	$0,026 < 0,623$	$0,026 \cdot 266 \cdot 65 \times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 16,61$
Про-льот II ( $b=30$ см)	$93,7 \cdot 10^5$	$\frac{93,7 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 67^2} = 0,071$	$0,07 < 0,623$	$0,07 \cdot 30 \cdot 65 \times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 5,05$
Опора С ( $b=30$ см)	$384,3 \cdot 10^5$ (біля опори)	$\frac{384,3 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 63^2} = 0,31$	$0,39 < 0,623$	$0,39 \cdot 30 \cdot 63 \times \frac{10,35 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 27,3$



За результатами підбору арматури складемо схему потрібного армування (рис. 5.6).

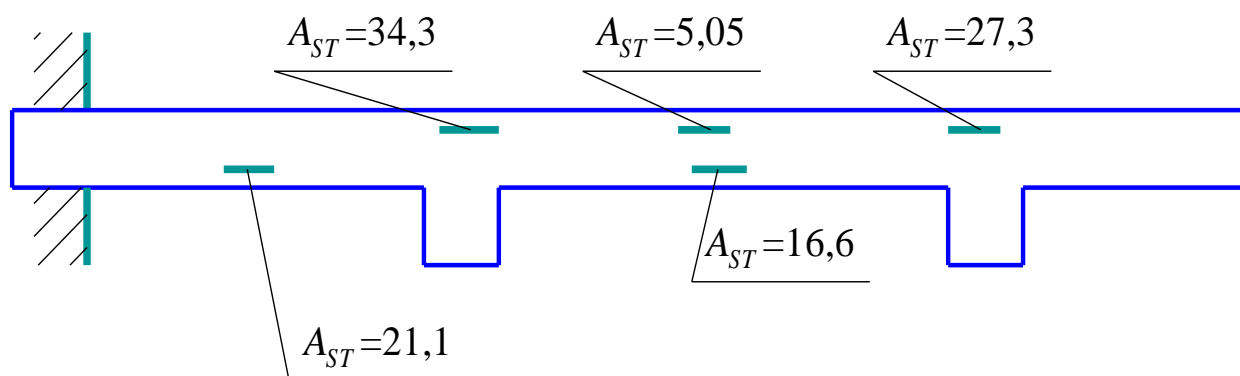


Рисунок 5.7 – Схема потрібного армування балки

Далі конструюють каркаси балки, підбираючи у сортаменті т.1 додатка необхідну кількість стрижнів і розміщуючи їх в перерізах. Конструювання каркасів виконується студентом самостійно. Розрахунок хомутів виконується аналогічно, як і в другорядній балці.

## 6 РОЗРАХУНОК КОЛОНИ

### 6.1 Визначення навантажень

Навантаження на колону збирають із вантажної площі розміром:

$$l_{sb} \cdot l_{mb} = 5,08 \cdot 7,08, \text{ м}^2 \text{ (рис. 1.1)}$$

У навантаження включають вагу всіх конструкцій, що входять у вантажну площу. З рисунка (1.1) очевидно, що варто врахувати постійне навантаження від: плити і підлоги з площі  $l_{sb} \times l_{mb} = 5,08 \times 7,08 \text{ м}^2$ ; ребер другорядних балок (4 шт.) довжиною  $l_{sb} = 5,08 \text{ м}$ ; ребер головних балок (1 шт.) довжиною  $l_{mb} = 7,08 \text{ м}$ .

Навантаження визначають з урахуванням кількості поверхів (у тому числі підвалу). З урахуванням підвалу  $n_e = 4+1=5$  рисунок (6.1). Підрахунок навантаження від ваги колони роблять для перерізу колони  $40 \times 40 \text{ см}$  (табл. 2.1), з урахуванням кількості вище розташованих і підвального поверхів (див. вихідні дані і рис. 6.1). З тимчасових навантажень враховують снігове на покритті ( $n_e = 1$ ) і корисне за завданням при  $n_e = 4$  (на інших міжповерхових перекриттях). Снігове навантаження для м. Донецька  $P_n = 0,5 \text{ кН/м}^2$ , коефіцієнт надійності для снігового навантаження  $\gamma_f = 1,4$  [3, п. 5.7].

Навантаження підраховують у табличній формі (табл. 6.1).

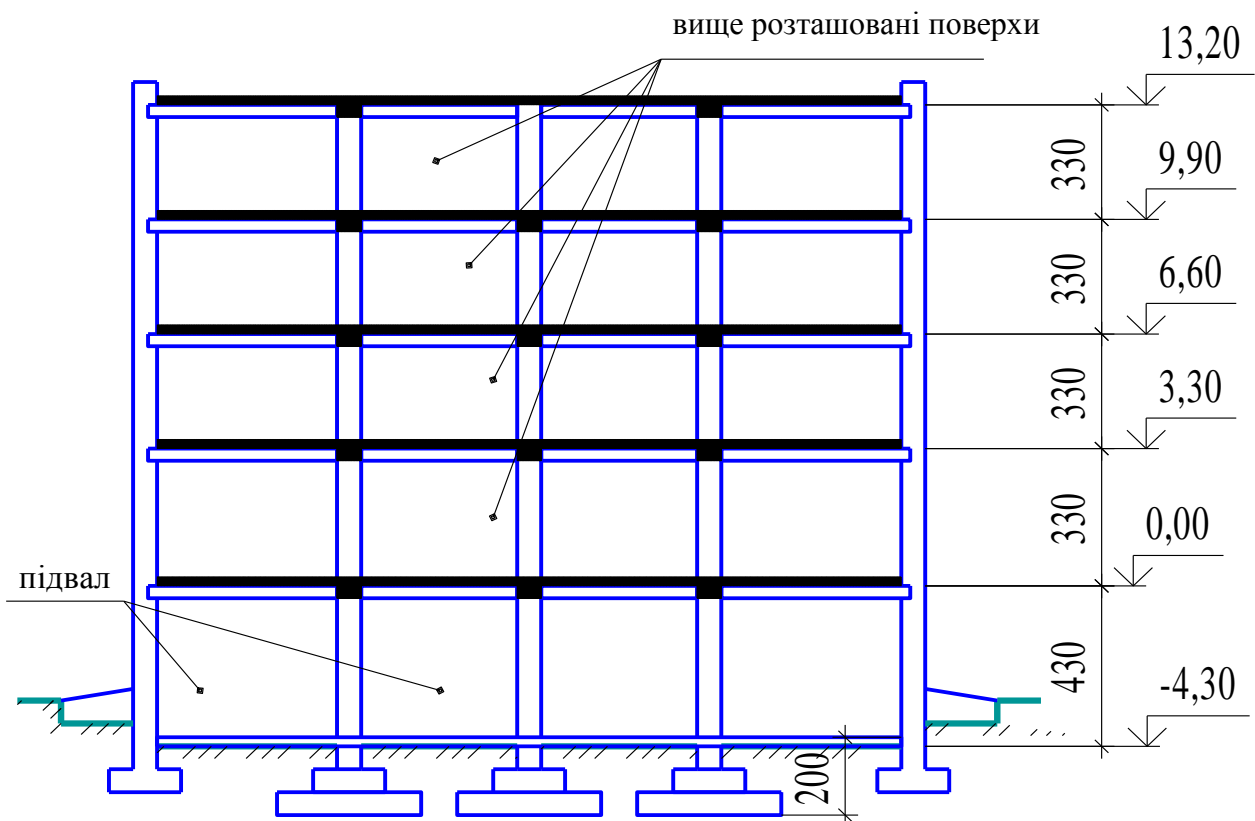


Рисунок 6.1. – Схематичний розріз будівлі

Таблиця 6.1 – Навантаження на колону

Навантаження	Нормативне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН
1	2	3	4
ПОСТІЙНЕ: Вага плити і підлоги (див. табл. 3.1) при $n_e=5$ $g_n \cdot l_{sb} \cdot l_{mb} = 2,72 \cdot 5,08 \cdot 7,08 \cdot 5$	489,1	1,1	538,05
Вага ребер другорядних балок ( $n=4$ шт) довжиною $l_{sb}=5$ м $n_e=5$ $p \cdot (h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot l_{sb} \cdot n \cdot n_e =$ $= 2,5 \cdot 9,81 \cdot (0,35 - 0,07) \cdot 0,15 \cdot 5,08 \cdot 4 \cdot 5$	104,65	1,1	115,1
Вага ребер головних балок ( $n=1$ шт) довжиною $l_{mb}=7,08$ м $n_e=5$ $p \cdot (h_{mb} - h_s) \cdot b_{mb} \cdot l_{mb} \cdot n \cdot n_e =$ $= 2,5 \cdot 9,81 \cdot (0,7 - 0,07) \cdot 0,3 \cdot 7,08 \cdot 5 \cdot 1$	164,1	1,1	180,5
Вага колони всіх поверхів ( $n_e=4+1$ ) $p \cdot a_c \cdot a_c \cdot H \cdot n_e =$ $= 2,5 \cdot (0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,3 \cdot 4 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,3 \cdot 1) \cdot 9,81$	68,96	1,1	75,86
РАЗОМ:	826,8		909,5

