



МІНІСТЕРСТВО
ТРАНСПОРТУ ТА ЗВ'ЯЗКУ УКРАЇНИ

Дніпропетровський національний університет
залізничного транспорту імені академіка
В. Лазаряна

Кафедра будівельних конструкцій

«Монолітне залізобетонне перекриття»

Методичні вказівки до виконання курсового проекту

Укладачі:
І.І. Кирпа
О.В. Лінецький

Для студентів
спеціальностей:
ПЦБ, ВВ, МТ, ОБЗ.

Дніпропетровськ 2006

Укладачі:

кандидат технічних наук, доцент Іван Іванович Кирпа
асистент Олександр Віталійович Лінецький

УДК 624.012 (075.8)

Рецензенти:

д-р техн. наук, проф. С.О. Слободянюк (ПДАБА)
канд. техн. наук, доц. А.В. Тищенко (ДІТ)

У методичних вказівках викладена послідовність розрахунку та конструювання елементів міжповерхового перекриття (плити, другорядної балки, головної балки) промислової будівлі, центрально навантаженої колони першого поверху та фундаменту під неї. Методичні вказівки призначені для самостійної роботи студентів спеціальностей ПЦБ, ВВ, МТ, ОБЗ під час курсового та дипломного проектування.

Іл. 34. Табл. 27. Бібліогр.: назв.7.

Друкується за рішенням кафедри.

Методичні вказівки до виконання розрахунку та конструювання монолітного ребристого перекриття з балочними плитами. / Дніпропетр. нац. уні-т. залізничн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. / Укл.: І. І. Кирпа, О. В. Лінецький. - Д., 2006 – 65 с.

- © Кирпа І. І., укладання, 2006
- © Лінецький О. В., укладання, 2006
- © Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізничн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна

ВСТУП

За останні роки в Україні все більше уваги приділяється використанню монолітного залізобетону. Це обумовлено рядом переваг: будівлі може бути надана виразна архітектурна форма, підвищена жорсткість, монолітне з'єднання елементів, підвищена стійкість до агресивних впливів навколишнього середовища, використання матеріалів та обладнання з урахуванням можливостей будівельної організації, зменшення вартості у порівнянні із збірними конструкціями.

Опрацьовані методичні вказівки призначені для використання студентами будівельних спеціальностей при виконанні курсового проекту № 1 з дисципліни «Залізобетонні конструкції» та «Будівельні конструкції» і розділів дипломного проекту.

Вказівки вміщують приклад розрахунків та конструювання елементів перекриття з колоною і фундаментом, а також питання для самоконтролю.

Таблиця 1

Вихідні дані для проектування.

№	Назва параметру	Значення
1	Довжина приміщення в осях L , м	35,8
2	Ширина приміщення в осях B , м	21,5
3	Кількість поверхів i_i	4
4	Висота поверху H_i , м	4,8
5	Стіни з керамічної цегли, товщиною, м.	0,51
6	Вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) q_i , кН/м ²	1,2
7	Тимчасове (корисне) навантаження v_n , кН/м ²	12,0
8	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	1,2
9	Коефіцієнт надійності за призначенням, γ_n	0,95
10	Снігове навантаження s , кН/м ²	1.0
11	Глибина закладання фундаменту H_1 , м	1,65
12	Бетон елементів перекриття, класу	B20
13	Бетон колон, класу	B30
14	Бетон фундаменту, класу	B15
15	Арматура плити, класу	A400C, Bp-I
16	Арматура балок, колон, фундаменту, класу	A400C
17	Розрахунковий опір ґрунту R_0 , МПа	0,25

Примітки: вихідні дані визначаються із бланку завдання на курсовий проект за шифром, який складається із 5 літер – ініціалів і перших трьох літер прізвища. Значення показників у пунктах 9, 13, 14, 15 при використанні у курсовому проектуванні – незмінні.

1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

В монолітних ребристих перекриттях робоча арматура розташована в ребрах головних та другорядних балок, які взаємно перетинаються під прямим кутом і з'єднані між собою монолітною плитою.

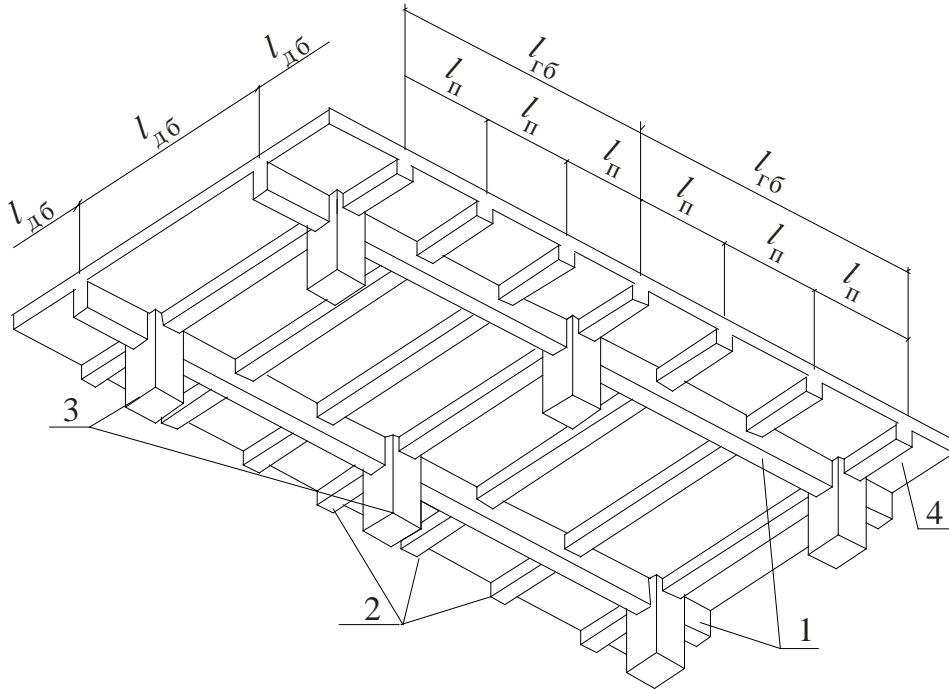


Рис. 1. Монолітне ребристе перекриття з балочними плитами: 1 – головні балки; 2 – другорядні балки; 3 – колони; 4 – плита

За конструктивним рішенням варіанту розглядається ребристе перекриття з балочними плитами. Це означає, що відношення сторін опорного контуру плити повинно бути не менше двох (рис. 1)

$$\frac{l_i}{l_{\ddot{a}\ddot{a}}} \geq 2,$$

де l_{Π} – проліт плити;

$l_{\ddot{a}\ddot{a}}$ – проліт другорядної балки;

Балочні плити перекриття працюють на згин в короткому напрямку. Величиною згинаючого моменту в поздовжньому напрямку нехтують через його незначну величину.

Проектування ребристого монолітного перекриття здійснюють в такій послідовності:

1. Виконують компоновку перекриття в двох або трьох варіантах.
2. Розраховують елементи перекриття: плиту, другорядну та головну балки, колону першого поверху та фундамент обраного варіанту.
3. Розробляють робочі креслення розрахованих конструкцій.

2. ВКАЗІВКИ ДО КОМПОНОВКИ МІЖПОВЕРХОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Конструктивні схеми перекриття (компоновка) відрізняються величиною прольотів або напрямом головних балок, які можуть бути розташовані в поперечному чи поздовжньому напрямках будівлі. Другорядні балки розташовуються перпендикулярно до головних.

Основною несучою конструкцією ребристого перекриття є головні балки, які спираються на колони і сприймають навантаження від плити через другорядні балки.

Орієнтація головних балок приймається в залежності від призначення будівлі, вимог освітлення, просторової жорсткості, вентиляції та технології виробництва.

При розташуванні головних балок в поперечному напрямі будівлі підвищується її загальна жорсткість.

При розташуванні головних балок в поздовжньому напрямі жорсткість будівлі зменшується. Часте розташування другорядних балок обумовлює зменшення ширини віконних прорізів, а перехід до збільшених віконних прорізів вимагає використання перемичок з підвищеною несучою спроможністю.

Рекомендації до величин прольотів балок ребристого перекриття з балочними плитами:

головні балки – 6...8 м, другорядні балки – 5...7 м, плити – 1,7...2,7 м.

Величини крайніх прольотів плит другорядних і головних балок доцільно зменшити на 10-20 % по відношенню до середніх. В цьому випадку згинаючі моменти та поперечні сили в крайніх прольотах наближаються за величиною до розрахункових зусиль в середніх прольотах.

Товщину плит виробничих будівель рекомендується попередньо приймати в залежності від тимчасового навантаження та їх прольоту.

Мінімальну товщину плити монолітного перекриття приймають бсм із умови технології бетонування плитних конструкцій.

Попередню величину товщини плити призначають у відповідності до табл. 2, з урахуванням досвіду проектування і приймають з кратністю 1 см.

Таблиця 2

Тимчасове навантаження на перекриття, v_n , кН/м ²	Товщина плити перекриття, h'_f , см
5-10	6-8
10-15	8-10

Попередні розміри поперечного перерізу балок з урахуванням їх ваги на основі досвіду проектування приймаємо в залежності від прольоту:

$$- \text{головних балок, } h_{\text{гг}} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{15} \right) \cdot l_{\text{гг}};$$

- другорядних балок, $h_{\text{д}} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) \cdot l_{\text{д}}$;

- ширина ребер $b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) \cdot h$.

Розміри поперечного перерізу балок варто приймати з кратністю 5 см при $h \leq 60$ см і з кратністю 10 см, при $h > 60$ см.

Таблиця 3

Рекомендовані розміри перерізів:

висота балки h , см	40	45	50	55	60	70	80
ширина ребра b , см	15	20	20	25	25	30	30

3. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ПЕРЕКРИТТЯ

Відповідно до вказівок стосовно компоновки перекриття та з урахуванням вихідних даних на проектування приймаємо розташування головних балок в поперечному напрямі будівлі, а другорядних - у поздовжньому. Крайніми опорами головних балок є цегляні стіни а середніми - залізобетонні колони.

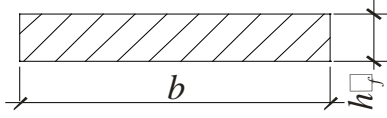
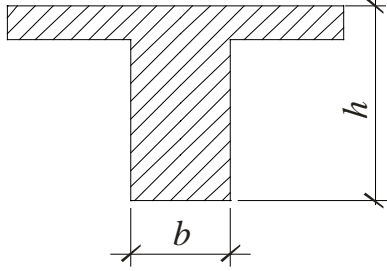
Крайніми опорами другорядних балок є також цегляні стіни, а середніми - головні балки.

Осі зовнішніх поздовжніх та поперечних стін розташовані на відстані 20 см від внутрішніх поверхонь стін. Змінюючи орієнтацію балок перекриття або величини польотів в межах рекомендованих можна скласти декілька варіантів конструктивних схем.

4. ПОПЕРЕДНЄ ВИЗНАЧЕННЯ ТОВЩИНИ ПЛИТИ І РОЗМІРІВ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ БАЛОК

Для попереднього визначення товщини плити можемо скористатися табл. 2 вказівок. За вихідними даними $v_n = 12$ кН/м². З урахуванням інтерполяції, попередньо прийнята товщина плити складає $h'_f = 9$ см.

Попередні розміри поперечного перерізу елементів перекриття

Назва елемента	Поперечний переріз елемента (ескіз)	Висота елемента, см	Ширина елемента, см
Плита		$h'_f = 9$	$b = 100$
Другорядна балка		$h = \left(\frac{1}{12}\right) \cdot l_{\text{ää}} =$ $= 600/12 = 50$	$b = \left(\frac{1}{2,5}\right) \cdot h =$ $= 50/2,5 = 20$
Головна балка		$h = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot l_{\text{ää}} =$ $= 720/10 = 72$	$b = \left(\frac{1}{2,5}\right) \cdot h =$ $= 72/2,5 = 28,8$

Прийняті розміри поперечних перерізів елементів перекриття подано у табл. 5. З урахуванням рекомендацій приймаємо такі розміри поперечних перерізів елементів.

Таблиця 5

Прийняті розміри перерізів

товщина плити	$h'_f = 9$ см
розміри перерізу другорядної балки	$h_{\text{ää}} \times b_{\text{ää}} = 50 \times 20$ см
розміри перерізу головної балки	$h_{\text{ää}} \times b_{\text{ää}} = 70 \times 30$ см

Прийняті розміри є попередніми і в наступних розрахунках уточнюються в залежності від величини згинаючих моментів.

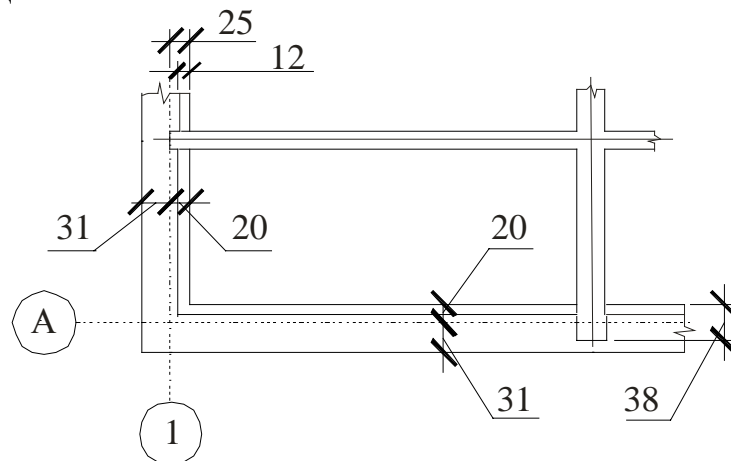


Рис. 2. Прив'язки ділянок опирання балок на зовнішні стіни

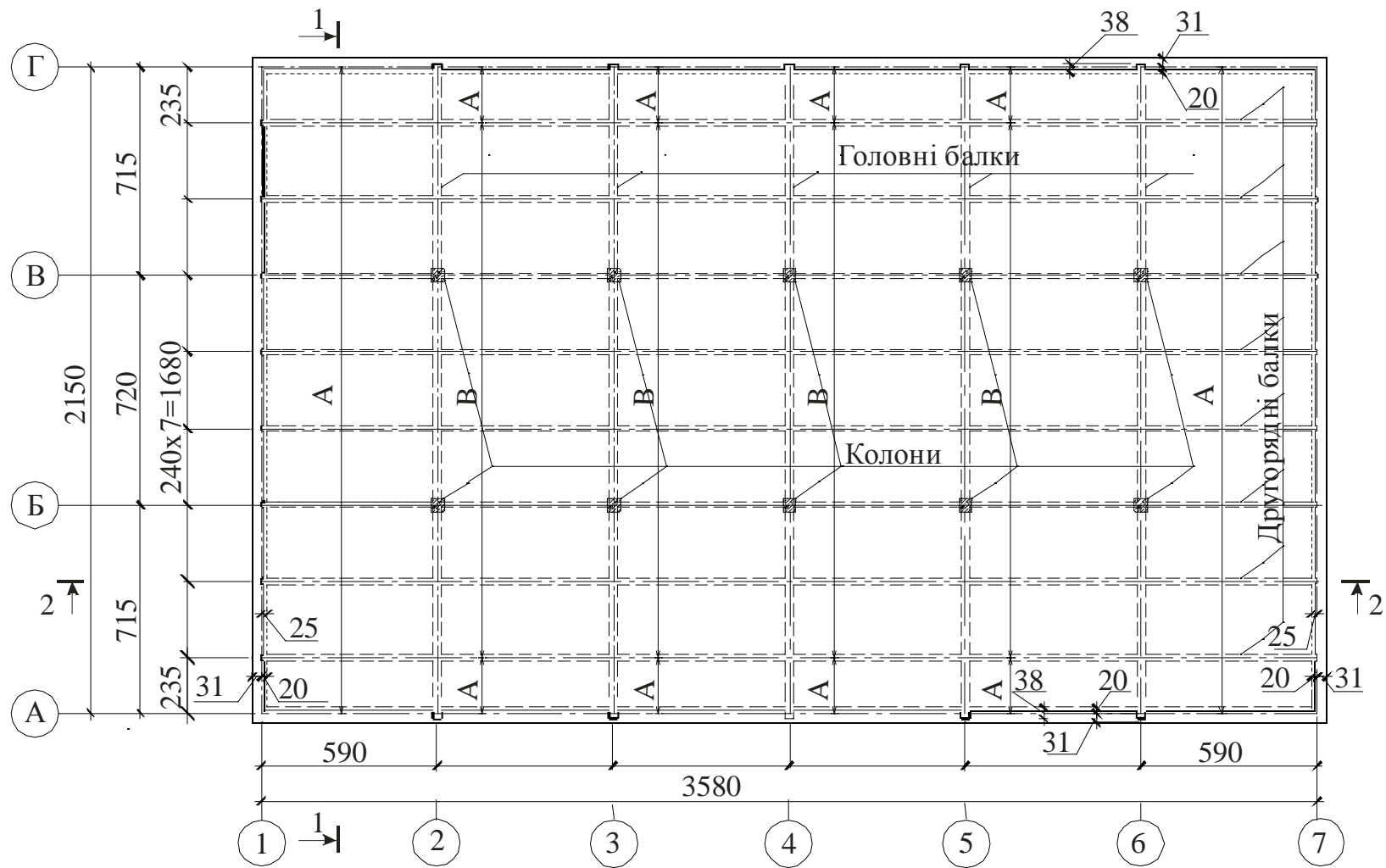


Рис. 3. План міжповерхового перекриття (варіант)