Продовження таблиці 6.1

1	2	3	4
ТИМЧАСОВЕ ТРИВАЛІ: корисне (за завданням) $n_e=4$ $p_n \cdot l_{mb} \cdot l_{sb} = 10 \cdot 7,08 \cdot 5,08 \cdot 4$	1438,6	1,2	1726
РАЗОМ:	2265,4		$N_1=2635,5$
ТИМЧАСОВЕ КОРОТКОЧАСНЕ: снігове ( $n_e=1$ ) $p_n \cdot l_{mb} \cdot l_{sb} = 0,5 \cdot 7,08 \cdot 5,08$	18	1,4	25,2
УСЬОГО:	$N_n=2283,4$		$N=2660,7$

Примітки:

1. Розміри перерізів і довжини елементів узяти з рис. 1.1, табл. 2.1 і розрахунків.

2.  $\rho=2,5\text{т/м}^3$  – щільність залізобетону.

## 6.2 Розрахунок міцності перерізу

Розрахункову довжину колони підвалу визначаємо за рисунком 6.2.

З рисунка 6.2 знаходимо геометричну довжину колони  $l$ :

$$l = H_1 + H_2 - h - \left(h_1 + \frac{h_{mb}}{2}\right) = 200 + 430 - 100 - \left(6 + \frac{70}{2}\right) = 489 \text{ см,}$$

де  $H_1 = 2,0$  м – глибина закладення фундаменту від підлоги (див. завдання);

$H_2 = 4,30$  м – висота підвального поверху (див. завдання);

$h_{mb} = 70$  см – висота головної балки з розрахунку або з таблиці 2.1;

$h = 1$  м – висота фундаменту (попередньо  $h = 1$  м);

$h_1 = 6$  см – сумарна товщина асфальтової підлоги і шлакобетону (табл. 3.1).

$$h_1 = 3 + 3 = 6 \text{ см}$$

Розрахункова довжина колони:

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 489 = 342 \text{ см.}$$

Вихідні дані: повне навантаження на колону  $N = 2660,7$  кН (табл. 6.1);  $N_1 = 2635,7$  кН;  $l = 4,89$  м;  $l_0 = 3,42$  м; бетон В20  $R_b = 11,5$  МПа [4,

табл. 13] з урахуванням  $\gamma_{b2} = 0,9$  (4, табл. 15) і  $\gamma_{b3} = 0,85$  п. 3 табл. 15 [4]  
 $R_b = 11,5 \cdot 0,9 \cdot 0,85 = 8,8$  МПа,  $a_c = 40$  см. (попередньо табл. 2.1).

Арматура класу А – III (див. завдання)  $R_{sc} = 365$  МПа (4, табл. 22 для  $\text{Ø}10 \dots 40$  мм.).

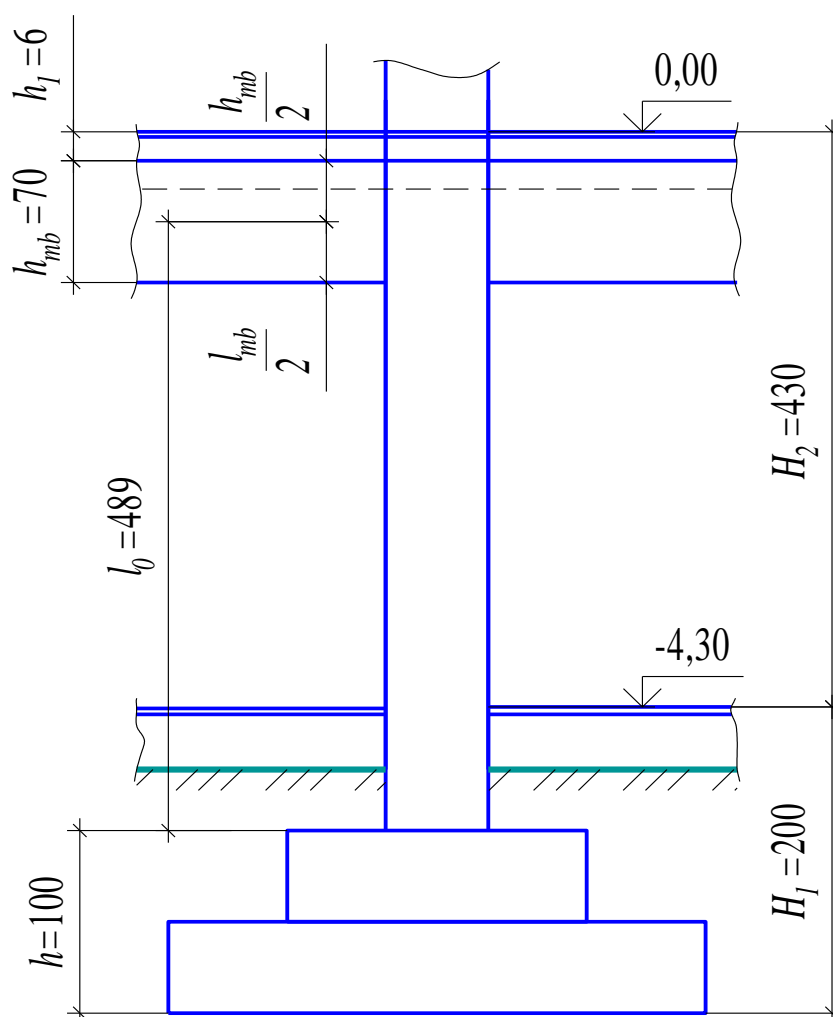


Рисунок 6.2 – Схема до визначення розрахункової довжини колони

Перевіряємо умову:

$$l_0 < 20 \cdot a_c, \quad (6.1)$$

$$342 < 20 \cdot 40,$$

$342 < 800$  – умова виконується, тоді колону розраховуємо як центрально-стиснуту з випадковими ексцентриситетами за блок-схемою Б.4 додатка у послідовності:

1) Задаємося  $\eta = 1$ ,  $\varphi = 1$ ,  $\mu = 0,01$ ,  $A_s = \mu \cdot A = 0,01 \cdot A$ .

2) Визначаємо площу перерізу колони  $A$ :

$$A = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot (R_b + \mu \cdot R_{sc})} = \frac{2660,7 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot (8,8 + 0,01 \cdot 365) \cdot 10^2} = 2137 \text{ см}^2, \quad (6.2)$$

де  $10^2$  – перекладний коефіцієнт із МПа в Н/см<sup>2</sup>.

Сторона перерізу  $a_c = \sqrt{A} = \sqrt{2137} = 46,2$  см.

Прийнято переріз колони  $50 \times 50$  см. Далі ведемо розрахунок за блок-схемою Б.4 додатка Б.

3) Визначаємо

$$\frac{l_0}{a_c} = \frac{342}{50} = 6,84 < 20, \quad \frac{N_l}{N} = \frac{2635,7}{2660,7} = 0,99.$$

За таблицею А.8 додатка  $\varphi_b = 0,915$ .

4) Приймаємо  $A_{ST} < \frac{1}{3} \cdot (A_s + A'_s)$ ,  $\mu\% = 1\%$ ,  $\mu = 0,01$ .

5) За  $\frac{l_0}{a_c} = 6,84$ ,  $\frac{N_l}{N} = 0,99$ .

За таблицею А.8 додатка  $\varphi_r = 0,915$ .

$$6) \alpha = \frac{R_{sc}}{R_b} \cdot \mu = \frac{365 \cdot 10^2}{8,8 \cdot 10^2} \cdot 0,01 = 0,41.$$

$$7) \varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \alpha = 0,915 + 2 \cdot (0,915 - 0,915) \cdot 0,41 = 0,915.$$

Приймаємо  $\varphi = 0,915$ .

8) Визначаємо площу робочої арматури

$$A_s + A'_s = A_{ST} = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A \cdot \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{2660,7 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,915 \cdot 365 \cdot 10^2} - 50 \times$$

$$\times 50 \cdot \frac{8,8 \cdot 10^2}{365 \cdot 10^2} = 12,63 \text{ см}^2. \quad (6.3)$$

За таблицею А.1 приймаємо 8 Ø16 А-III з  $A_s = 16,1 \text{ см}^2 > 12,63 \text{ см}^2$ .