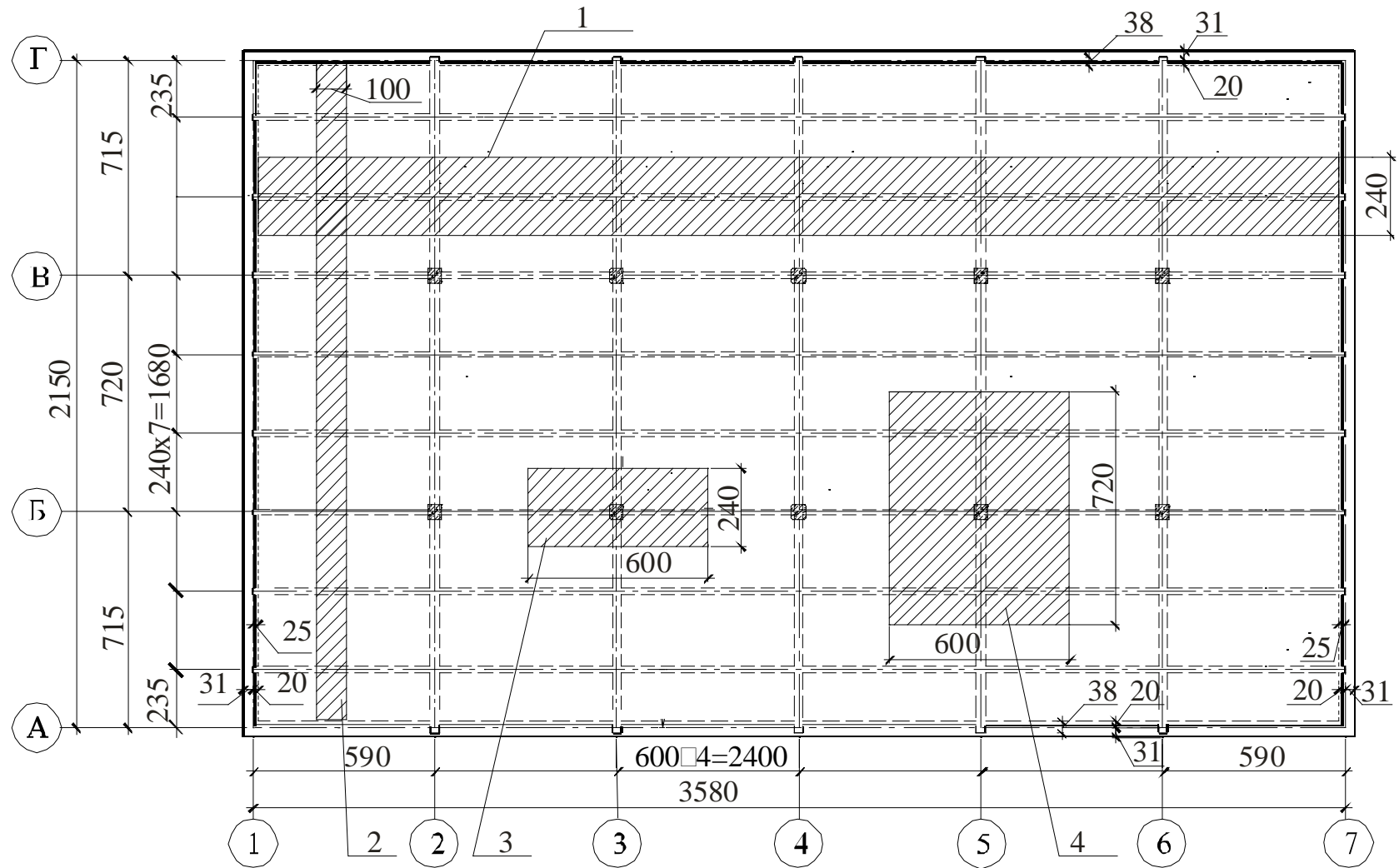


Рис. 4. Вантажні площі елементів перекриття

- 1 – вантажна площа для розрахунку другорядної балки; 2 - вантажна площа для розрахунку плити;
 3 - вантажна площа для розрахунку головної балки; 4 - вантажна площа для розрахунку колони.

5. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

Залізобетонні плити – це плоскі конструкції, товщина яких h'_f , значно менша ширини b та довжини l .

Вихідні дані:

- а) бетон класу В20; ($R_b = 11,5$ МПа);
- б) плита армується зварними сітками з поперечною робочою арматурою (в прийнятому варіанті, класу А400С; $R_s = 365$ МПа, (\varnothing 6, 8мм);
- в) тимчасове навантаження, $v_i = 12$ кН/м²;
- г) коефіцієнт надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$;
- д) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_i = 1,2$ кН/м²

5.1. Вибір розрахункової схеми

Плити балочного перекриття опираються на другорядні та головні балки, є плитами опертими по контуру і розраховуються в напрямі коротшої сторони. При розрахунку плити розглядають смугу, шириною 1м, яка опирається на стіни (крайні опори) та другорядні балки (середні опори), (див. рис. 4)

Розрахункова схема плити – є нерозрізна багатопролітна балка, яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням, інтенсивністю q , розрахунок навантаження приведено у п. 5.3 методичних вказівок.

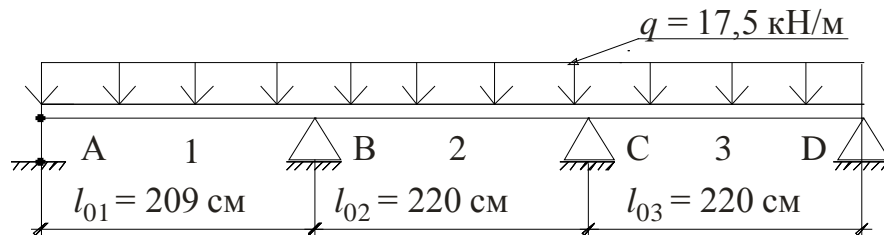


Рис. 5. Розрахункова схема плити

5.2. Визначення розрахункових прольотів плити

Плита зацмелена в цегляну стіну на величину $c = 12$ см (рис. 6)/

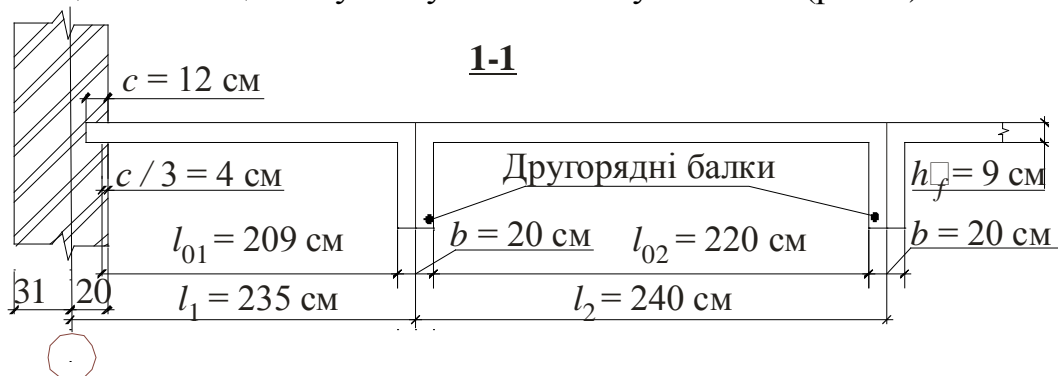


Рис. 6. До визначення розрахункових прольотів плити

Визначення розрахункових крайніх прольотів:

$$l_{01} = l_1 - \frac{b_{\text{ää}}}{2} - 20 + \frac{c}{3} = 235 - \frac{20}{2} - 20 + \frac{12}{3} = 209 \text{ см,}$$

де $l_1 = 235$ см – крайній геометричний проліт плити;

$b_{\text{ää}} = 20$ см – ширина ребра другорядної балки;

$c = 12$ см – величина опирання плити на стіну.

Визначення розрахункових середніх прольотів:

$$l_{02} = l_{03} = l_2 - b_{\text{ää}} = 240 - 20 = 220 \text{ см,}$$

де $l_2 = 240$ см – середній геометричний проліт плити;

$l_{02} = l_{03}$ – відстань між гранями другорядних балок.

5.3. Визначення навантаження на плити

Розрахунки зводимо до табл. 6. Розрахункове навантаження на 1м плити дорівнює навантаженню на 1м², тому що ширина розрахункової смуги плити 1м. Щільність важкого бетону прийнята $\rho = 25$ кН/м³

Таблиця 6

Навантаження на плити

№ п/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН
	Постійне			
1	Залізобетонна плита, $h_f' \cdot \rho = 0,09 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1 = 2,25$	2,25	1,1	2,47
2	Підлога $q_i = 1,2$	1,2	1,3	1,56
	Всього постійне	$g_n = 3,45$		$g_n = 4,03$
	Тимчасове			
3	Корисне навантаження, $v_n = 12$	$v_n = 12$	1,2	$v_1 = 14,4$

Повне розрахункове навантаження на 1м² плити, з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$:

$$q = g_1 \cdot \gamma_i + v_1 \cdot \gamma_i = 4,03 \cdot 0,95 + 14,4 \cdot 0,95 = 17,5 \text{ кН.}$$

5.4. Визначення згинаючих моментів

Розрахункові зусилля з урахуванням їх перерозподілу внаслідок пластичних деформацій бетону визначаються таким чином:

- в крайніх прольотах:

$$\dot{l}_1 = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{17,5 \cdot 2,09^2}{11} = 6,95 \text{ кН·м;}$$

- на опорах В (перші проміжні опори):

$$M_B = -\frac{q \cdot \left(\frac{l_{01} + l_{02}}{2}\right)^2}{11} = -\frac{17,5 \cdot \left(\frac{2,09 + 2,2}{2}\right)^2}{11} = -7,32 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- в середніх прольотах:

$$\dot{l}_2 = \dot{l}_3 = \frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = \frac{17,5 \cdot 2,20^2}{16} = 5,29 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- на середніх опорах:

$$\dot{l}_{\tilde{N}} = -\frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = -\frac{17,5 \cdot 2,20^2}{16} = -5,29 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Епюра згинаючих моментів в плиті приведена на рис. 7.

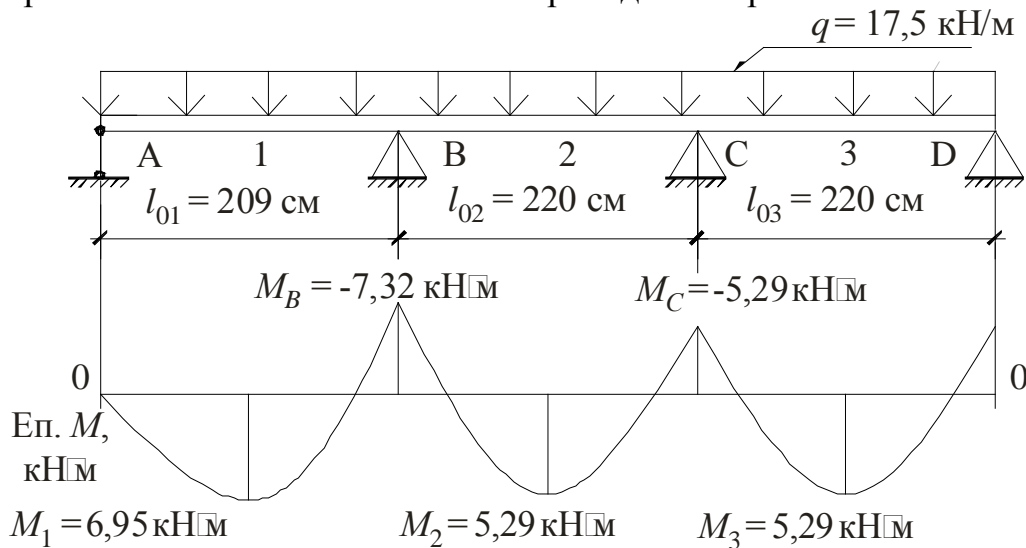


Рис. 7. Епюра згинаючих моментів у плиті

Поперечні сили Q по гранях опор не визначають, тому що завжди виконується умова міцності.

5.5. Визначення товщини плити

Товщину плити попередньо прийняту для визначення її ваги уточнюємо з урахуванням дії найбільшого згинаючого моменту $\dot{l}_A = 7,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Робоча висота перерізу визначається за формулою:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_0 \cdot b \cdot R_{\hat{a}}}},$$

де $\dot{l}_A = \dot{l}_A = 732 \text{ кН}\cdot\text{см}$ – найбільший згинаючий момент у плиті;

$b = 100 \text{ см}$ – розрахункова ширина плити.

Для визначення табличного коефіцієнта α_0 необхідно знайти відносну висоту стиснутої зони бетону, яка обчислюється за формулою:

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot 100\%},$$

де $R_b = 11,5$ МПа – розрахунковий опір бетону стиску (для класу В20);

$R_s = 365$ МПа – розрахунковий опір арматури розтягу (для класу А400С);

$\gamma_{b2} = 0,9$ – коефіцієнт умови роботи бетону.

Оптимальний коефіцієнт армування для плит опертих по 4 – м сторонам складає $\mu = 0,3 \dots 0,6$, приймаємо $\mu = 0,5$.

Таким чином:

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot 100\%} = 0,5 \frac{365}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 100\%} = 0,176.$$

Використовуючи таблицю коефіцієнтів для розрахунків згинаючих елементів армованих одиночною арматурою за величиною ξ знаходимо відповідний йому коефіцієнт $\alpha_0 = 0,16$ за табл. 2, додатку.

Необхідна робоча висота перерізу плити:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_0 \cdot b \cdot R_b}} = \sqrt{\frac{732 \cdot (10)}{0,16 \cdot 100 \cdot 11,5}} = 6,31 \text{ см.}$$

Повна товщина плити:

$$h'_f = h_0 + \frac{d}{2} + a = 6,31 + \frac{0,8}{2} + 1,0 = 7,71 \text{ см,}$$

де $d = 8$ мм = 0,8 см – діаметр стержнів робочої арматури;

$a = 1,0$ см – мінімальний захисний шар бетону.

Призначаємо повну товщину плити з кратністю 1 см. Приймаємо $h'_f = 8,0$ см,

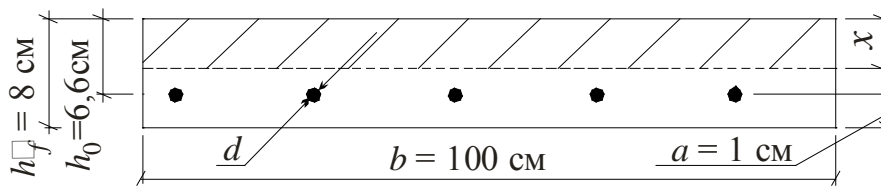


Рис. 8. Поперечний переріз плити

Уточнюємо робочу висоту перерізу:

$$h_0 = h'_f - \frac{d}{2} - a = 8 - \frac{0,8}{2} - 1,0 = 6,6 \text{ см.}$$

5.6. Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Для сприйняття згинаючих моментів в розтягнутих зонах встановлюються плоскі зварні сітки з поперечною робочою арматурою класу А400С, з розрахунковим опором $R_s = 365$ МПа.

Підбір арматури зведений до табл. 7, 8 а її розміщення показано на схемах (рис. 9, 10).

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

В плитах перекриття ділянок В, які повністю обрамлені по контуру головними та другорядними балками, зменшуємо величину згинаючих моментів на 20 %.

Плиту ребристого перекриття рекомендується армувати зварними сітками. Якщо діаметр робочої арматури 3, 4, 5мм, то приймають рулонні сітки з поздовжньою робочою арматурою, які розгортають у напрямі головних балок.

В прольотах сітки укладають по низу плити, а на опорах, над другорядними балками переводять у верхні зони плити. Перегин сіток у верхній зоні здійснюється на відстані $\frac{1}{4} \cdot l$ прольоту від осі опори. Основна сітка С1 (ділянка А), підбирається за величиною моменту, який діє в середніх прольотах. В крайніх прольотах укладається додаткова сітка С2.

Основну сітку С3 (ділянка В), підбирають за величиною моменту, який зменшений на 20 %, і який діє в середніх прольотах. В крайніх прольотах укладають додаткову сітку С4 (рис. 9).

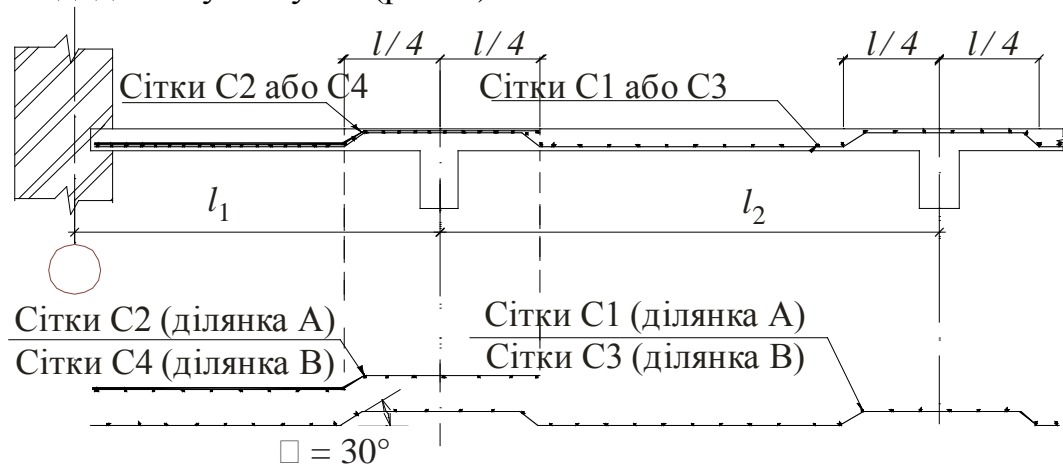


Рис. 9. Армування плити рулонними зварними сітками з поздовжньою робочою арматурою

Якщо діаметр робочої арматури 6мм і більше то, необхідно прийняти сітки з поперечною робочою арматурою.

Зварні сітки з поперечною робочою арматурою укладають по нижній грані плити в прольотах і по верхній грані над опорами. Ширина сіток в прольотах дорівнює прольоту плити, а над опорами – сітку заводять на $\frac{1}{4} \cdot l$ прольоту з обох боків від осі опори (рис. 9).

Сітки підбирають окремо для середніх прольотів, крайніх прольотів та опор плити ділянки А.

Стикування сіток здійснюється відповідно до СНиП 2.03.01-84*.

Так само при армуванні плити на ділянці В.

Таблиця 7

Підбір арматури ділянки А (див. рис. 3)

Елемент	M, кН·см	$\alpha_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b}$	ξ	Необхідна арматура $A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_b}{R_s}, \text{ см}^2$	Прийнята арматура	
					Кількість та тип сіток	$A_s, \text{ см}^2$
Пр1	695	$\frac{695 \cdot (10)}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,139$	0,15	$0,15 \cdot 100 \cdot 6,6 \cdot \frac{11,5}{365} = 3,12$	$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{8A400C - 150}$	3,36
Оп В	732	$\frac{732 \cdot (10)}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,106$	0,112	$0,112 \cdot 100 \cdot 6,6 \cdot \frac{11,5}{365} = 2,33$	$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{8A400C - 200}$	2,51
Пр2	530	$\frac{530 \cdot (10)}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,146$	0,159	$0,159 \cdot 100 \cdot 6,6 \cdot \frac{11,5}{365} = 3,31$	$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{8A400C - 150}$	3,36
Оп С	530	$\frac{530 \cdot (10)}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,106$	0,112	$0,112 \cdot 100 \cdot 6,6 \cdot \frac{11,5}{365} = 2,33$	$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{8A400C - 200}$	2,51

Таблиця 8

Підбір арматури ділянки В (див. рис. 3)

Елемент	M, кН·см	$\alpha_0 = \frac{M \cdot 0,8}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b}$	ξ	Необхідна арматура $A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_b}{R_s}, \text{ см}^2$	Прийнята арматура	
					Кількість та тип сіток	$A_s, \text{ см}^2$
Пр2	530	$\frac{0,8 \cdot 530 \cdot (10)}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,084$	0,089	$0,089 \cdot 100 \cdot 6,6 \cdot \frac{11,5}{365} = 1,85$	$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{6A400C - 150}$	1,89
Оп. С	530					

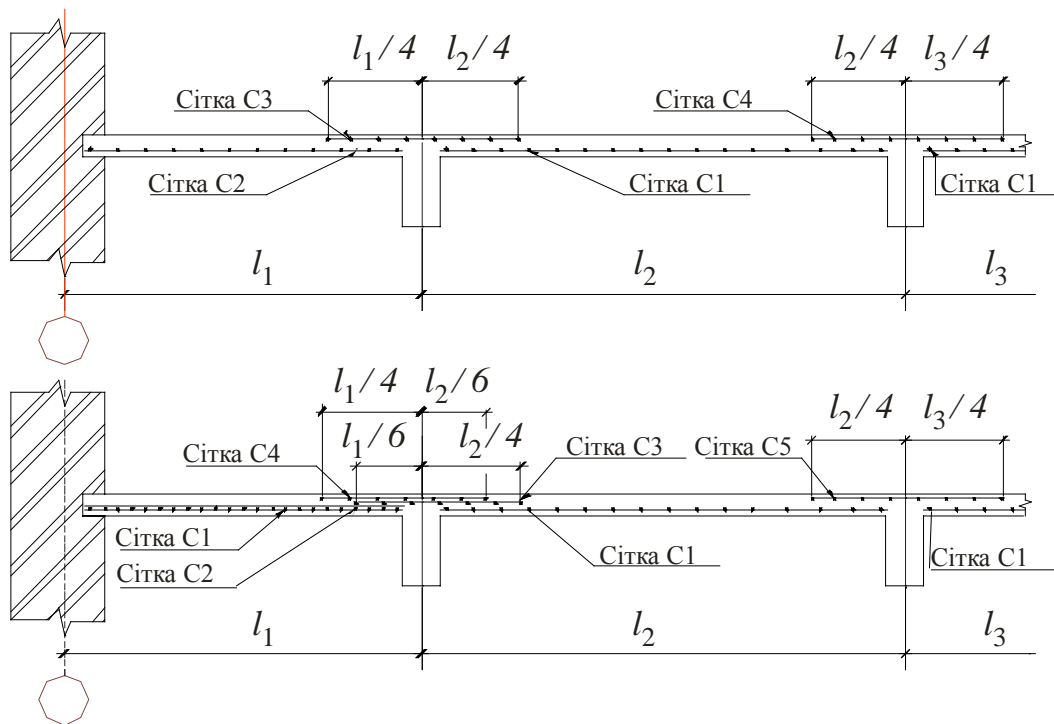


Рис. 10. Армування плит зварними сітками з поперечною робочою арматурою (варіанти)

6. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ

Залізобетонні балки – це лінійні конструкції, розміри поперечного перерізу яких, b та h значно менші від довжини l .

Вихідні дані:

- а) бетон класу В20; $R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа;
- б) балка в прольотах армується зварними каркасами з поздовжньою робочою арматурою класу А400С; $R_s = 365$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа;
- в) балка на опорах армується плоскими зварними сітками, робоча арматура класу А400С, $R_s = 365$ МПа;
- г) поперечна арматура класу А240С, $R_{sw} = 175$ МПа;
- д) тимчасове навантаження $v_n = 12$ кН/м²;
- е) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_i = 1,2$ кН/м².

6.1. Вибір розрахункової схеми

Розрахункова схема другорядної балки являє собою нерозрізну шести-пролітну балку, яка кінцями опирається на цегляні стіни, а у проміжку – на головні балки.(рис. 3). Балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q , розрахунок навантаження приведено у п. 6.3.

Якщо кількість прольотів перевищує 5, то балка розраховується як п'ятипролітна (див. рис. 11).

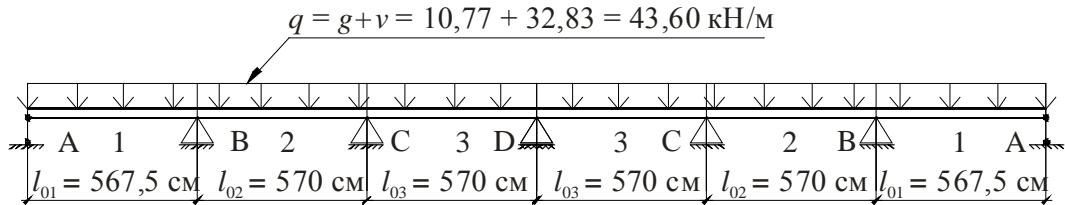


Рис. 11. Розрахункова схема другорядної балки

6.2. Визначення розрахункових прольотів

Другорядні балки замуровуються в цегляну стіну на величину $\tilde{n} = 25$ см.

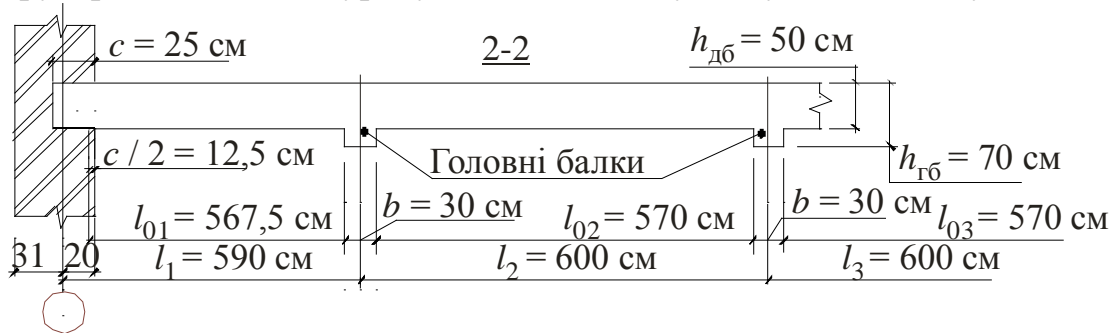


Рис. 12. До визначення розрахункових прольотів другорядної балки

Розрахункові прольоти визначаються з урахуванням попередньо прийнятих розмірів перерізу другорядної та головної балок. (табл. 2).

Визначення розрахункових крайніх прольотів:

$$l_{01} = l_1 - 20 - \frac{b}{2} + \frac{\tilde{n}}{2} = 590 - 20 - \frac{30}{2} + \frac{25}{2} = 567,5 \text{ см,}$$

де $l_1 = 590$ см – крайній геометричний проліт другорядної балки;

$b_{\text{гб}} = 30$ см – ширина ребра головної балки;

$c = 25$ см – величина опирання балки на стіну.

Визначення розрахункових середніх прольотів:

$$l_{02} = l_{03} = l_2 - b = 600 - 30 = 570 \text{ см,}$$

де $l_2 = 600$ – середній геометричний проліт другорядної балки;

$l_{02} = l_{03}$ – відстань між гранями головних балок.

6.3. Визначення навантаження на балку

Рівномірно розподілене навантаження складається з постійного g (вага підлоги, плити, ребра другорядної балки) і тимчасового навантаження $v_i = 12$ кН·м. Навантаження збирається з вантажної площі, ширина якої обмежена більшим прольотом плити $l_i = 2,40$ м (див. рис. 4).

Визначення навантаження на другорядну балку

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження кН/м
Постійне навантаження				
1	Підлога $q_i \cdot l_i = 1,2 \cdot 2,40 = 2,88$	2,88	1,3	3,74
2	З.б. плита $h'_f \cdot l_i \cdot 1 \cdot \rho =$ $0,08 \cdot 2,40 \cdot 1 \cdot 25 = 4,8$	4,8	1,1	5,28
3	Ребро другорядної балки $(h_{\text{ää}} - h'_f) \cdot b_{\text{ää}} \cdot 1 \cdot \rho =$ $= (0,50 - 0,08) \cdot 0,2 \times$ $\times 25 \cdot 1 = 2,1$	2,1	1,1	2,31
	Всього постійне	$g_i = 9,78$		$g_1 = 11,33$
Тимчасове навантаження				
4	$v_i \cdot l_i = 12 \cdot 2,40 = 28,8$	$v_i = 28,8$	1,2	$v_1 = 34,56$

Повне розрахункове навантаження на 1м.п. другорядної балки з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_i = 0,95$:

$$g = g_1 \cdot \gamma_n = 11,33 \cdot 0,95 = 10,77 \text{ кН/м,}$$

$$v = v_1 \cdot \gamma_n = 34,56 \cdot 0,95 = 32,83 \text{ кН/м,}$$

$$q = g + v = 10,77 + 32,83 = 43,60 \text{ кН/м.}$$

6.4. Визначення згинаючих моментів

Конструювання другорядної балки пов'язано з побудовою огинаючої епюри згинаючих моментів, ординати якої визначаються за формулою:

$$M = \pm \beta \cdot (g + v) \cdot l_0^2,$$

де β – коефіцієнт, який приймається в залежності від перерізу балки та відношення навантажень $\frac{v}{g}$, з табл. 6 додатку;

$$(g + v) = (10,77 + 32,83) = 43,60 \text{ кН/м – повне розрахункове навантаження;}$$

l_0 – розрахункова довжина прольоту, де визначаються згинаючі моменти.

Визначення згинаючих моментів при відношенні $\frac{v}{g} = \frac{32,83}{10,77} \approx 3$, приводиться в табл. 10. Побудова епюр M та Q приведена на рис. 13.