Далі конструюють колону, розміщуючи арматуру в перерізі колони з дотриманням п. 5.22, 5.25, 5.5, 5.12 [4].

## 7 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТУ

### 7.1 Визначення розмірів підшви фундаменту

Розміри підшви фундаменту визначаємо з розрахунку основи фундаменту за деформаціями [3, с. 525]. Розрахунок виконується на дію нормативного навантаження.

Вихідні дані:  $N_n = 2283,4$  кН (табл. 6.1),  $H_1 = 2$  м (вихідні дані),  $R_0 = 0,25$  МПа =  $250$  кН/м<sup>2</sup> (вихідні дані),  $\gamma_m = 20$  кН/м<sup>3</sup> – середня питома вага фундаменту і ґрунту на його уступах.

$$A_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m \cdot H_1} = \frac{2283,4}{250 - 20 \cdot 2} = 10,87 \text{ м}^2,$$

$$a_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{10,87} = 3,29 \text{ м} = 329 \text{ см.}$$

Приймаємо  $a_f = 330$  см, кратно 5 см (рис.7.1).

### 7.2 Розрахунок фундаменту на продавлювання

Мета розрахунку – визначення висоти фундаменту  $h$ , а також розмірів уступів за висотою у плані (рис.7.1).

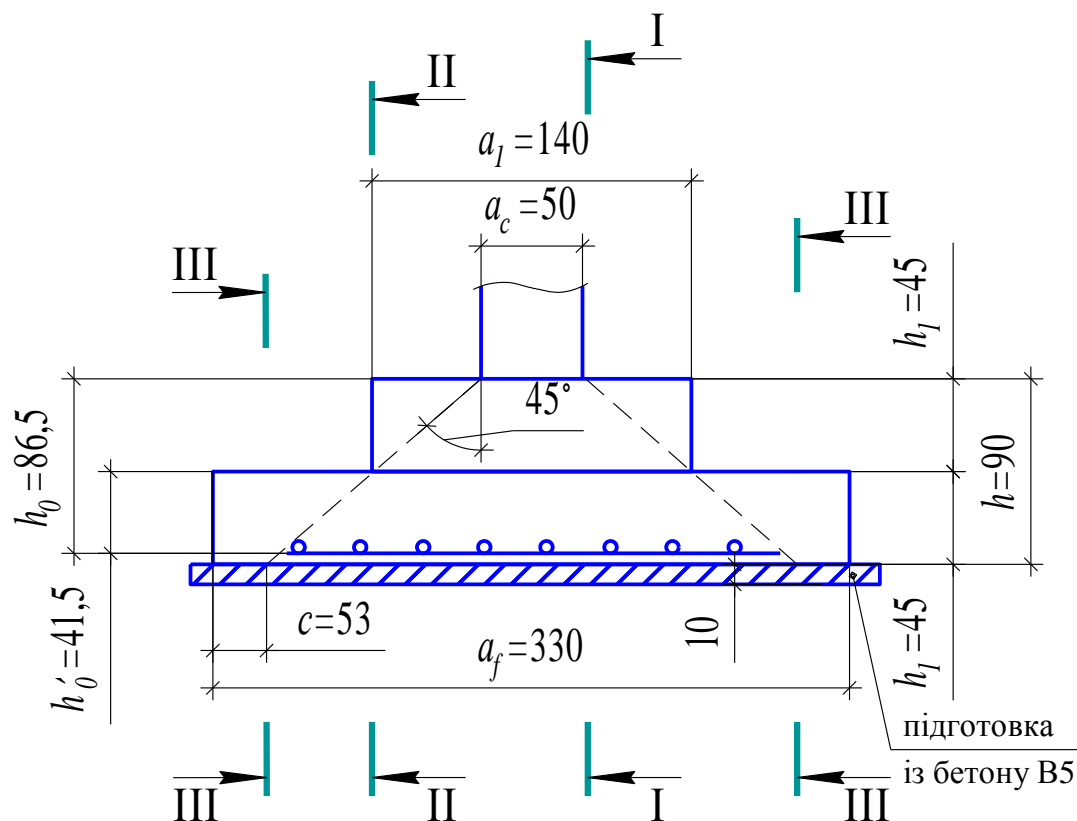


Рисунок 7.1 – Розрахункова схема фундаменту на продавлювання

Мінімальну висоту фундаменту з квадратною підошвою визначають з умови його міцності на продавлювання по поверхні піраміди, бічні сторони якої починаються з граней колони під кутом  $45^0$ . Розрахунок робимо на дію розрахункового навантаження.

Вихідні дані:  $N = 2660,7$  кН (див. табл. 6.1);  $a_f = 3,3$  м; бетон В 12,5  $R_b = 7,5$  МПа [4, табл.13],  $R_{bt} = 0,66$  МПа [4, табл. 13].

1) Спочатку призначаємо висоту фундаменту за конструктивними умовами:

$$h = a_c + 250 = 500 + 250 = 750 \text{ мм}, \quad (7.1)$$

де  $a_c$  – сторона перерізу колони з розрахунку,  $a_c = 500$  мм = 0,5м.

2) Визначаємо  $h_0$ :

$$h_0 = h - a = 750 - 70 = 680 \text{ мм} = 0,68 \text{ м},$$

де  $a = 35$  мм. – за наявності бетонної підготовки під фундаментом;

$a = 70$  мм, якщо немає підготовки під фундаментом. Прийнято  $a = 70$  мм.

3) Визначаємо реактивний тиск ґрунту:

$$P_s = \frac{N}{a_f \cdot a_f} = \frac{2660,7}{3,3 \cdot 3,3} = 244,3 \text{ кН/м}^2 \quad (7.2)$$

4) Обчислюємо площу основи піраміди:

$$A_{pur} = a_c^2 + 2 \cdot h_0 \cdot a_c = 0,5^2 + 2 \cdot 0,68 \cdot 0,5 = 3,46 \text{ м}^2. \quad (7.3)$$

5) Знаходимо продавлюючу силу:

$$F = N - P_s \cdot A_{pur} = 2660,7 - 244,3 \cdot 3,46 = 1815,40 \text{ кН}. \quad (7.4)$$

6) Перевіряємо умову міцності на продавлювання :

$$F < \alpha \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot u_{mid}, \quad (7.5)$$

де  $u_{mid} = 4(a_c + h_0) = 4(0,5 + 0,68) = 4,72$  м;

$\alpha = 1$  – для важких бетонів.

$$1815,4 < 1 \cdot 0,66 \cdot 10^3 \cdot 0,68 \cdot 4,72,$$

$$1815,4 \text{ кН} < 2118,3 \text{ кН}.$$

Умова виконується, виходить, висота фундаменту  $h = 750$  мм достатня. При невиконанні перевірки збільшують  $h$  і розрахунок повторюють із п. 7.2.1.

7) Призначаємо висоту уступів фундаменту:

- при  $h < 500$  мм – фундамент одноступінчатий;

- при  $500 \text{ мм} < h \leq 900 \text{ мм}$  – два ступеня;

- при  $h > 900 \text{ мм}$  – три ступеня.

Ступені звичайно однакові за висотою, або верхній ступінь на 100



мм вище. Приймаємо фундамент двоступінчатий  $h_1 = 400$  мм – верхній ступінь,  $h_2 = 350$  мм – нижній ступінь. Робоча висота нижнього ступеня:

$$h'_0 = h_2 - a = 350 - 70 = 280 \text{ мм.}$$

8) Висоту нижнього ступеня перевіряємо за поперечною силою, виходячи з міцності бетону (без хомутів) у перерізі III – III (рис. 7.1):

$$h'_0 > \frac{c \cdot P_s}{\varphi_{b3} \cdot R_{bt}}, \quad (7.6)$$

де  $h'_0 = 0,28$  м,  $\varphi_{b3} = 0,6$  – для важких бетонів;

$$c = (a_f - a_c - 2 \cdot h_0) \cdot 0,5 = (3,3 - 0,5 - 2 \cdot 0,68) \cdot 0,5 = 0,72 \text{ м.}$$

$$0,28 > \frac{0,72 \cdot 244,3}{0,6 \cdot 0,66 \cdot 10^3},$$

$$0,28 \text{ м} < 0,44 \text{ м.}$$

Умова 7.6 не виконується. Збільшуємо висоту фундаменту  $h = 900$  мм (два ступеня  $h_1 = h_2 = 450$  мм) і передбачаємо підготовку під фундаментом  $t = 100$  мм з пісного бетону, тоді  $a = 35$  мм (рис. 7.1).

$$h_0 = h - a = 900 - 35 = 865 \text{ мм} = 0,865 \text{ м.}$$

$$h'_0 = h_2 - a = 450 - 35 = 415 \text{ мм} = 0,415 \text{ м.}$$

$$c = (a_f - a_c - 2 \cdot h_0) = 0,5 \cdot (3,3 - 0,5 - 2 \cdot 0,865) = 0,53 \text{ м.}$$

Повторюємо перевірку:

$$0,415 > \frac{0,53 \cdot 244,3}{0,6 \cdot 0,66 \cdot 10^3},$$

$$0,415 \text{ м} > 0,33 \text{ м.}$$

Умова виконується. Висота нижнього ступеня  $h_2 = 450$  мм достатня. Таким чином, приймаємо для подальшого розрахунку  $h = 900$  мм.  $h_1 = h_2 = 450$  мм (рис. 7.1).

9) Визначаємо розміри ступенів у плані. Ширина ступеня повинна бути такою, щоб контур піраміди знаходився у середині обрису фундаменту (див. рис. 7.1).

$$a_1 = a_c + 2 \cdot h_1 = 50 + 2 \cdot 45 = 140 \text{ см.}$$

Якщо число ступенів більше двох, то  $a_2 = a_1 + 2h_2$  тощо.

Обчислені розміри фундаменту наведено на рисунку 7.1.

## 8 РОЗРАХУНОК АРМУВАННЯ ФУНДАМЕНТУ

Площу перерізу арматури квадратної підосви фундаменту визначаємо з умови розрахунку фундаменту на згинання у перерізах I-I і II-II (рис. 7.1). Переріз арматури одного і перпендикулярного напрямку на всю ширину фундаменту визначаємо за формулою XI 33 [3]. По необхідній площі підбирають за таблицею А.1 таку кількість стрижнів на ширину фундаменту  $a_f$ , щоб сумарна площа їх була більше необхідної, тобто:

$$A_s > A_{st}. \quad (8.1)$$

Вихідні дані :  $N = 2660,7$  кН (див. табл. 6.1), бетон В12,5,  $R_b = 7,5$  МПа [4, табл.13],  $R_{bt} = 0,66$  МПа [4, табл.13].  $p_s = 24,43$  Н/см<sup>2</sup>,  $a_f = 330$  см (рис. 7.1), арматура фундаменту класу А-II  $R_s = 280$  МПа [4, табл. 22].

1) Обчислюємо згинальні моменти у перерізах I-I і II-II (рис. 7.1)

$$M_{I-I} = 0,125 \cdot p_s (a_f - a_c)^2 \cdot a_f = 0,125 \cdot 244,3 \cdot (3,3 - 0,5)^2 \cdot 3,3 = 790 \text{ кНм},$$

$$M_{II-II} = 0,125 \cdot p_s (a_f - a_1)^2 \cdot a_f = 0,125 \cdot 244,3 \cdot (3,3 - 1,4)^2 \cdot 3,3 = 363,7 \text{ кНм}$$

2) Розраховуємо переріз арматури одного й іншого напрямку на всю ширину фундаменту:

$$A_{ST I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{790 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 86,5 \cdot 280 \cdot 10^2} = 36,24 \text{ см}^2,$$

$$A_{ST II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h'_0 \cdot R_s} = \frac{363,7 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 41,5 \cdot 280 \cdot 10^2} = 34,78 \text{ см}^2.$$

3) Армування робимо за більшою площею арматури  $A_{st} = 36,24$  см<sup>2</sup>.

При ширині підосви фундаменту  $a_f = 330$  см довжина стержнів

$$\ell = a_f - 2 \cdot 5 = 330 - 10 = 320 \text{ см}.$$

Стержні розташовуємо з кроком 100...200 мм (приймаємо крок 150 мм = 15 см).

Кількість осередків:

$$n = \frac{320}{15} = 21,33.$$

Кількість стрижнів:

$$n + 1 = 21 + 1 = 22 \text{ шт.}$$

Площа перерізу одного стрижня:

$$A_{ST} = \frac{36,24}{22} = 1,65 \text{ см}^2.$$

За сортаментом табл. А.1 додатка приймаємо  $\varnothing 16$  А-II

$$A_s = 2,011 \text{ см}^2 > 1,65 \text{ см}^2.$$

$$\text{Усього } 22 \varnothing 16 \text{ А-II. } A_s = 2,011 \cdot 22 = 44,24 \text{ см}^2 > 36,24 \text{ см}^2.$$

У перпендикулярному напрямку приймаємо таке ж число стрижнів із таким самим кроком.

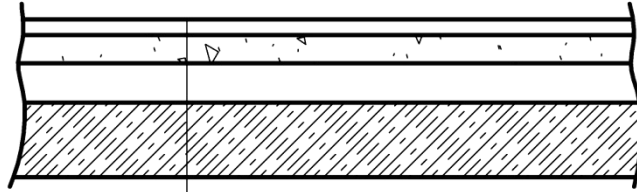
**ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ**

1. Гольшев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: справоч. пособие / А.Б. Гольшев. – К.: Будівельник, 1985. – 496 с.
2. Байков В.Н. Строительные конструкции / В.Н. Байков, Г.И. Попов. – М.: Высш. шк., 1986. – 543 с.
3. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – [Действительный от 01.01.87.]. – М.: Госстрой СССР, 1987. – 36 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84\*. – [Действительный от 01.01.86.]. – М.: Госстрой СССР, 1985. – 79 с.
5. Поляков Л.П. Железобетонные конструкции / Л.П. Поляков, Е.Ф. Лысенко, Л.В. Кузнецов. – К.: Вища шк., 1984. – 352 с.
6. Лопатто А.Э. Проектирование элементов железобетонных конструкций / А.Э.Лопатто, В.Ф.Майборода. – К.: Вища шк., 1987. – 238 с.

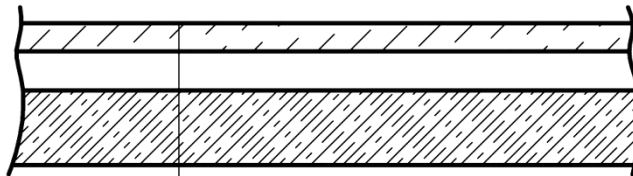
## ДОДАТОК А

## ДОВІДКОВІ МАТЕРІАЛИ

а) Мозаїчна

Мозаїчна підлога - 2 см ( $\rho=2000 \text{ кг/м}^3$ )Цементний розчин - 3 см ( $\rho=2200 \text{ кг/м}^3$ )Керамзит - 5 см ( $\rho=1500 \text{ кг/м}^3$ )ЗБ плита перекриття -  $h_s$  ( $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$ )

б) Асфальтова

Асфальтова підлога - 3 см ( $\rho=2200 \text{ кг/м}^3$ )Шлакобетон - 3 см ( $\rho=1500 \text{ кг/м}^3$ )ЗБ плита перекриття -  $h_s$  ( $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$ )

в) Плиткова (керамічна)

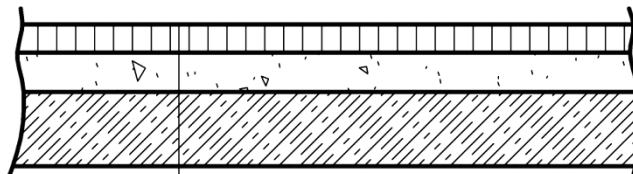
Плиточна підлога - 3 см ( $\rho=2200 \text{ кг/м}^3$ )Цементний розчин - 2 см ( $\rho=1500 \text{ кг/м}^3$ )ЗБ плита перекриття -  $h_s$  ( $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$ )