Визначення згинаючих моментів у другорядній балці

Проліт	переріз	Коефіцієнти		$(g + v) \cdot l_0^2$	Згинаючі моменти, кНм	
		β	$-\beta$		M_{\max}	M_{\min}
1 проліт	1	0,065	-	$43,6 \times 5,675^2 = 1404,14$	91,25	-
	2	0,09	-		126,35	-
	2'	0,091	-		127,75	-
	3	0,075	-		105,29	-
	4	0,02	-		28,08	-
Оп.В	5	-	-0,0715	$43,6 \times 5,687^2 = 1410,34^*$	-	-100,82
2 проліт	6	0,018	-0,035	$43,6 \times 5,7^2 = 1416,54$	25,50	-49,57
	7	0,058	-0,016		82,14	-22,66
	7'	0,0625	-		88,51	-
	8	0,058	-0,014		82,14	-19,83
	9	0,018	-0,029		25,50	-41,07
Оп.С	10	-	-0,0625	$43,6 \times 5,7^2 = 1416,54$	-	-88,51
3 проліт	11	0,018	-0,028	$43,6 \times 5,7^2 = 1416,54$	25,50	-39,65
	12	0,058	-0,01		82,14	-14,16
	12'	0,0625	-		88,52	-

* – на опорі В розрахунковий проліт визначаємо як середнє арифметичне $\frac{l_{01} + l_{02}}{2}$

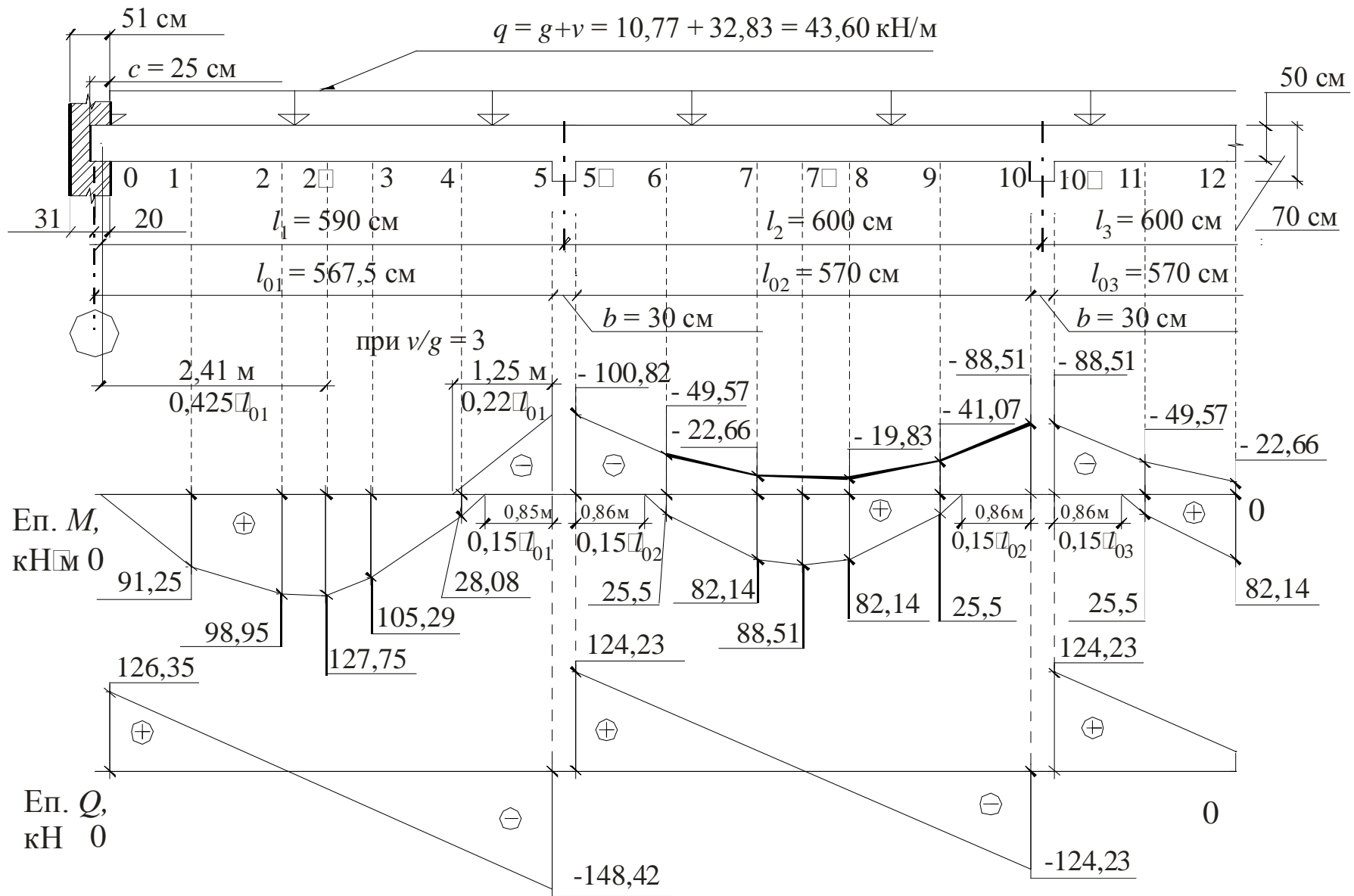


Рис. 13. Епюри згинаючих моментів та поперечних сил другорядної балки (M – кНм, Q – кН).

6.5. Визначення поперечних сил

$$Q_A = 0,4 \cdot (g + v) \cdot l_{01} = 0,4 \cdot 43,6 \cdot 5,675 = 98,95 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\ddot{}} = -0,6 \cdot (g + v) \cdot l_{01} = -0,6 \cdot 43,6 \cdot 5,675 = -148,42 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\dot{}} = -Q_C^{\ddot{}} = Q_C^{\dot{}} = \pm 0,5 \cdot (g + v) \cdot l_{02} = 0,5 \cdot 43,6 \cdot 5,7 = \pm 124,23 \text{ кН}.$$

6.6. Визначення розмірів поперечного перерізу другорядної балки

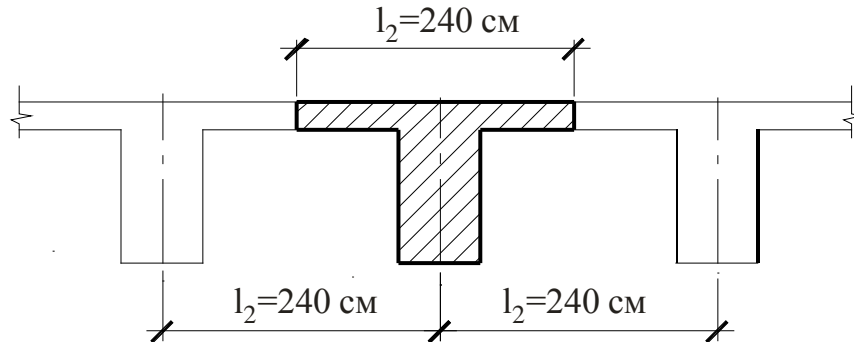


Рис.14. Переріз перекриття в поперечному напрямі

Робочу висоту балки визначаємо за формулою:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b}},$$

де $M = 10082 \text{ кН} \cdot \text{см}$ – найбільший згинаючий момент в балці;

$\alpha_0 = 0,289$ – визначається за оптимальною величиною $\xi = 0,3 \dots 0,4$;

$$\alpha_0 \rightarrow \xi = \frac{x}{h_0} = 0,35;$$

$\gamma_{b2} = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи важкого бетону;

$R_b = 11,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір стиску для бетону В20;

$b = 20 \text{ см}$ – ширина перерізу другорядної балки.

$$\text{Таким чином } h_0 = \sqrt{\frac{10082 \cdot (10)}{0,289 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 20}} = 41,06 \text{ см}.$$

Повна висота балки $h = h_0 + a = 41,06 + 5 = 46,06 \text{ см}$.

Приймаємо висоту балки $h = 45 \text{ см}$, ширину ребра балки $b = 20 \text{ см}$.

Уточнюємо робочу висоту:

а) при розміщенні робочих стержнів у два ряди:

$$h_0 = h - a = 45 - 5 = 40 \text{ см};$$

б) при розміщенні сіток на опорі:

$$h_{01} = h - a' = 45 - 3 = 42 \text{ см};$$

в) при розміщенні робочих стержнів в один ряд:

$$h_{01} = h - a' = 45 - 6 = 39 \text{ см}.$$

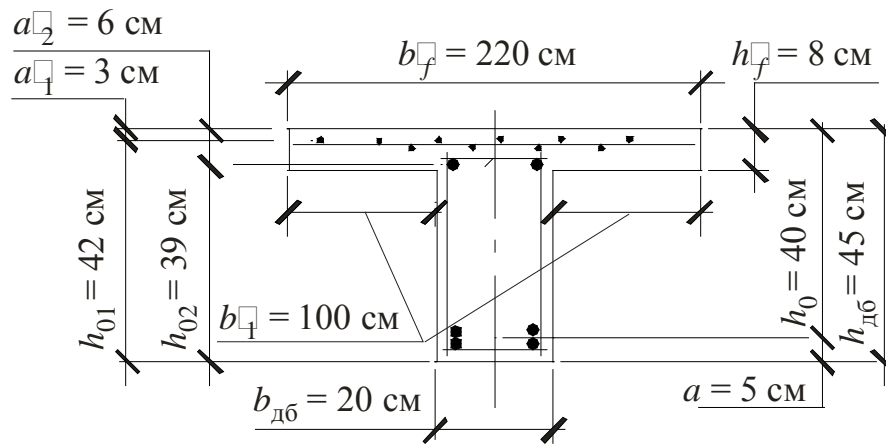


Рис. 15. Переріз другорядної балки

Визначення ширини полки проводиться за формулою: $b'_f = b + 2b'_1$,

де b'_1 - величина звисів, приймається меншою із трьох наступних значень:

$$1) b'_1 \leq \frac{1}{2} \cdot l_0 = \frac{1}{2} \cdot 220 = 110 \text{ см},$$

де l_0 - величина середнього розрахункового прольоту плити;

$$2) b'_1 \leq \frac{1}{6} \cdot l = \frac{1}{6} \cdot 600 = 100 \text{ см},$$

де l - геометричний проліт другорядної балки;

$$3) \text{ якщо } h'_f \leq \frac{1}{10} \cdot h, \text{ то } b'_1 \leq 6 \cdot h'_f ;$$

оскільки $h'_f = 8 \text{ см} > \frac{1}{10} \cdot h = 4,5 \text{ см}$, то третя умова не враховується,

де h - висота перерізу другорядної балки.

Таким чином $b'_f = 20 + 2 \cdot 100 = 220 \text{ см}$.

6.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу другорядної балки

Визначення положення нейтральної лінії:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f) = \frac{1}{10} \cdot 11,5 \cdot 220 \cdot 8 \cdot (40 - 0,5 \cdot 8) = 72864 \text{ кН}\cdot\text{см} \\ = 72,864 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Так як $M = 127,75 \text{ кН}\cdot\text{м} \leq M_f = 728,64 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то переріз розраховуємо як прямокутний з шириною $b'_f = 220 \text{ см}$ та висотою $h = 45 \text{ см}$.

6.8. Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Передбачається армування другорядної балки в прольотах двома плоскими зварними каркасами. Кожен каркас має по два нижніх стержня і одному верхньому з арматури класу А400С з розрахунковим опором $R_s = 365 \text{ МПа}$.

На опорах В і С для сприйняття від'ємних згинаючих моментів балку армуємо двома плоскими зварними сітками з поперечною робочою арматурою класу А400С.

Підбір кількості та діаметру арматурних стержнів виконати за табл. 3 додатку.

Підбір типу та площі робочої арматури плоских зварних сіток виконати за табл. 4 додатку.

Таблиця 11

Підбір арматури другорядної балки

елемент балки	М, кН·см	$h_0 = h - a_l$ см	$\alpha_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b}$	ξ	Необхідна площа арматури $A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_b}{R_s}, \text{ см}^2$	Прийнята арматура	
						Кількість арматури	$A_s, \text{ см}^2$
пр 1	12778	45-5=40	$\frac{12778 \cdot 10}{220 \cdot 40^2 \cdot 11,5} = 0,032$	0,032	$0,032 \cdot 220 \cdot 40 \cdot \frac{11,5}{365} = 8,87$	4Ø18А400С	10,17
пр 2	8851	45-5=40	$\frac{8851 \cdot 10}{220 \cdot 40^2 \cdot 11,5} = 0,022$	0,022	$0,022 \cdot 220 \cdot 40 \cdot \frac{11,5}{365} = 6,1$	4Ø14А400С	6,15
	2266	45-6=39	$\frac{2266 \cdot 10}{20 \cdot 39^2 \cdot 11,5} = 0,065$	0,065	$0,065 \cdot 20 \cdot 42 \cdot \frac{11,5}{365} = 1,6$	2Ø12А400С	2,26
оп В	10082	45-3=42	$\frac{10082 \cdot 10}{20 \cdot 42^2 \cdot 11,5} = 0,248$	0,29	$0,29 \cdot 20 \cdot 42 \cdot \frac{11,5}{365} = 7,68$	2 $\tilde{N}^3 \delta \hat{e} \hat{e}$ 4 $\hat{A} \delta - ^2 - 250$ 6 $\hat{A} 400 \tilde{N} - 150$	9,07 (1,89)
оп С	8852	45-3=42	$\frac{8853 \cdot 10}{20 \cdot 42^2 \cdot 11,5} = 0,218$	0,2495	$0,2495 \cdot 20 \cdot 42 \cdot \frac{11,5}{365} = 6,6$	2 $\tilde{N}^3 \delta \hat{e} \hat{e}$ 4 $\hat{A} \delta - ^2 - 250$ 6 $\hat{A} 400 \tilde{N} - 200$	6,77 (1,41)

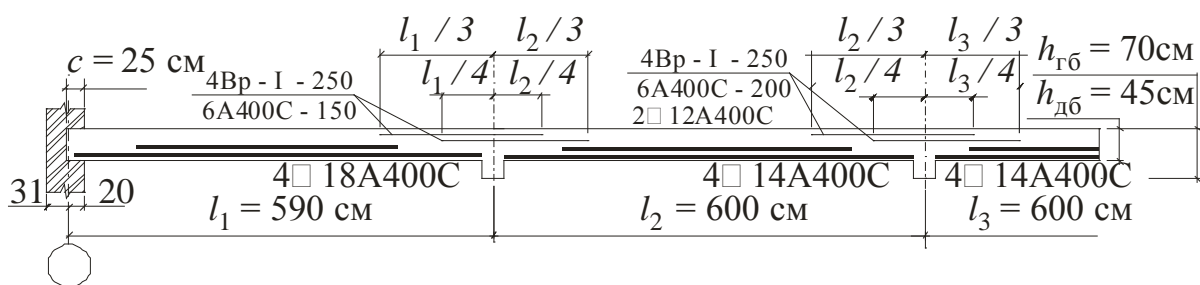


Рис. 16. Схема армування другорядної балки

6.9. Розрахунок міцності другорядної балки за похилими перерізами

В кожному прольоті балка армується двома зварними каркасами з поперечною арматурою класу А240С, з розрахунковим опором розтягу при розрахунках на дію поперечної сили $R_{sw} = 175$ МПа.

На крайніх ділянках балки, довжиною $0,25 \cdot l_0$ - кожна, діють достатньо великі поперечні сили і крок поперечної арматури призначається виходячи з

наступних умов:

- при висоті балки:

$$h \leq 45 \text{ см} \Rightarrow s_1 \leq \frac{1}{2} \cdot h, \text{ крім того } s_1 \leq 15 \text{ см};$$

$$h > 45 \text{ см} \Rightarrow s_1 \leq \frac{1}{3} \cdot h, \text{ крім того } s_1 \leq 50 \text{ см}.$$

В прикладі, що розглядається $h = 45$ см, відповідно, крок хомутів приймаємо $s_1 = 15$ см.

В середній частині прольоту балки, де поперечні сили незначні, крок поперечних стержнів s_2 призначається виходячи з умови:

$$s_2 \leq \frac{3}{4} \cdot h \text{ та } s_2 \leq 50 \text{ см},$$

приймаємо $s_2 = 30$ см.

У всіх випадках рекомендується приймати крок поперечних стержнів кратним 5 см, з округленням у менший бік.

Вибір діаметра поперечної арматури здійснюємо виходячи з наступних двох умов:

а) забезпечення жорсткості арматурних каркасів:

- діаметр поперечної арматури повинен бути таким, щоб виконувалася умова:

$$d_{sw} \geq \frac{1}{4} d_s,$$

де d_{sw} - діаметр поперечної арматури (хомутів);

d_s - діаметр робочої арматури;

$d_{sw} \geq 6$ мм - при висоті балки $h \leq 80$ см;

$d_{sw} \geq 8$ мм - при висоті балки $h > 80$ см.

В прикладі прийнято $h = 45$ см та діаметр поздовжньої робочої арматури $d_s = 18$ мм, відповідно діаметр поперечної арматури приймаємо:

$$d_{sw} = 6 \text{ мм}, A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2.$$

б) забезпечення міцності похилих перерізів:

- діаметр поперечної арматури та її крок повинен бути таким, щоб виконувалася умова:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

де $Q = Q_A^{\ddot{}} = 148,42$ кН – максимальна розрахункова поперечна сила, яка виникає на опорі;

Q_{sw} – величина поперечної сили, яка сприймається хомутами та бетоном.

Поперечна сила, що сприймається бетоном стиснутої зони над похилим перерізом:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

де $\varphi_{b2} = 2$ – коефіцієнт, прийнятий для важкого бетону;

φ_f – коефіцієнт, який враховує вплив звисів полки таврового перерізу;

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5,$$

де b'_f – розрахункова ширина полки;

$$b'_f \leq b + 3 \cdot h'_f = 20 + 3 \cdot 8 = 44 \text{ см},$$

тоді $\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (44 - 20) \cdot 8}{20 \cdot 40} = 0,18.$

Величину Q_b визначаємо при $c = 3,33 \cdot h_0$, тому що в цьому випадку величина поперечної сили, яка сприймається бетоном, буде мінімальною.

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1,18 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 40^2}{3,33 \cdot 40 \cdot (10)} = 45,92 \text{ кН}.$$

Величину поперечної сили, що сприймається поперечною арматурою (хомутами) обчислюємо за формулою:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0,$$

де q_{sw} – зусилля в хомутах на одиницю довжини, визначається за формулою

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot n \cdot A_{sw}}{S_1} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 0,283}{(10) \cdot 15} = 0,66 \text{ кН/см},$$

де $n = 2$ – кількість поперечних стержнів в перерізі балки.

Визначаємо горизонтальну проекцію найбільш небезпечної похилої тріщини c_0 , крім того $c_0 \leq 2 \cdot h_0$.

Таким чином

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \gamma_{b2}}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,18) \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 40^2 \cdot 0,9}{0,66 \cdot (10)}} = 98,75 \text{ см}.$$

Приймаємо $c_0 = 2 \cdot 40 = 80 \text{ см}$.

Поперечна сила, що сприймається поперечною арматурою (хомутами):

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,66 \cdot 80 = 52,83 \text{ кН}.$$

Таким чином $Q = 148,42 \text{ кН} > Q_b + Q_{sw} = 45,92 + 52,83 = 98,75 \text{ кН}$.

Оскільки умова міцності похилих перерізів не забезпечена, то необхідно зменшити крок стержнів поперечної арматури, або збільшити їх діаметр, або збільшити міцність бетону чи арматури.

Збільшуємо діаметр хомутиків з 6 мм до 8 мм ($A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$) та приймаємо крок $s_1 = 10 \text{ см}$.

Тоді

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot n \cdot A_{sw}}{s_1} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 0,503}{(10) \cdot 10} = 1,757 \text{ кН/см.}$$

Відповідно

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \gamma_{b2}}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,18) \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 40^2 \cdot 0,9}{1,757 \cdot (10)}} = 59,01 \text{ см.}$$

Приймаємо $c_0 = 59,01 \text{ см}$

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 1,757 \cdot 59,01 = 103,68 \text{ кН.}$$

Перевіримо повторно умову міцності.

$$\text{Таким чином } Q = 148,42 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 45,92 + 103,68 = 149,6 \text{ кН.}$$

Міцність похилих перерізів на приопорних ділянках забезпечена.

Визначення величини поперечної сили на середній ділянці балки з кроком поперечної арматури $s_2 = 30 \text{ см}$.

Зусилля в хомутах визначається за формулою:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot n \cdot A_{sw}}{s_2} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 0,503}{(10) \cdot 30} = 0,586 \text{ кН/см.}$$

Відповідно

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \gamma_{b2}}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,18) \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 40^2 \cdot 0,9}{0,586 \cdot (10)}} = 102,17 \text{ см.}$$

Приймаємо $c_0 = 80 \text{ см}$.

Величина поперечної сили, яка сприймається хомутами в середній ділянці балки:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,586 \cdot 80 = 46,88 \text{ кН.}$$

Величина поперечної сили, яка сприймається бетоном та хомутами в середній ділянці балки:

$$Q_b + Q_{sw} = 45,92 + 46,88 = 92,80 \text{ кН.}$$

За результатами розрахунку будуємо епюру поперечних сил Q та епюру $Q_b + Q_{sw}$ для кожного прольоту.

З рисунка видно, що по всій довжині балки виконується умова $Q \leq Q_b + Q_{sw}$, отже міцність похилих перерізів від дії поперечних сил забезпечена.

6.10. Побудова епюри матеріалів другорядної балки

Міцність балки від дії згинаючого моменту буде забезпечена, якщо у всіх перерізах по довжині балки виконується умова: $\dot{I} \leq \dot{I}_z$

З метою економного армування, балку армуємо поздовжньою робочою

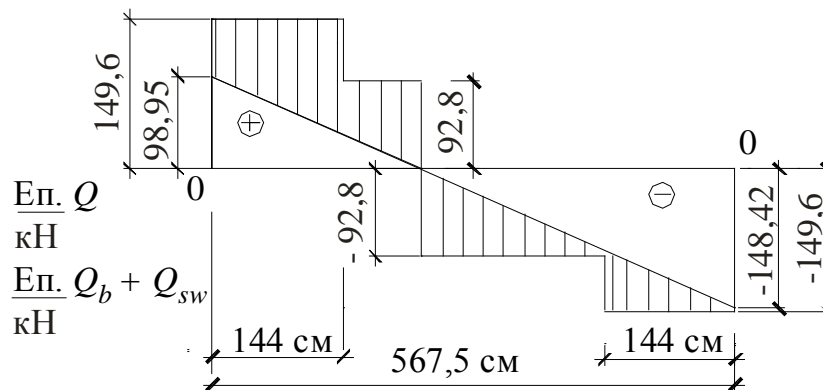


Рис. 17. Епюра Q та епюра $Q_b + Q_{sw}$, кН

арматурою з урахуванням зміни згинаючих моментів. В прольотах на середніх ділянках за розрахунками передбачається встановлення чотирьох поздовжніх стержнів, а на крайніх ділянках – двох стержнів. На опорах балку армуємо двома плоскими зварними сітками. Для визначення місць обриву стержнів в прольотах та сіток на опорах, будемо епюру моментів – \dot{I} за даними, приведеніми в табл. 10, та епюру матеріалів \dot{I}_e - за даними табл. 12.

Згинаючі моменти визначаються за формулою:

$$M_u = A_s \cdot R_s \cdot v \cdot h_0.$$

Коефіцієнт v знаходимо за таблицею коефіцієнтів (табл. 2 додатку), в залежності від відносної висоти стиснутої зони бетону ξ .

$$\xi = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot \frac{R_s}{R_b}.$$

6.11. Визначення довжини анкерування обірваних робочих стержнів

Робочі стержні, які обриваються необхідно заводити за місце їх теоретичного обриву на величину анкерування w , яку визначаємо за формулою:

$$w = \frac{Q}{2 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d \geq 20 \cdot d_s.$$

Місце теоретичного обриву визначаємо за результатами побудови епюр M та M_u .

$$M_u = A_s \cdot R_s \cdot v \cdot h_0,$$

де Q – поперечна сила у відповідному перерізі, який проходить через точку теоретичного обриву;

q_{sw} – зусилля в поперечній арматурі на одиниці довжини елемента, при розрахунку похилих перерізів на дію згинаючого моменту, визначаємо за формулою:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot n \cdot A_{sw}}{s_1} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 0,503}{10 \cdot (10)} = 1,757 \text{ кН/см.}$$

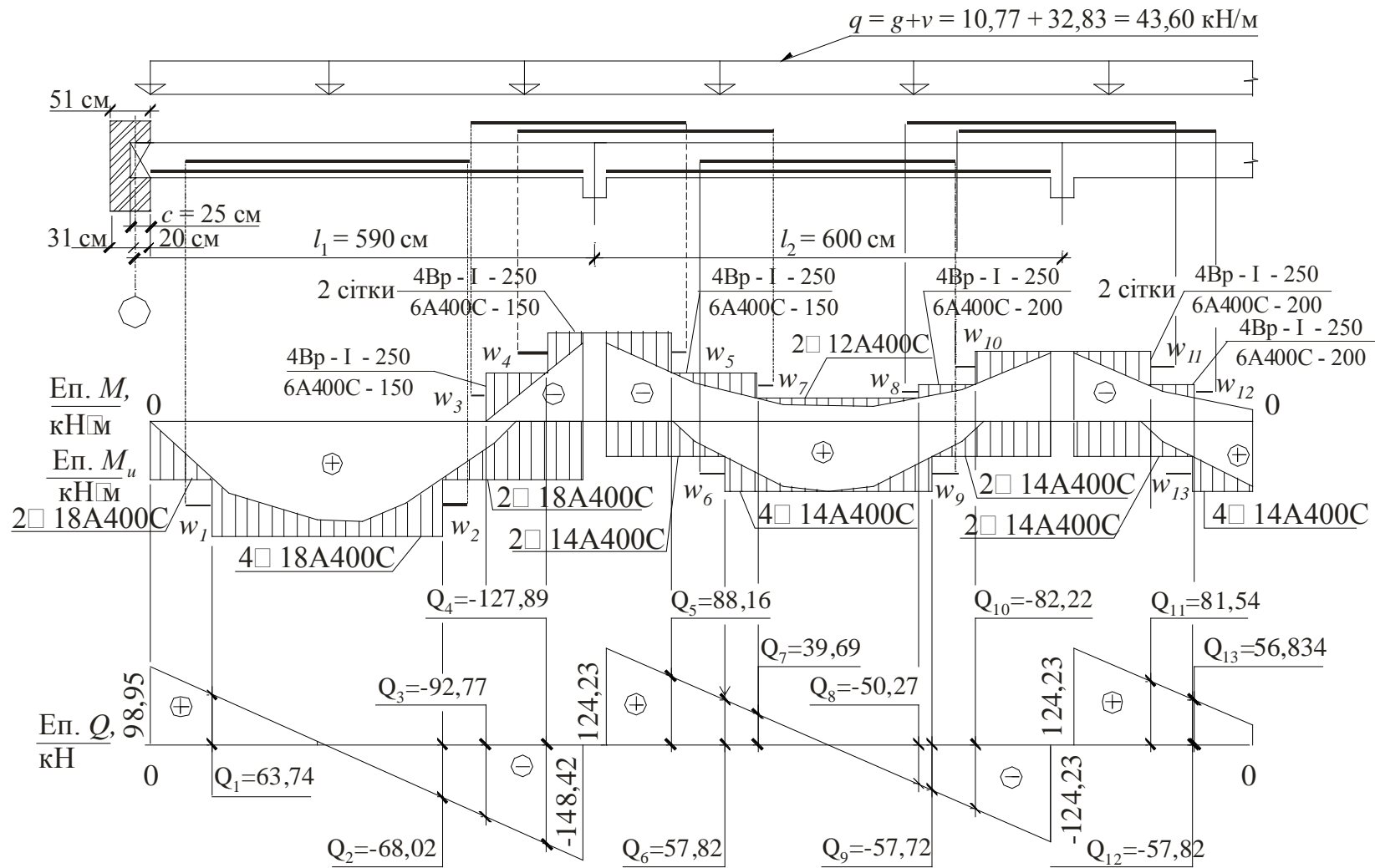


Рис. 18. Побудова епюри моментів M , епюри матеріалів M_u та епюри поперечних сил Q другорядної балки

(M , M_u – кНм, Q – кН)

Визначення ординат епюри M_u

Елемент балки	Ділянка балки	Робоча арматура		$\xi = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot \frac{R_s}{R_b}$	ν	Розрахункова несуча здатність $M_u = A_s \cdot R_s \cdot \nu \cdot h_0 \cdot \epsilon'_l \cdot \eta_l$	
		Кількість арматури	A_s , см ²				
Пр 1	I	2Ø18A400C	5,09	$\frac{5,09 \cdot 365}{220 \cdot 40 \cdot 11,5} = 0,018$	0,990	$5,09 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 0,99 \cdot 40 = 7357$	7357
	II	4Ø18A400	10,17	$\frac{10,17 \cdot 365}{220 \cdot 40 \cdot 11,5} = 0,037$	0,9825	$10,17 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 0,9825 \cdot 40 = 14595$	14595
Пр 2	III	2Ø14A40C	3,08	$\frac{3,08 \cdot 365}{220 \cdot 40 \cdot 11,5} = 0,011$	0,995	$3,08 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 0,995 \cdot 40 = 4474$	4474
	IV	4Ø14A400C	6,16	$\frac{6,16 \cdot 365}{220 \cdot 40 \cdot 11,5} = 0,022$	0,989	$6,16 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 0,989 \cdot 40 = 8895$	8895
	VII	2Ø12A400C	2,26	$\frac{2,26 \cdot 365}{20 \cdot 39 \cdot 8,5} = 0,092$	0,954	$2,26 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 0,954 \cdot 39 = 3069$	3069
оп В	V	$\frac{4\hat{A}\delta - 2 - 250}{6\hat{A}400C - 150}$	4,54	$\frac{4,54 \cdot 365 \cdot 0,1}{20 \cdot 42 \cdot 11,5 \cdot 0,1} = 0,172$	0,915	$4,54 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 0,915 \cdot 42 = 6361$	6361
	VI	2 Сітки $\frac{4\hat{A}\delta - 2 - 250}{6\hat{A}400C - 150}$	9,07	$\frac{9,07 \cdot 365 \cdot 0,1}{20 \cdot 42 \cdot 11,5 \cdot 0,1} = 0,343$	0,828	$9,07 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 0,828 \cdot 42 = 11525$	11525
оп С	VIII	$\frac{4\hat{A}\delta - 2 - 250}{6\hat{A}400C - 200}$	3,38	$\frac{4,54 \cdot 365 \cdot 0,1}{20 \cdot 42 \cdot 11,5 \cdot 0,1} = 0,128$	0,934	$3,38 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 0,934 \cdot 42 = 4840$	4840
	IX	2 Сітки $\frac{4\hat{A}\delta - 2 - 250}{6\hat{A}400C - 200}$	6,77	$\frac{6,77 \cdot 365 \cdot 0,1}{20 \cdot 42 \cdot 11,5 \cdot 0,1} = 0,255$	0,872	$6,77 \cdot 365 \cdot 0,1 \cdot 0,872 \cdot 42 = 9037$	9037

де $R_{sw} = 175$ МПа – розрахунковий опір на розтяг поперечної арматури класу А240С;

$A_{sw} = 0,503$ см² – площа поперечного перерізу однієї гілки поперечної арматури діаметром 8 мм;

$n = 2$ – кількість гілок поперечної арматури в поперечному перерізі балки;

$s_1 = 10$ см – крок хомутів приопорної ділянки.

Таблиця 13

Обчислення w

Місце анкеровки	Значення Q , кН	$w = \frac{Q}{2 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d \geq 20 \cdot d$ см	$w = 20 \cdot d$	Приймаємо w , см
w_1	$Q_1 = 63,74$	$\frac{63,74}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 1,8 = 27$	$20 \cdot 1,8 = 36$	36
w_2	$Q_2 = 68,02$	$\frac{68,02}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 1,8 = 28$	$20 \cdot 1,8 = 36$	36
w_3	$Q_3 = 92,77$	$\frac{92,77}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 0,6 = 29$	$20 \cdot 0,6 = 12$	29
w_4	$Q_4 = 127,89$	$\frac{127,89}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 0,6 = 39$	$20 \cdot 0,6 = 12$	39
w_5	$Q_5 = 88,16$	$\frac{88,16}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 0,6 = 28$	$20 \cdot 0,6 = 12$	28
w_6	$Q_6 = 57,82$	$\frac{57,82}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 1,4 = 23$	$20 \cdot 1,4 = 28$	28
w_7	$Q_7 = 39,69$	$\frac{39,69}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 0,6 = 14$	$20 \cdot 0,6 = 12$	14
w_8	$Q_8 = 50,27$	$\frac{50,27}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 0,6 = 17$	$20 \cdot 0,6 = 12$	17
w_9	$Q_9 = 57,72$	$\frac{57,72}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 1,4 = 23$	$20 \cdot 0,6 = 12$	23
w_{10}	$Q_{10} = 82,22$	$\frac{82,22}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 0,6 = 26$	$20 \cdot 0,6 = 12$	26
w_{11}	$Q_{11} = 81,54$	$\frac{81,54}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 0,6 = 26$	$20 \cdot 0,6 = 12$	26
w_{12}	$Q_{12} = 57,82$	$\frac{57,82}{2 \cdot 1,757} + 5 \cdot 0,6 = 23$	$20 \cdot 0,6 = 12$	23

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ

Розглядається варіант армування другорядної балки зварними каркасами в прольотах та сітками на опорах.