Рисунок А.1 – Типи підлог за перекриттям

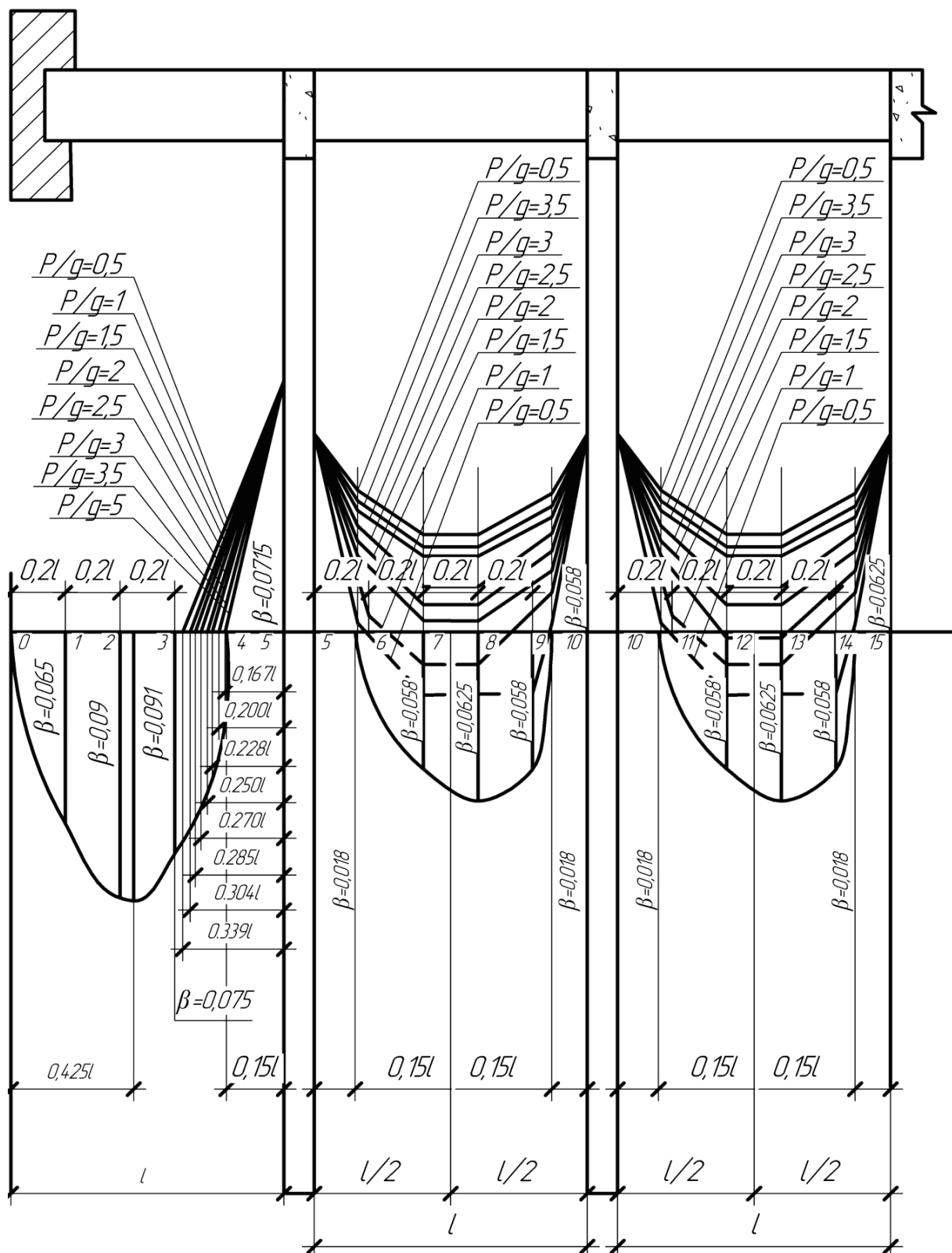


Рисунок А.2 – Епюри згинальних моментів нерозрізних рівнопрольотних другорядних балок

Таблиця А.1 – Сортамент гарячевальцьованих стрижнів і арматурного дроту

Номинальний діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стрижнів									Випускні діаметри			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	А-I, А-III	А-II	Вр-I	Вр-I, В-II
3	0,076	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,47	0,57	0,64	-	-	+	+
4	0,126	0,25	0,38	0,5	0,62	0,75	0,88	1	1,13	-	-	+	+
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,38	1,57	1,77	-	-	+	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	+	-	-	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	+	-	-	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	+	+	-	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	+	+	-	-
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87	+	+	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,5	14,07	16,1	18,09	+	+	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,2	12,72	15,3	17,8	20,4	22,9	+	+	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,6	15,7	18,8	22	25,13	28,27	+	+	-	-
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,8	26,61	30,41	34,21	+	+	-	-
25	4,909	9,82	14,7	19,6	24,54	29,5	34,36	39,27	44,18	+	+	-	-
28	6,158	12,3	18,5	24,6	30,79	36,9	43,1	49,26	55,42	+	+	-	-
32	8,043	16,1	24,1	32,1	40,21	46,3	56,3	64,34	72,38	+	+	-	-
36	10,019	20,4	30,5	40,7	50,89	60,1	71,25	81,43	91,61	+	+	-	-
40	12,566	25,1	37,7	50,3	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1	+	+	-	-

Таблиця А.2 – Значення  $\xi$ ,  $\nu$  і  $\alpha_0$  для розрахунку згинних елементів прямокутного перерізу з одиночною арматурою

$\xi = x/h_0$	$\nu = 1 - 0,5 \xi$	$\alpha_0 = \xi(1 - 1,05 \xi)$	$\xi$	$\nu$	$\alpha_0$	$\xi$	$\nu$	$\alpha_0$
0,01	0,995	0,010	0,250	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,990	0,020	0,260	0,870	0,226	0,5	0,750	0,375
0,03	0,985	0,030	0,270	0,865	0,234	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,280	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,049	0,290	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,970	0,058	0,300	0,850	0,255	0,54	0,730	0,394
0,07	0,965	0,068	0,310	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,960	0,077	0,320	0,840	0,269	0,56	0,720	0,403
0,09	0,955	0,086	0,330	0,835	0,276	0,57	0,715	0,408
0,1	0,950	0,095	0,340	0,830	0,282	0,58	0,710	0,412
0,11	0,945	0,104	0,350	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,940	0,113	0,360	0,820	0,295	0,6	0,700	0,420
0,13	0,935	0,122	0,370	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,930	0,130	0,380	0,810	0,308	0,62	0,690	0,428
0,15	0,925	0,139	0,390	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,920	0,147	0,400	0,800	0,320	0,64	0,680	0,435
0,17	0,915	0,156	0,410	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,910	0,164	0,420	0,790	0,332	0,66	0,670	0,442
0,19	0,905	0,172	0,430	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,2	0,900	0,180	0,440	0,780	0,343	0,68	0,660	0,449
0,21	0,895	0,188	0,450	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,890	0,196	0,460	0,770	0,354	0,7	0,650	0,455
0,23	0,885	0,204	0,470	0,765	0,360			
0,24	0,880	0,211	0,480	0,760	0,365			

Таблиця А.3 – Значення  $\xi_R$  для елементів із важкого бетону

Клас бетону	Клас арматури				
	А-I	А-II	А-III	А-IIIв	Вр-I
В 7,5	0,728	0,689	0,658	0,63	0,66
В 10	0,715	0,674	0,647	0,615	0,645
В 12,5	0,702	0,66	0,629	0,6	0,631
В 15	0,692	0,65	0,619	0,59	0,62
В 20	0,665	0,623	0,592	0,562	0,593
В 25	0,639	0,596	0,565	0,535	0,566
В 30	0,616	0,573	0,541	0,512	0,543

Таблиця А.4 – Співвідношення між діаметрами стрижнів, що зварюються контактним точковим зварюванням стрижнів сіток і каркасів

Діаметр стрижня одного напрямку	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Найменший припустимий діаметр стрижня перпендикулярного напрямку	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Найменша відстань між осями поздовжніх стрижнів		30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

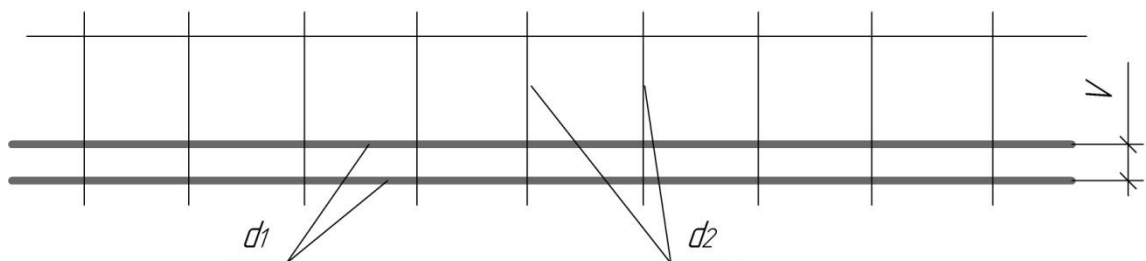


Схема розміщення стрижнів у каркасі


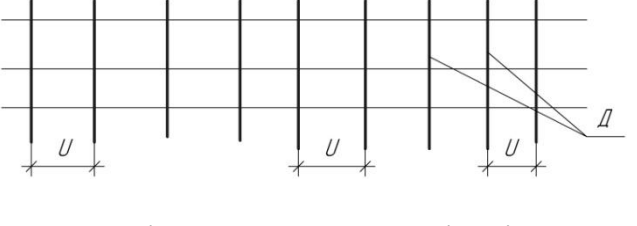


Таблиця А.5 – Значення коефіцієнтів  $\beta$  для визначення ординат мінімальних моментів у середніх прольотах залежно від співвідношення навантажень,  $p/g$