Діаметр робочих поздовжніх стержнів каркасів приймають 12...22 мм, а поздовжніх монтажних стержнів – 10 мм.

В прольотах другорядної балки, при її ширині понад 150 мм, в поперечному перерізі встановлюють не менше 2 - х каркасів. Стержні каркасів доводять до грані опор і з'єднують з каркасами наступного прольоту стиковими стержнями діаметром 10 мм з арматури класу А240С. Стикові стержні пропускають над арматурою головної балки і заводять за грані на 15 діаметрів робочої арматури і не менше одного кроку хомутив плюс 50 мм. В прольотах плоскі каркаси з'єднують в просторові з допомогою горизонтальних стержнів, які встановлюють через 500...800 мм.

Для забезпечення захисного шару бетону, до поперечних стержнів каркасів приварюють фіксатори, які упираються в стінки та днище опалубки.

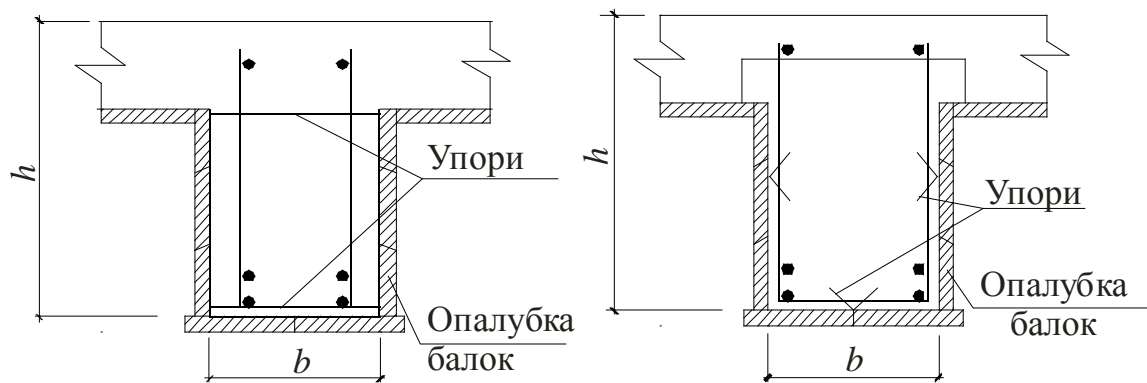


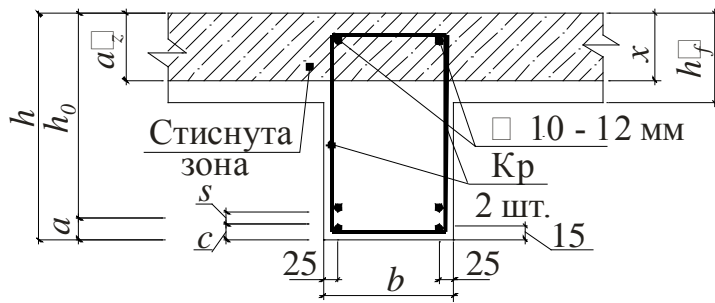
Рис.19. Установка каркасів в опалубці

На опорах другорядні балки армують зварними сітками з поперечною робочою арматурою. Найчастіше приймають дві сітки які зміщені одна відносно другої у відповідності з епюрою моментів.

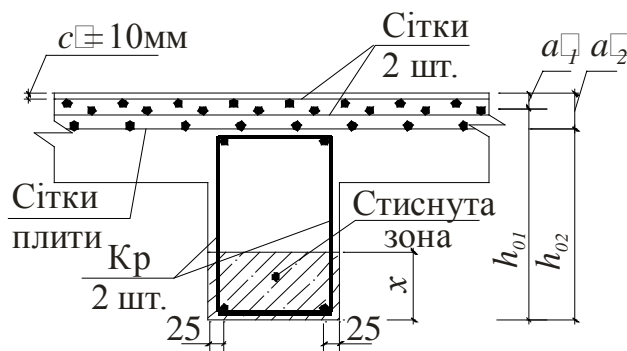
В місцях розташування колон сітки переривають і замінюють їх двома додатковими стержнями $\varnothing 10A240C$. Ординати епюр згинаючих моментів зменшуються від середини прольотів до граней опор, через це поздовжню арматуру з економічних міркувань доцільно обірвати.

В прольотах обривають не більше половини робочих стержнів. Для визначення місць обриву будують епюру матеріалів (арматури). Епюра арматури це епюра згинаючих моментів, які можуть бути сприйняті нормальними перерізами балки з урахуванням фактичної площі робочої арматури A_s .

Компоновка перерізів другорядної балки показана на рис. 20.



а)



б)

$$s = 25 \text{ мм при } d_s \leq 25 \text{ мм}$$

$$s = d_s \text{ при } d_s > 25 \text{ мм}$$

$$c = 20 \text{ мм при } d_s = 10 \dots 20 \text{ мм}$$

$$c = 25 \text{ і } \text{і} \text{ при } d_s = 22 \dots 28 \text{ мм}$$

$$c = 30 \text{ мм при } d_s > 30 \text{ мм}$$

$c' = 10 \text{ мм}$ - захисний шар верхньої сітки.

Рис. 20. Компонівка перерізів другорядної балки: а) в прольоті; б) на опорі

7. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

Головні балки це елементи балочного перекриття в яких середніми опорами є колони а крайніми - зовнішні стіни будівлі. На головні балки опираються другорядні балки та плити перекриття.

Вихідні дані:

а) бетон класу В20; $R_b = 11,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$;

б) балку армуємо в'язаними каркасами з поздовжньою робочою арматурою класу А400С; $R_s = 365 \text{ МПа}$;

в) поперечна арматура класу А240С, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$;

д) тимчасове навантаження $v_i = 12 \text{ кН/м}^2$;

е) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_i = 1,2 \text{ кН/м}^2$.

7.1. Вибір розрахункової схеми

Розрахункову схему головної балки приймаємо у вигляді нерозрізної балки, на шарнірно обертаючих опорах, балка завантажена двома зосередженими силами в прольотах. При шести і більше прольотах головна балка розраховується як п'ятипролітна. Визначення навантаження на головну балку дано у п. 7.3 методичних вказівок.

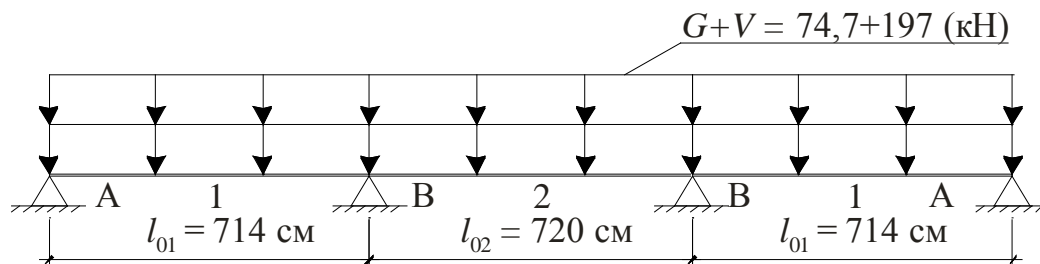


Рис. 21. Розрахункова схема головної балки

7.2. Визначення розрахункових прольотів

Головні балки замуровуються в цегляну стіну на величину $c = 38$ см. Розрахункові прольоти при неповному каркасі визначаються так.

Крайні прольоти – дорівнюють відстані від середини ділянки опирання балки на стіну до осі колони.

Середні прольоти – відстані між осями колон.

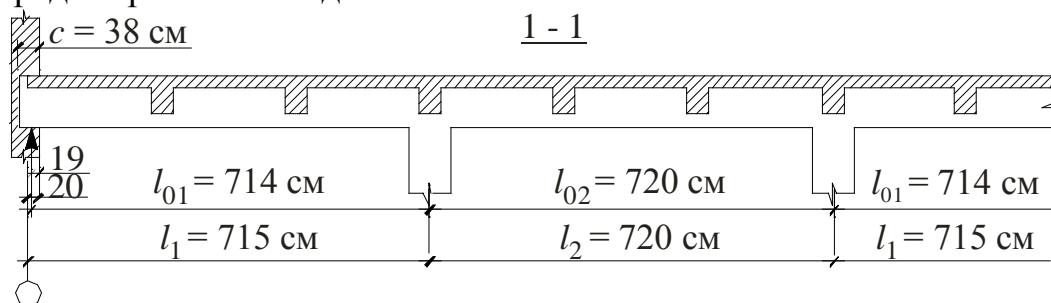


Рис. 22. До визначення розрахункових прольотів головної балки

Розрахункова довжина крайніх прольотів:

$$l_{01} = l_1 - a + \frac{c}{2} = 715 - 20 + \frac{38}{2} = 714 \text{ см.}$$

Розрахункова довжина середніх прольотів:

$$l_{02} = l_2 = 720 \text{ см.}$$

7.3. Визначення навантаження на балку

Навантаження на головну балку передається у вигляді зосереджених сил, які прикладені в місцях перетину другорядних балок з головними і збираються з вантажної площі, яка має форму прямокутника з розмірами, що відповідають розмірам прольотів плити та другорядної балки 2,4 м та 6,00 м. Визначення навантаження зводимо у табл. 14.

Таблиця 14

Визначення навантаження на головну балку

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН
	Постійне			

1	3. б. плита $h'_f \cdot l_i \cdot l_{\text{ää}} \cdot 1 \cdot \rho =$ $= 0,08 \cdot 2,4 \cdot 6 \cdot 1 \cdot 25 = 28,8$	28,8	1,1	31,68
	Підлога $q_i \cdot l_n \cdot l_{\text{ää}} = 1,2 \cdot 2,40 \cdot 6 = 17,28$	17,28	1,3	22,46
2	Ребро другорядної балки $(h_{\text{ää}} - h'_f) \cdot b_{\text{ää}} \cdot l_{\text{ää}} \cdot \rho =$ $= (0,45 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 25 = 11,1$	11,1	1,1	12,21
	Ребро головної балки $(h_{\text{ää}} - h'_f) \cdot b_{\text{ää}} \cdot l_i \cdot \rho =$ $= (0,7 - 0,08) \cdot 0,3 \cdot 2,4 \cdot 25 = 11,16$	11,16	1,1	12,28
Усього: постійне		$g_i = 68,34$		$G_1 = 78,63$
Тимчасове				
3	Корисне $v_i \cdot l_i \cdot l_{\text{ää}} = 12 \cdot 2,4 \cdot 6 = 172,8$	$V_i = 172,8$	1,2	$V_1 = 207,4$

Розрахункове навантаження з урахуванням коефіцієнту надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$:

– постійне $G = G_1 \cdot \gamma_n = 78,63 \cdot 0,95 = 74,7$ кН;

– тимчасове $V = V_1 \cdot \gamma_n = 207,36 \cdot 0,95 = 197$ кН;

7.4. Визначення згинаючих моментів

Армування головної балки пов'язано з побудовою огинаючої епюри згинаючих моментів. Ординати епюр в місцях опирання другорядних балок та на опорах обчислюємо за формулами:

– максимальні згинаючі моменти:

$$M_{max} = (G \cdot \alpha + V \cdot \beta_1) \cdot l_0;$$

– мінімальні згинаючі моменти:

$$M_{min} = (G \cdot \alpha - V \cdot \beta_2) \cdot l_0,$$

де α, β_1, β_2 – табличні коефіцієнти, які приймаються в залежності від розрахункової схеми та розташування перерізу.

Огинаюча епюра моментів будується за отриманими значеннями M_{max} та M_{min} . Розрахунок зведено до табл. 15.

Ординати згинаючих моментів

x/l	Навантаження			Коефіцієнти			$G \cdot \alpha$	$V \cdot \beta_1$	$V \cdot \beta_2$	$G \cdot \alpha + V \cdot \beta_1$	$G \cdot \alpha - V \cdot \beta_2$	Згинаючі моменти, кН·м	
	G , кН	V , кН	l_0 , м	α	β_1	β_2						M_{max}	M_{min}
0,333	74,7	197	7,14	0,2444	0,2889	0,0444	18,26	56,91	8,75	75,17	9,51	536,71	67,90
0,667				0,1656	0,2444	0,0889	12,37	48,14	17,51	60,51	-5,14	432,04	-36,70
0,849				-0,075	0,0377	0,1127	-5,60	7,43	22,20	1,83	-27,80	13,07	-198,49
1,0	74,7	197	7,17	-0,2667	0,0444	0,3111	-19,92	8,75	61,28	-11,17	-81,20	-80,09	-582,20
1,133	74,7	197	7,20	-0,1333	0,0133	0,1467	-9,96	2,62	28,90	-7,34	-38,86	-52,85	-279,79
1,20				-0,0667	0,0667	0,1333	-4,98	13,14	26,26	8,16	-31,24	58,75	-224,93
1,333				0,0667	0,2	0,1333	4,98	39,40	26,26	44,38	-21,28	319,54	-153,22
1,50				0,0667	0,2	0,1333	4,98	39,40	26,26	44,38	-21,28	319,54	-153,22

7.5. Визначення поперечних сил

Ординати епюр поперечних сил головної балки визначаються за формулами:

$$Q_{max} = G \cdot \gamma + V \cdot \delta_1;$$

$$Q_{min} = G \cdot \gamma - V \cdot \delta_2;$$

де $\gamma, \delta_1, \delta_2$ – табличні коефіцієнти, які приймаються в залежності від розрахункової схеми та розташування перерізу. Розрахунок зведено до табл. 16.

Таблиця 16

Ординати поперечних сил

Проліт	Ділянка Балки	Навантаження		Коефіцієнти			$G \cdot \gamma$	$V \cdot \delta_1$	$V \cdot \delta_2$	Поперечна сила кН	
		G , кН	V , кН	γ	δ_1	δ_2				Q_{max}	Q_{min}
1	I	74,7	197	0,7333	0,8667	0,1332	54,78	170,73	26,24	225,51	28,54
	II			-0,2667	0,279	0,5457	-19,92	54,96	107,50	35,04	-127,42
	III			-1,2667	0,0444	1,3111	-94,62	8,75	258,27	-85,87	-352,89
2	IV	74,7	197	1	1,222	0,2222	74,70	240,72	43,77	315,42	30,92
	V			0	0,5333	0,5333	0,00	105,05	105,05	105,06	-105,06

Площа робочої арматури на опорі B визначається за величиною моменту, який діє в площині грані опори $\hat{I} \hat{A}$:

$$M'_B = M_B - Q_B^i \cdot \frac{h_{\bar{n}}}{2},$$

де $M_B = 582,2$ кН·м – осьовий момент на опорі В;

$Q_A^i = 315,42$ кН – поперечна сила на опорі В, з правого боку;

$h_{\bar{n}} = 0,4$ м – розмір поперечного перерізу колони, приймається попередньо.

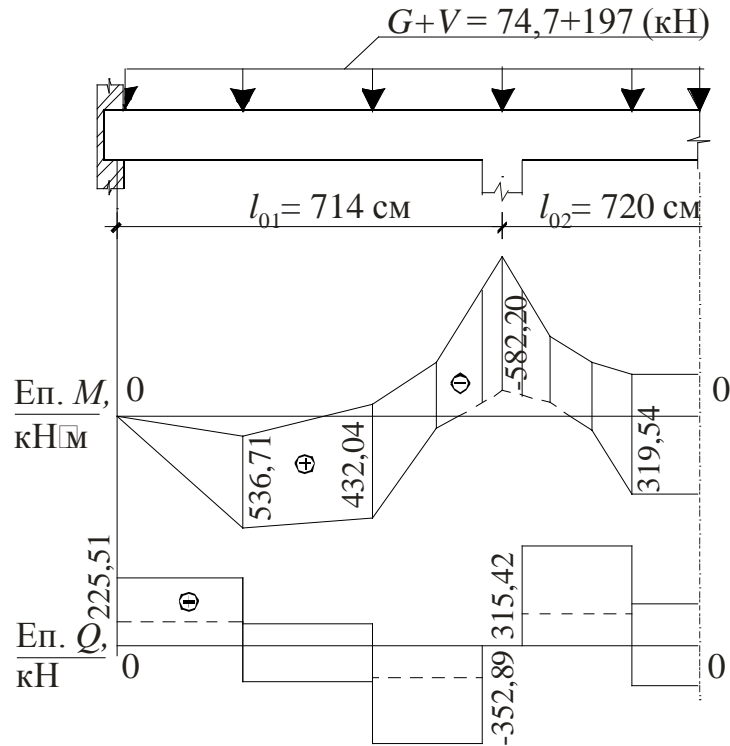


Рис. 23. Огинаючі епюри M та Q головної балки

Таким чином:

$$M'_B = M_B - Q_B^i \cdot \frac{h_{\bar{n}}}{2} = 582,2 - 315,42 \cdot \frac{0,4}{2} = 519,12 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Якщо головна балка має 4 прольоти, аналогічно визначається момент, який діє в площині грані опори С, тобто:

$$M'_C = M_C - Q_C^i \cdot \frac{h_{\bar{n}}}{2}.$$

Поперечний переріз головної балки - тавр.

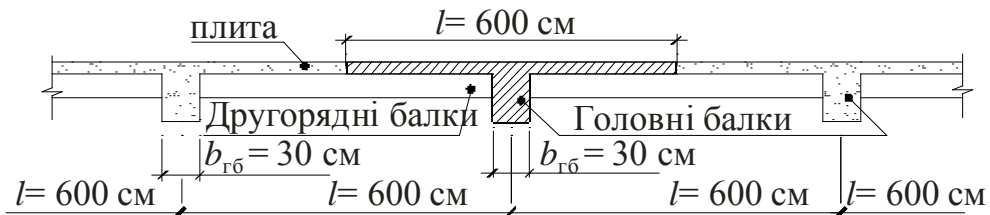


Рис. 24. Переріз перекриття в поздовжньому напрямку

7.6. Визначення розмірів поперечного перерізу головної балки

Робоча висота балки визначається за формулою:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b}},$$

де $M = M'_B = 519,12$ кН·м – момент, який діє в площині грані опори;

$\alpha_0 = 0,289$ ($\alpha_0 \rightarrow \xi = \frac{x}{h_0} = 0,35$) – з урахуванням досвіду проектування;

$\gamma_{b2} = 0,9$ – коефіцієнт умови роботи бетону;

$$h_0 = \sqrt{\frac{51912 \cdot (10)}{0,289 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 30}} = 76,06 \text{ см.}$$

Повна висота балки:

$$h = h_0 + a = 76,06 + 6 = 82,06 \text{ см.}$$

де $a = 6$ см – відстань від нижньої грані перерізу до центру ваги робочої арматури.

Приймаємо розміри балки $b \times h = 30 \times 80$ см.

Уточнюємо робочу висоту:

– в прольоті $h_0 = h - a = 80 - 6 = 74$ см;

– на опорі $h'_0 = h - a' = 80 - 10 = 70$ см,

де $a' = 10$ см – відстань від верхньої грані перерізу до центру ваги верхньої робочої арматури;

Ширина полички таврового перерізу балки при визначенні арматури у прольоті:

$$b'_f = b + 2 \cdot b'_1 \leq \frac{1}{3} \cdot l_{\tilde{a}\tilde{a}}.$$

За величину звисів полички b'_1 приймається менше значення, обчислене із наступних трьох умов:

1) $b'_1 \leq \frac{1}{2} \cdot l_0 = \frac{1}{2} \cdot 570 = 285$ см,

де $l_0 = 600 - 30 = 570$ см – відстань між гранями головних балок;

2) $b'_1 \leq \frac{1}{6} \cdot l_{\tilde{a}\tilde{a}} = \frac{1}{6} \cdot 720 = 120$ см;

де $l_{\tilde{a}\tilde{a}} = 720$ см – більший проліт головної балки;

3) $b'_1 \leq 6 \cdot b'_f$ якщо $h'_f \leq \frac{1}{10} \cdot h$,

де $h'_f = 8$ см – повна товщина плити;

$h = 80$ см – повна висота головної балки.

Враховуючи те, що $h'_f = 8 \text{ см} \leq \frac{1}{10} \cdot h = \frac{1}{10} \cdot 80 = 8,0 \text{ см}$, приймаємо

$$b'_1 = 6 \cdot h'_f = 6 \cdot 8 = 48 \text{ см.}$$

Отже ширину полки приймаємо з урахуванням умови 3:

$$b'_f = 30 + 2 \cdot 48 = 126 \text{ см.}$$

Приймаємо $b'_f = 125 \text{ см}$.

При розрахунку поздовжньої арматури на опорах і в прольотах на дію від'ємних моментів приймаємо ширину перерізу рівною ширині ребра балки, тобто $b = 30 \text{ см}$.

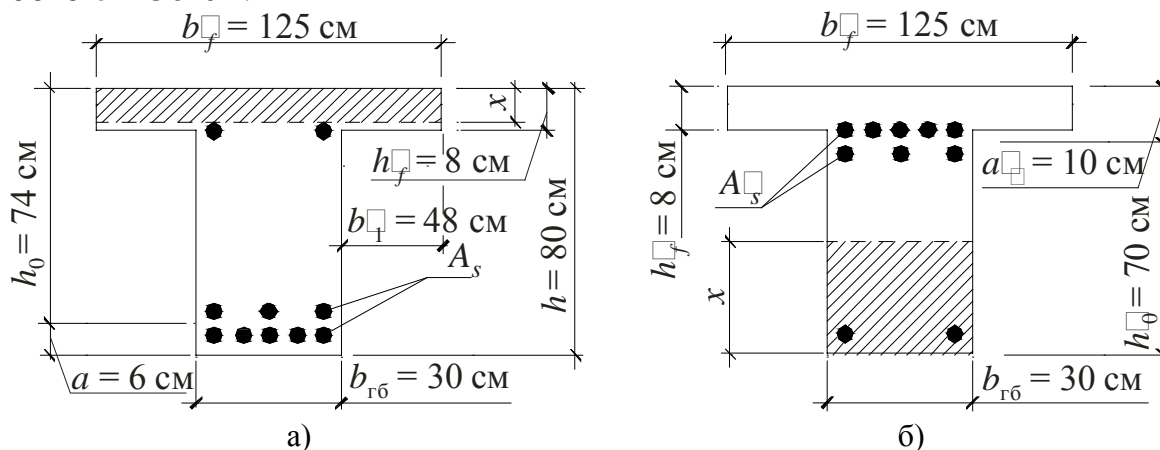


Рис. 25. Розрахункові перерізи головної балки (перший проліт):
а) в прольоті; б) на опорі

7.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу балки

Обчислюємо величину моменту, який сприймається полкою:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = \frac{1}{10} \cdot 11,5 \cdot 125 \cdot 8 \cdot \left(74 - \frac{8}{2} \right) = 80500 \text{ кН} \cdot \text{см} = 805,0 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Якщо $M = 536,71 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_f = 805 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то нейтральна вісь буде знаходитись у межах полки і переріз розраховується як прямокутний з шириною $b'_f = 125 \text{ см}$. Приймаємо: $b'_f \times h = 125 \times 80 \text{ см}$.

7.8. Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Армування головної балки передбачається в'язаними каркасами. Арматурні стержні в прольотах і на опорах приймаємо одного діаметра. Розрахунок зведено у табл. 17.

Розрахунок робочої арматури головної балки

елемент балки	M, кН·см	h ₀ , см	$\alpha_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b}$	ξ	Необхідна площа арматури $A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_b}{R_s}$, см ²	Прийнята арматура	
						Кількість арматури	A _s , см ²
Пр 1	53671	74	$\frac{53671 \cdot 10}{125 \cdot 74^2 \cdot 11,5} = 0,068$	0,07	$0,07 \cdot 125 \cdot 74 \cdot \frac{11,5}{365} = 20,4$	7Ø20A400C	22,0
Пр 2	31954	74	$\frac{31951 \cdot 10}{125 \cdot 74^2 \cdot 11,5} = 0,04$	0,04	$0,04 \cdot 125 \cdot 74 \cdot \frac{11,5}{365} = 11,65$	4Ø20A400C	12,56
	15322	70	$\frac{15322 \cdot 10}{30 \cdot 70^2 \cdot 11,5} = 0,091$	0,095	$0,095 \cdot 30 \cdot 70 \cdot \frac{11,5}{365} = 6,28$	2Ø20A400C	6,28
Оп В	51912	70	$\frac{58220 \cdot 10}{30 \cdot 70^2 \cdot 11,5} = 0,307$	0,38	$0,38 \cdot 30 \cdot 70 \cdot \frac{11,5}{365} = 25,14$	8Ø20A400C	25,13

7.9. Розрахунок міцності похилих перерізів

При армуванні балки в'язаними каркасами міцність похилих перерізів забезпечується сумісною роботою поперечної арматури, відгинів та бетону.

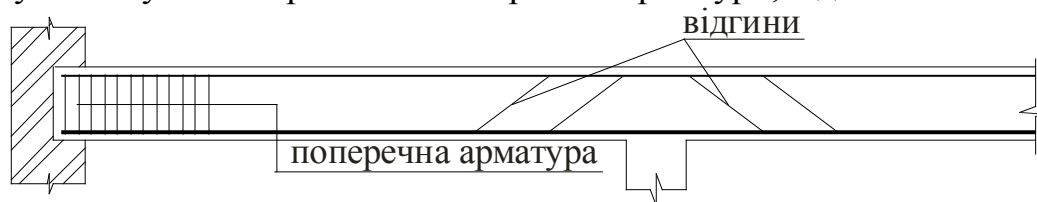


Рис. 26. До розрахунку похилих перерізів

Умова міцності похилого перерізу на дію поперечної сили має вигляд:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc},$$

де Q_b – розрахункова величина поперечної сили, що сприймається бетоном;

Q_{sw} – розрахункова величина поперечної сили, що сприймається поперечною арматурою;

$Q_{s,inc}$ – розрахункова величина поперечної сили, що сприймається похилими стержнями.

Q – розрахункова поперечна сила в перерізі що розглядається.

Характеристику бетону R_{bt} при розрахунку міцності похилих перерізів у відповідності до СНиП 2.03.01-84* необхідно приймати з коефіцієнтом $\gamma_{b2} = 0,9$.

За конструктивними вимогами необхідно призначити крок стержнів. Визначаємо його, виходячи з трьох наступних умов.

$$1) s \leq \frac{h}{3} = \frac{80}{3} = 26,7 \text{ см}; 2) s \leq 50,0 \text{ см}; 3) s \leq s_{\max};$$

$$s \leq s_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 74^2}{352,89 \cdot (10)} = 56,56 \text{ см},$$

де $\varphi_{b4} = 1,5$ – коефіцієнт, прийнятий для важкого бетону;

$\varphi_{b2} = 0,9$ – коефіцієнт, прийнятий для важкого бетону.

Приймаємо крок поперечної арматури менший із трьох значень з кратністю 50 мм, та округлюємо в менший бік. Таким чином приймаємо $s_1 = 20$ см.

Враховуючи те, що $h = 80$ см приймаємо двогілочасті хомути діаметром $d_{sw} = 8$ мм. Площа перерізу одного стержня складає $A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$.

Перевіримо необхідність постановки поперечної арматури із умови:

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

де $Q = Q_A^{\ddot{x}} = 352,89$ кН – найбільша за абсолютною величиною сила;

$\varphi_{b3} = 0,6$ – розрахунковий коефіцієнт для конструкцій з важкого бетону.

$$\varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot \frac{0,9}{10} \cdot 30 \cdot 74 = 107,89 \text{ кН}.$$

Таким чином на приопорних ділянках балки розрахункові значення поперечних сил перевищують міцність бетонного перерізу, що складає 107,89 кН, отже необхідно встановити поперечну арматуру за розрахунком.

Визначаємо горизонтальну проекцію найбільш небезпечної похилої тріщини c_0 за формулою, враховуючи, крім того, що $c_0 \leq 2 \cdot h_0$.

Таким чином

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \gamma_{b2}}{q_{sw}}},$$

$$\text{де } q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot n \cdot A_{sw}}{s} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 0,503}{20 \cdot 10} = 0,88 \text{ кН/см},$$

де $n = 2$ – кількість гілок хомути;

$A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$ – площа поперечного перерізу однієї гілки хомути

$d_{sw} = 8$ мм;

$s_1 = 20$ см – крок хомутів;

$\varphi_{b2} = 2$ – коефіцієнт, прийнятий для важкого бетону;

φ_f – коефіцієнт, який враховує вплив звисів полки таврового перерізу;

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5,$$

де $b'_f = 125 \leq b + 3 \cdot h'_f = 30 + 3 \cdot 8 = 54$ см – розрахункова ширина полки;

тоді

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (54 - 30) \cdot 8}{30 \cdot 74} = 0,064.$$

Відповідно

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \gamma_{b2}}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,064) \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 74^2 \cdot 0,9}{0,88 \cdot (10)}} = 179,38 \text{ см.}$$

Приймаємо $c_0 = 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 74 = 148 \text{ см.}$

Розрахункову величину поперечної сили, що сприймається попередньо призначеною поперечною арматурою (хомутами) обчислюємо за формулою:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,88 \cdot 148 = 130,24 \text{ кН,}$$

де $q_{sw} = 0,88 \text{ кН/см}$ – зусилля в хомутах на одиницю довжини, визначається за формулою на початку розрахунку.

Обчислюємо величину поперечної сили яка сприймається бетоном при $c = 3,33 \cdot h_0$, в цьому випадку сила Q_b , буде мінімальною.

$$Q_b = \frac{(\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2)}{c} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 74^2}{3,33 \cdot 74 \cdot (10)} = 108 \text{ кН.}$$

Таким чином величина поперечної сили, яка сприймається поперечною арматурою та бетоном складає:

$$Q_{swb} = Q_b + Q_{sw} = 108 + 130,24 = 238,24 \text{ кН.}$$

Враховуючи, що:

$$Q_A = 225,51 \text{ кН} < Q_{swb} = 238,24 \text{ кН,}$$

$$Q_A^{\ddot{}} = 352,89 \text{ кН} > Q_{swb} = 238,24 \text{ кН,}$$

$$Q_B^{\dot{}} = 315,42 \text{ кН} > Q_{swb} = 238,24 \text{ кН,}$$

Необхідно виконати розрахунок відгинів на ділянках ліворуч і праворуч від опори B .

Площа поперечного перерізу відігнутої арматури визначається за формулою:

$$A_{s,inc} = \frac{Q - Q_{swb}}{R_{sw} \cdot \sin \alpha}.$$

Для прийнятої в проекті арматури класу А400С, при висоті балок $h = 80 \text{ см}$ рекомендується $\alpha = 45^0$. Результати розрахунку зводимо до табл. 18.

Визначення площі відігнутих стержнів

Ділянка балки	Q , кН	Q_{wb} , кН.	$Q - Q_{wb}$, кН	Необхідна площа відгинів $A_{s,inc} = \frac{Q - Q_{wb}}{R_{sw} \cdot \sin \alpha}$	Прийнята арматура	
					кількість	$A_{s,inc}$, см ²
I	225.51	238,24	-	Відгини за розрахунками не потрібні	-	-
II	127.42	238,24	-	Відгини за розрахунками не потрібні	-	-
III	352.89	238,24	114,65	$\frac{114,65 \cdot 10}{290 \cdot 0,851} = 4,65$	2Ø20 А400С	6,28
IV	315.42	238,24	77,18	$\frac{77,18 \cdot 10}{290 \cdot 0,851} = 3,12$	1Ø20 А400С	3,14
VII	105.05	238,24	-	Відгини за розрахунками не потрібні	-	-

7.10. Розрахунок на відрив

В місцях з'єднання другорядної балки з головною виникає необхідність постановки додаткової поперечної арматури з метою запобігання відриву розтягнутої зони головної балки.