$p/g$	Коефіцієнт $\beta$ для номерів точок										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,01	0,022	0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	0,028	0,028	-0,003	-0,0625
1	-0,0715	-0,02	0,016	0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	0,013	0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	0	-0,02	-0,0625	-0,019	0,004	0,004	-0,019	-0,0625
2	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,03	-0,015	-0,015	-0,03	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,02	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

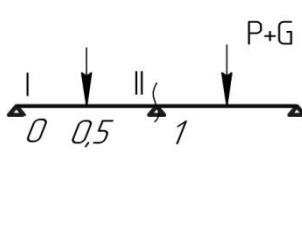
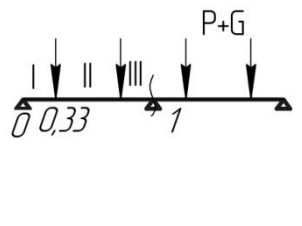
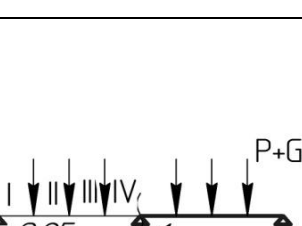
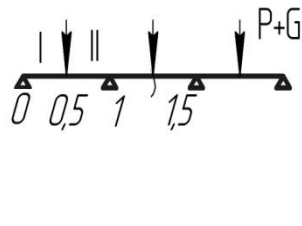
Примітка: Номери точок показано на рисунку А.2

Таблиця А.6 – Діаметри і кроки робочої та розподільної арматури рулонних сіток

Сітки з поздовжньою робочою арматурою					Сітки з поперечною робочою арматурою					Діаметри робочої арматури, мм	Діаметр і крок, мм, стрижнів розподільної арматури при діаметрі і кроку стрижнів робочої арматури, мм			
Крок стрижнів робочої арматури,	Кількість стрижнів на 1 м	Площа перерізу робочих стержнів, см <sup>2</sup> , при їх діаметрах, Д, мм			Крок стержнів арматури, u	Кількість стержнів на 1 м	Площа перерізу робочих стрижнів, см <sup>2</sup> , при їх діаметрах, Д, мм				Крок робочої арматури			
		3	4	5			6	8	10		100	125	150	200
100	10	0,71	1,26	1,96	100	100	2,83	5,08	7,85	3..4	3/400	3/400	3/400	3/400
125	8	0,57	1,01	1,57	125	125	2,26	4,02	6,28	5	3/350	3/350	3/350	3/350
150	6,5	0,47	0,84	1,31	150	150	1,89	3,35	5,23	6	4/350	4/350	3/350	3/350
200	5	0,35	0,63	0,98	200	200	1,41	2,51	3,93	8	5/350	5/350	4/350	4/350
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>Розподільна арматура</p> </div> <div style="text-align: center;">  </div> </div>														
Схема розміщення робочих стрижнів в сітках з поздовжньою робочою арматурою										Схема розміщення робочих стрижнів в сітках з поперечною робочою арматурою				

У чисельнику наведено діаметр розподільних стрижнів, а в знаменнику – їхні кроки.

Таблиця А.7 – Коефіцієнти  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\delta$  для обчислення моментів і поперечних сил нерозрізних балок при зосереджених навантаженнях

Схема навантаження	Згинальні моменти				Поперечні сили			
		$\alpha$	$\beta_1$	$\beta_2$	Ділянка	$\gamma$	$\delta_1$	$\delta_2$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	0	0	0	0	I	0,3125	0,4063	0,0938
	0,5	0,1563	0,2031	0,0469				
	0,84	-0,0789	0	0,0789	II	-0,6875	0	0,6875
	1	-0,1875	0	0,1875				
	0	0	0	0	I	-0,6667	0,8333	0,1667
	0,33	0,2222	0,2778	0,556				
	0,66	0,1111	0,2222	0,1111	II	-0,3333	0,2407	0,5741
	0,86	-0,143	0	0,143				
1	-0,3333	0	0,3333	III	-1,3333	0	1,3333	
	0	0	0	0	I	1,0306	1,2655	0,2347
	0,25	0,2576	0,3164	0,0587				
	0,5	0,2655	0,3826	0,1174	II	0,0306	0,5749	0,5443
	0,75	0,023	0,199	0,176				
0,86	-0,2025	0	0,2025	IV	-1,9694	0	1,9664	
1	-0,4688	0	0,4688					
	0	0	0	0	I	0,35	0,425	0,0755
	0,5	0,175	0,2125	0,0375				
	0,83	-0,146	0,0208	0,0625	II	-0,65	0,025	0,675
	1	-0,15	0,025	0,175				
1,15	-0,075	0,0063	0,0813	III	0,5	0,625	0,125	
1,5	0,1	0,175	0,075					

Продовження табл. А.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9
	0	0	0	0				
	0,33	0,2444	0,2889	0,0444	I	0,7333	0,8667	0,1332
	0,66	0,1555	0,2444	0,0889	II	-0,2667	0,279	0,5457
	0,84	-0,075	-0,0377	0,1127	III	-1,2667	0,0444	1,3111
	1	-0,2667	0,0444	0,3111	IV	1	1,2222	0,2222
	1,13	-0,1333	0,01333	0,1467	V	0	0,5333	0,5333
	1,33	0,0667	0,2	0,1333				
	1,5	0,0667	0,2	0,1333				
	0	0	0	0				
	0,25	0,2813	0,3281	0,0469				
	0,5	0,3125	0,4062	0,0938	I	1,125	1,3125	0,1875
	0,75	0,0938	0,2344	0,1406	II	0,125	0,625	0,5
	0,83	-0,107	0,0535	0,1605	III	-0,875	0,225	1,1
	1	-0,375	0,0625	0,4375	IV	-1,875	0,0625	0,9375
	1,12	-0,1875	0,0232	0,2107	V	1,5	1,8125	0,3125
	1,2	-0,075	0,1125	0,1875	IV	0,5	1,0325	0,53
	1,25	0	0,1875	0,1875				
1,5	0,125	0,3125	0,1875					
	0	0	0	0				
	0,5	0,1697	0,2098	0,0402				
	0,83	-0,0503	0,0168	0,067				
	1	-0,1607	0,0201	0,1808	I	0,3393	0,4196	0,0804
	1,14	-0,0781	0,0048	0,083	II	-0,6607	0,0201	0,741
	1,2	-0,05	0,025	0,075	III	0,5536	0,654	0,1004
	1,5	0,116	0,183	0,067	IV	-0,4464	0,1607	0,6071
	1,79	0,0134	0,0458	0,0592				
	1,83	-0,0362	0,0282	0,0644				
	2	-0,1072	0,0536	0,1607				

Закінчення табл. А.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9
	0	0	0	0				
	0,33	0,2381	0,2857	0,0476				
	0,66	0,1429	0,2381	0,0958				
	0,84	-0,0907	0,0303	0,1211	I	0,7143	0,8571	0,1428
	1	-0,2857	0,0357	0,3214	II	-0,2857	0,2698	0,5555
	1,13	-0,14	0,0127	0,1528	III	-0,2857	0,0357	0,3214
	1,2	-0,0667	0,0667	0,1333	IV	1,0953	1,2738	0,1785
	1,33	0,0794	0,2063	0,127	V	0,0958	0,5854	0,4921
	1,66	0,1111	0,2222	0,1111	VI	0,9047	0,2858	1,1905
	1,79	0	0,1053	0,1053				
	1,85	-0,0623	0,0547	0,117				
	2	-0,1905	0,0952	0,2857				
		0	0	0	0			
0,25		0,2746	0,3248	0,0503				
0,5		0,2991	0,3996	0,1004				
0,75		0,0736	0,2243	0,1526	I	1,0982	1,2991	0,2009
0,85		-0,1295	0,0431	0,1726	II	0,0982	0,6118	0,5137
1		-0,4018	0,0503	0,452	III	-0,9018	0,2123	1,1142
1,12		-0,1988	0,0192	0,218	IV	-1,9018	0,0502	1,952
1,2		-0,075	0,1125	0,1875	V	1,6339	1,8851	0,2511
1,25		-0,0067	0,1908	0,1842	VI	0,6339	1,1392	0,5053
1,5		0,1651	0,3325	0,1675	VII	-0,3661	0,6458	0,012
1,75		0,0736	0,2243	0,1507	VIII	-1,366	0,4517	1,7678
1,79		0,0196	0,167	0,1475				
1,86		-0,087	0,0805	0,1675				
2	-0,2679	0,1339	0,4018					

Таблиця А.8 – Коефіцієнти  $\phi_b$  і  $\phi_r$  для розрахунку колон із важкого бетону

$\frac{N_L}{N}$	Значення $l_0/a_c$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
Коефіцієнт $\phi_b$								
0	0,93	0,91	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,8
0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,8	0,73	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
Коефіцієнт $\phi_r$ при площі перерізів проміжних стрижнів $A_{st} < \frac{1}{3} \cdot (A_s + A_s')$								
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,8	0,75
1	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77	0,7
Також при $A_{st} > \frac{1}{3} \cdot (A_s + A_s')$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,8	0,75
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,8	0,74	0,66	0,58
<p>Примітка. <math>N_L</math> – поздовжня сила від дії постійних і тривалих навантажень;  <math>N</math> – поздовжня сила від дії всіх навантажень (постійних, тривалих, короткочасних).</p> <div style="text-align: center;"> <p style="text-align: center;">Схема розміщення поздовжніх стрижнів у колоні</p> </div>								

## ДОДАТОК Б

## БЛОК-СХЕМИ

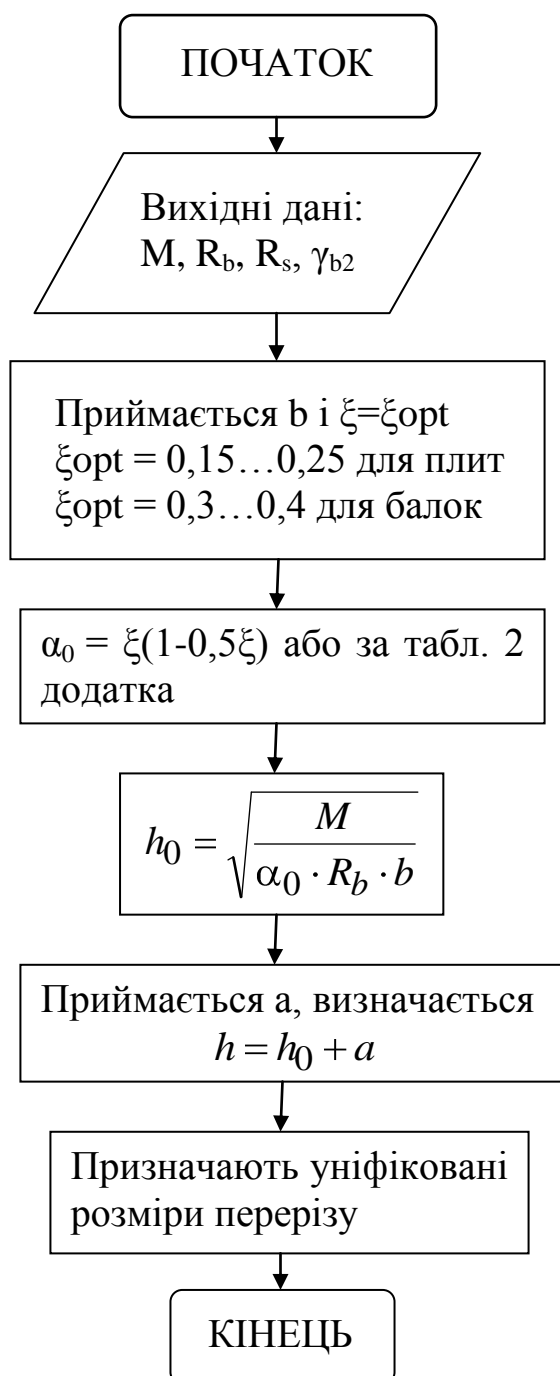


Рисунок Б.1 – Визначення розмірів перерізу в згинальних елементах прямокутного профілю з умови міцності нормальних перерізів

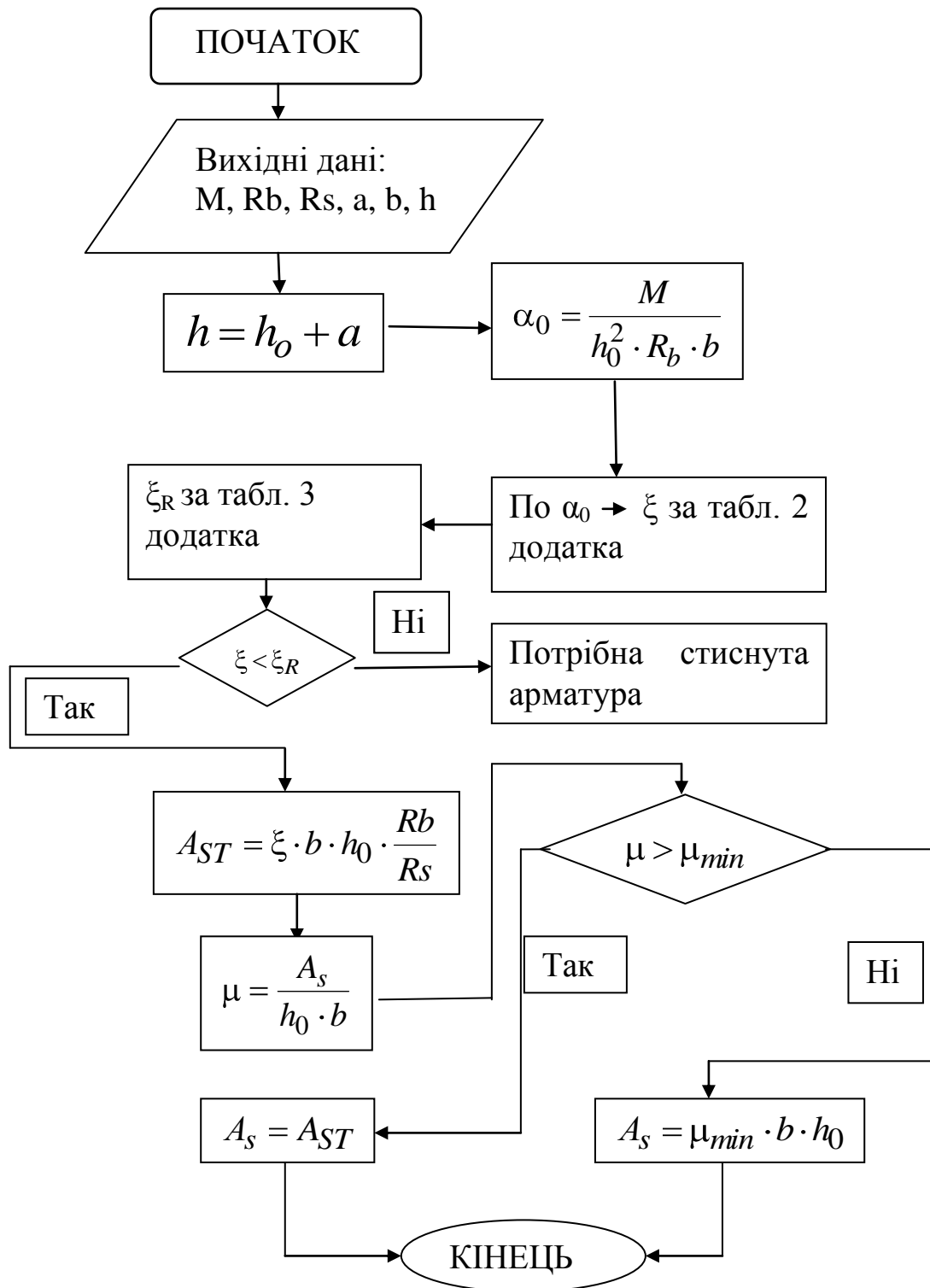


Рисунок Б.2 – Визначення площі перерізу арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з умови міцності нормальних перерізів



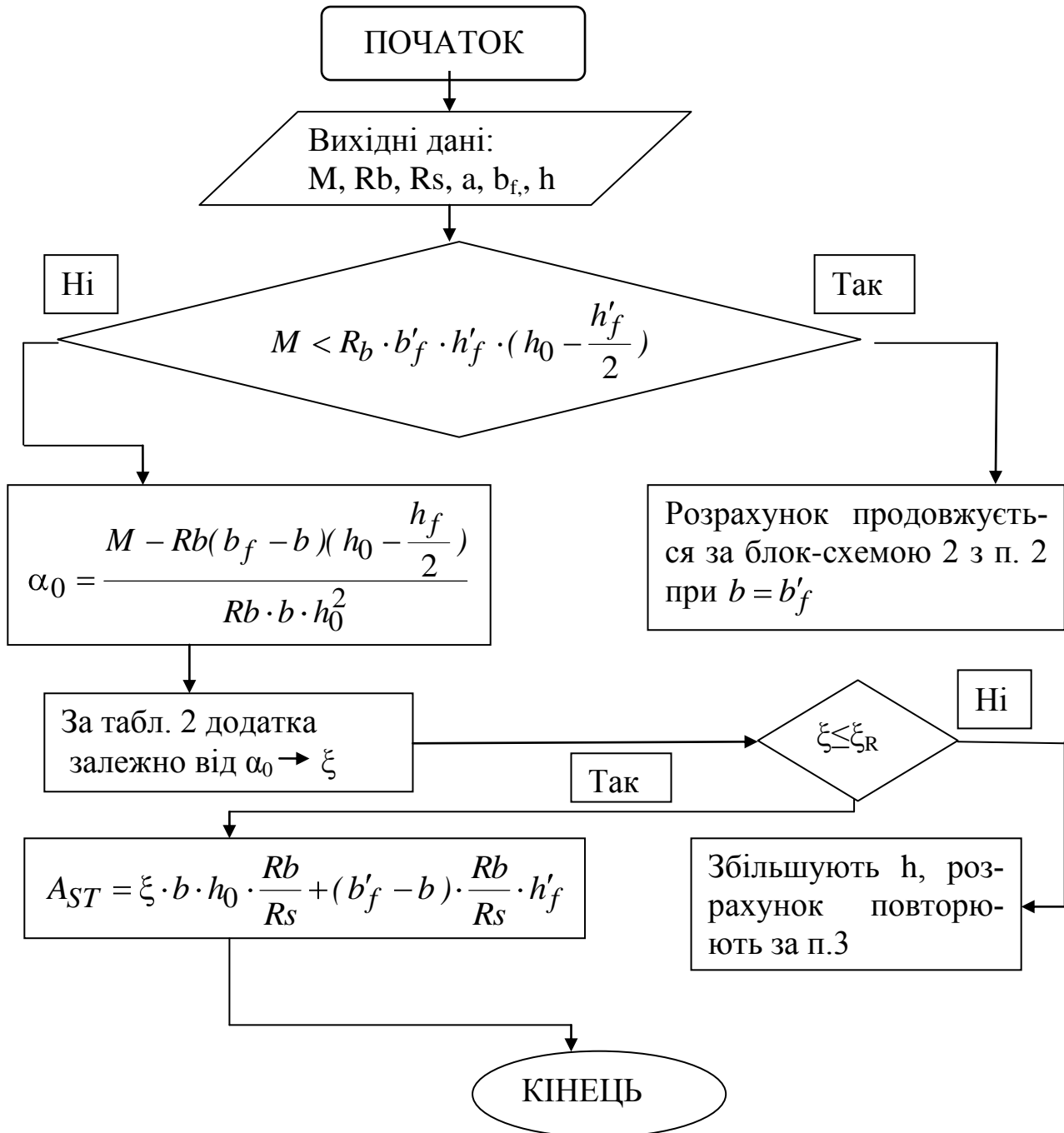


Рисунок Б.3 – Визначення площі перерізу ненапруженої арматури в згинальних елементах таврового профілю з умови міцності нормальних перерізів

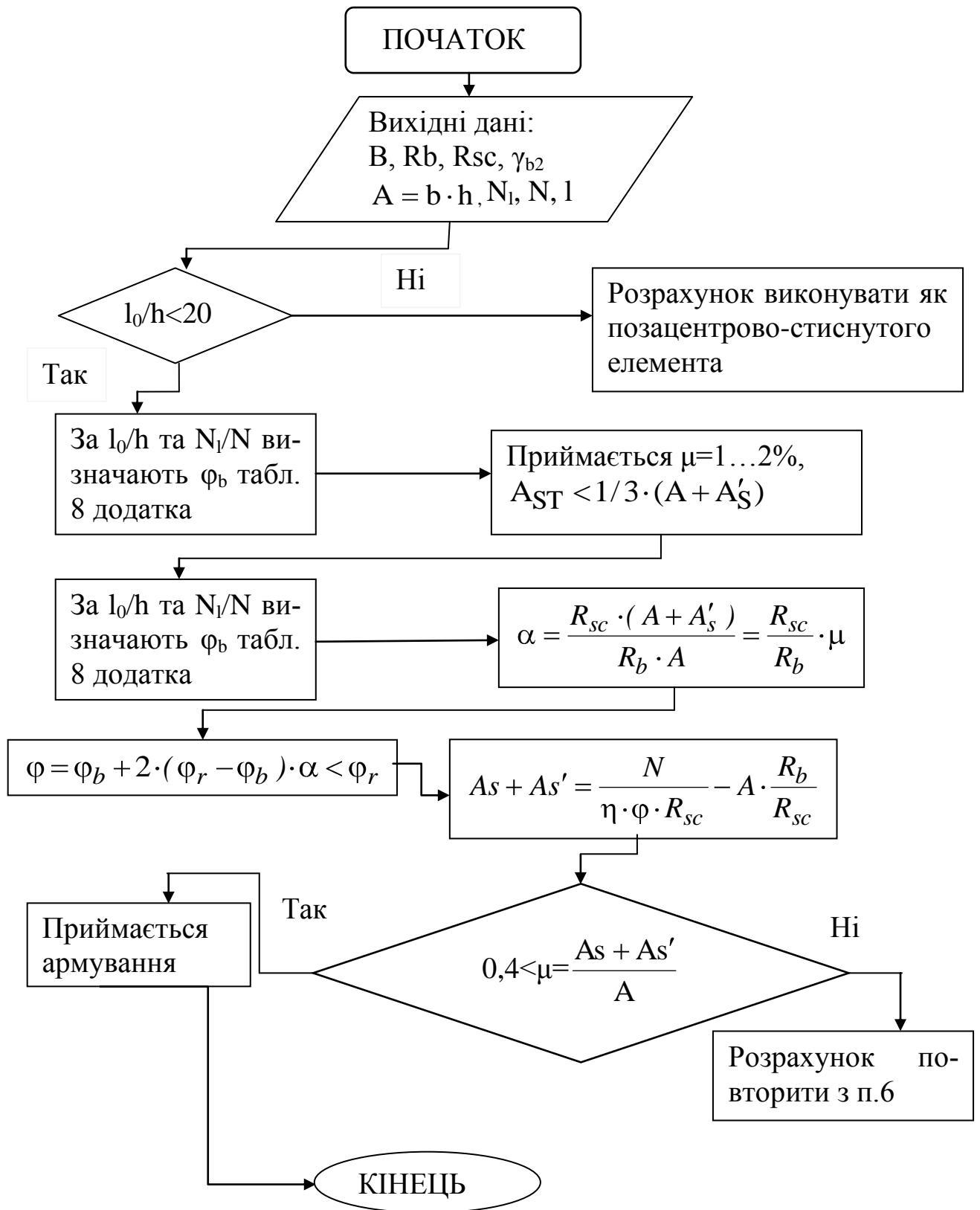


Рисунок Б.4 – Визначення площі арматури в стиснутих елементах прямокутного профілю при випадкових ексцентриситетах

ЕЛЕКТРОННЕ НАВЧАЛЬНО-МЕТОДИЧНЕ ВИДАННЯ

**Пархоменко Віктор Володимирович**  
**Кіріна Євгенія Олександрівна**  
**Кумейко Наталя Миколаївна**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**  
**ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ**  
**«ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ»**  
**(ДЛЯ СТУДЕНТІВ НАПРЯМКУ ПІДГОТОВКИ 6.060101**  
**«БУДІВНИЦТВО»)**

Підписано до випуску 16.06.2011 р. Гарнітура Times New.  
Умов. друк. арк. 3,63. Зам. № 158.

---

Державний вищий навчальний заклад  
«Донецький національний технічний університет»  
Автомобільно-дорожній інститут  
84646, м. Горлівка, вул. Кірова, 51  
E-mail: druknf@rambler.ru

Редакційно-видавничий відділ

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру видавців, виготовників і розповсюджувачів  
видавничої продукції ДК № 2982 від 21.09.2007р.