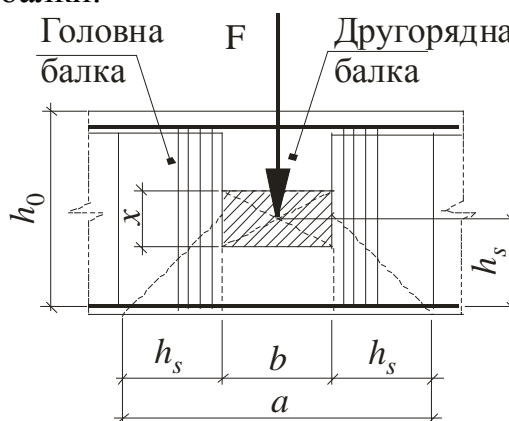


Рис. 27. До розрахунку головної балки на відрив

Площу поперечної арматури на довжині ділянки відриву визначаємо за формулою:

$$A_{sw} = \frac{Q \cdot \left(1 - \frac{h_s}{h_0}\right)}{R_{sw}}$$

де $h_s = h_0 \cdot (h_{\text{äá}} - \frac{x}{2}) = 0,74 \cdot (0,45 - \frac{0,369 \cdot 0,40}{2}) = 0,278 \approx 0,28$ м – відстань від центру ваги робочої арматури до точки прикладання рівнодіючої зусилля стиснутої зони перерізу другорядної балки – $\frac{x}{2}$,

де $x = \xi \cdot h_0 = 0,369 \cdot 0,4$ – висота стиснутої зони перерізу другорядної балки на опорі;

$\xi = 0,369$ – відносна висота стиснутої зони на опорі В.

Довжина зони відриву $a = 2 \cdot h_s + b_{\text{äá}} = 2 \cdot 30 + 20 = 80$ см.

Опорна реакція другорядної балки.

$$Q = Q_B^{\ddot{}} + Q_B^{\dot{}} = 352,89 + 315,42 = 668,3 \text{ кН.}$$

Визначаємо площу поперечної арматури на довжині ділянки відриву.

$$A_{sw} = \frac{Q \cdot (1 - \frac{h_s}{h_0})}{R_{sw}} = \frac{668,3 \cdot (1 - \frac{28}{74}) \cdot (10)}{175} = 23,74 \text{ см}^2$$

Кількість поперечних стержнів приймаємо парною з діаметром $d_s \geq 10$ мм, і встановлюємо в межах ділянок a – ліворуч та праворуч від грані другорядної балки. Приймаємо 8Ø20A240C $A_{sw} = 25,14 \text{ см}^2$ по 4Ø20A240C на ділянці, з кроком 50 мм.

7.11. Побудова епюри матеріалів

Міцність балки на дію згинаючого моменту буде забезпечена, якщо у всіх перерізах по довжині балки виконується умова:

$$M \leq M_u$$

Балку армуємо поздовжньою робочою арматурою з урахуванням зміни згинаючого моменту. В прольотах балки арматура визначається за максимальним моментом. В напрямі до опори згинаючі моменти прольоту зменшуються, отже доцільно частину стержнів відігнути та перевести в верхню частину перерізу для сприйняття згинаючого моменту на опорі.

За результатами розрахунків будуємо епюру згинаючих моментів M та епюру моментів M_u , які сприймає арматура (епюра матеріалів).

7.12. Визначення довжини анкерівки робочих стержнів, що обриваються.

Робочі стержні, що обриваються необхідно заводити за місце їх теоретичного обриву на величину w , яка при наявності відгинів у похилому перерізі визначається за формулою:

$$w = \frac{Q - R_s \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha}{2 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d \geq 20 \cdot d,$$

де Q – поперечна сила на відповідній ділянці балки;

$A_{s,inc}$ – площа відігнутої арматури однієї площини;

q_{sw} – зусилля в хомутах на одиницю довжини елемента при розрахунку похилих перерізів за згинаючим моментом;

$$q_{sw} = \frac{R_s \cdot n \cdot A_{sw}}{s_1}.$$

При розрахунку міцності балки за похилими перерізами хомути прийняті двозрізними ($n = 2$) діаметром 8 мм ($A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$) з кроком на крайніх ділянках $s_1 = 20 \text{ см}$.

$$q_{sw} = \frac{R_s \cdot n \cdot A_{sw}}{s_1} = \frac{225 \cdot 2 \cdot 0,503}{20 \cdot (10)} = 1,13 \text{ кН/см}.$$

Таблиця 19

Обчислення w

Ділянка	Q , кН	Площа відігнутої армату- ри, см^2	$w = \frac{Q - R_s \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \alpha}{2 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d$	$w = 20 \cdot d_s$, см	Прийн- яте значен- ня, см
Оп .В лів	352,89	2Ø20 A400C	$\frac{352,89 - \frac{365}{10} \cdot 6,28 \cdot 0,85}{2 \cdot 1,13} + 5 \cdot 2 = 79,93$	20·2=40	80
		6,28			
Оп .В пр ав	315,42	1Ø20 A400C	$\frac{315,42 - \frac{365}{10} \cdot 3,14 \cdot 0,85}{2 \cdot 1,13} + 5 \cdot 2 = 106,46$	20·2=40	110
		3,14			

Для чотирипролітних балок довжину анкерування w на опорі С визначаємо аналогічно опорі В.

Якщо відгини прийняті з конструктивних міркувань, анкерування робочих стержнів обчислюємо з урахуванням їх фактичної площі перерізу $A_{s,inc}$.

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ

При армуванні головної балки в'язаними каркасами з поздовжньою робочою арматурою – прямолінійні та відігнуті стержні приймають діаметром не менше 12 мм, монтажні (конструктивні) – діаметром 12 мм.

При використанні арматури класу А240С кінці стержнів повинні закінчуватися крюками.

Поздовжні робочі стержні розміщуються по ширині ребра балки рівномірно, а їх кількість в одному ряду залежить від діаметра та ширини перерізу.

По висоті перерізу стержні можуть бути розташовані в прольоті не більше ніж у три ряди, при цьому в третьому ряду повинно бути не менше двох стержнів. Над опорами розташування стержнів передбачається у два ряди, а в

третьому ряду можуть розташовуватися тільки короткі стержні з двома відгинами, при умові, що другий ряд заповнений прямолінійними та відігнутими стержнями.

З метою економії арматури, у відповідності до огинаючої епюри моментів, частина поздовжньої робочої арматури, але не більше 50 % від загальної кількості в прольоті, відгинається на опору. Зазначену арматуру обривають в суміжних прольотах, місця обриву визначають за розрахунком.

Із умови анкерування стержнів не менше 50 % прольотної арматури і не менше двох стержнів - при двогілчастих хомутах, повинно бути заведено за грані опори.

При висоті балки 800 мм і більше, по боковим граням, на рівні половини висоти перерізу, встановлюють поздовжні конструктивні стержні діаметром 12 мм із арматури класу А240С. Ці стержні з'єднуються шпильками діаметром 6–8 мм із арматури класу А240С з кроком 600 мм по довжині балки.

Діаметр хомутів в'язаних каркасів приймається при висоті балки $h \leq 800$ мм не менше 6 мм, а при $h > 800$ мм – 8 мм і повинен бути не менше $\frac{1}{4}$ діаметра поздовжніх робочих стержнів. В місцях перегину і загину кінців хомутів передбачаються поздовжні стержні.

При двогілчастих хомутах допускається встановлювати в один ряд не більше п'яти поздовжніх стержнів, в залежності від ширини ребра балки.

При ширині ребра балки 350 мм і більше приймають чотиригілчасті хомути.

В прольотах і при короткочасному навантаженні до 3 кН/м² хомути приймають відкритими, при наявності розрахункової арматури в стиснутій зоні і короткочасному навантаженні більше 3 кН/м² – замкнутими.

При опиранні балок на цегляні стіни перший хомут встановлюється в торці балки з урахуванням захисного шару, на середніх опорах (залізобетонних) - по грані колони.

Приопорні ділянки головних балок армують відігнутими стержнями.

Кут нахилу відгинів до поздовжньої осі балки приймають при її висоті до 800 мм – 45°, а більше – 60°.

Відігнуті стержні влаштовують із числа нижньої прольотної арматури.

При ширині балки 300...400 мм в першій від опори площині відгинають два відгини, а в наступних площинах – по одному. Якщо ширина балки понад 400 мм у всіх площинах повинно бути не менше двох відгинів.

Якщо кількість відігнутих стержнів на середніх опорах не забезпечує формування достатньої кількості площин відгинів, то в першій площині від опори передбачається постановка коротких стержнів з двома відгинами та горизонтальною ділянкою. Діаметр зазначених стержнів приймають не менше діаметра стержнів з прольотів.

Відігнуті стержні встановлюють симетрично до вертикальної осі перерізу балки. Початок першої площини відгинів від грані опори приймають 50 мм і ці стержні не враховуються до складу надпорної поздовжньої арматури.

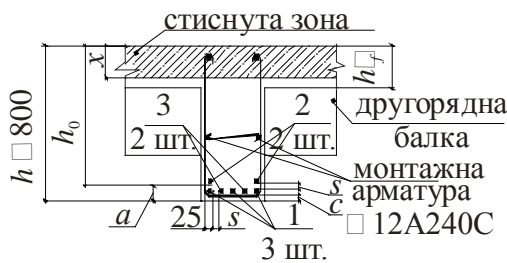
Відігнуті стержні враховують як надпорну арматуру, якщо початок відгину від грані опори дорівнює $0,5 \cdot h_0$ і більше.

Відігнуті стержні на крайній опорі (стіна) заводять за грань опори на величину не менше 30 діаметрів поздовжньої робочої арматури. На середніх опорах зазначені стержні заводять в суміжні прольоти і обривають відповідно розрахунку за величиною опорного згинаючого моменту.

Верхні кінці відігнутих стержнів, які не переведені через опору мають довжину 20 діаметрів в розтягнутій зоні і 10 діаметрів у стиснутій зоні.

В місцях з'єднання другорядних балок з головними передбачають відповідно розрахунок підвісок (розрахунок на відрив) діаметр яких повинен бути не менше 10 мм.

Загальний вигляд армування головної балки показаний на рис. 28.

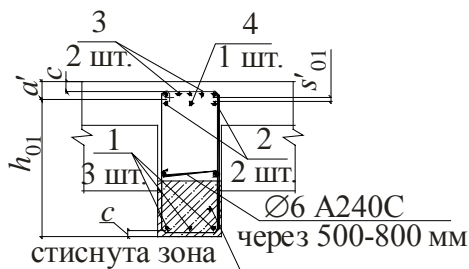


$$s = 25 \text{ мм при } d_s \leq 25 \text{ мм,}$$

$$s = d_s \text{ при } d_s > 25 \text{ мм,}$$

$$s' = 35 \text{ мм.}$$

а)



$$c = 20 \text{ мм при } d_s = 10 \div 20 \text{ мм,}$$

$$c = 25 \text{ мм при } d_s = 22 \div 28 \text{ мм,}$$

$$c = 30 \text{ мм при } d_s > 30 \text{ мм,}$$

c' – визначається з урахуванням наявності арматури плити та другорядної балки.

б)

Рис. 28. Компонівка перерізів головної балки:

а) - в прольоті; б) – на опорі

8. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОНИ

Колонами називають вертикально направлені елементи каркасів будівлі, які працюють на стиск від дії навантаження, що передається головними балками.

Характерною перевагою конструкцій монолітного перекриття є наявність жорстких вузлів з'єднання колон з головними балками.

При неповному каркасі колони розташовують у середніх рядах, а крайніми опорами балок є зовнішні стіни будівлі.

Форма поперечного перерізу колон при випадкових ексцентриситетах – квадрат. Рекомендовані наступні розміри перерізу колон квадратної форми: 300×300 мм, 400×400 мм, 500×500 мм.

Вихідні дані:

- а) бетон класу В30; $R_b = 17$ МПа;
- б) арматура поздовжня класу А400С, $R_s = 365$ МПа;
- в) арматура поперечна класу А240С;
- г) висота поверху $H_{\dot{i}} = 4,8$ м;
- д) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_{\dot{i}} = 1,2$ кН/м².

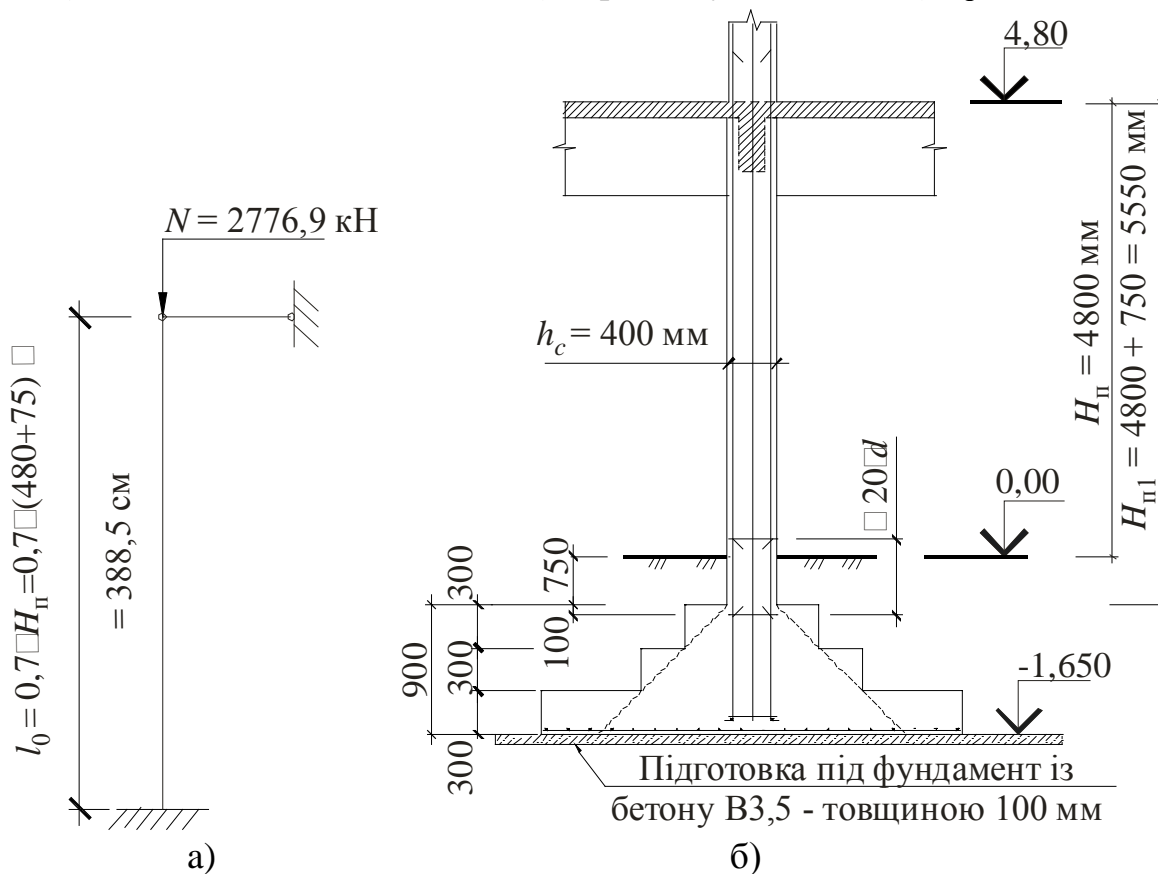


Рис. 29. До розрахунку колони:

а) розрахункова схема колони; б) розміри колони

8.1. Вибір розрахункової схеми

Закріплення колони першого поверху при визначенні розрахункової довжини та коефіцієнту поздовжнього згину φ приймають шарнірно - нерухомим на рівні перекриття та защемлення у з'єднанні з фундаментом (рис. 29).

8.2. Визначення зусиль в колоні першого поверху

Навантаження на колону передається від головних балок з урахуванням їх нерозрізності. Постійне навантаження складається з власної ваги елементів перекриття та ваги колони. Тимчасове навантаження визначається із умови технологічного процесу і приймається у відповідності до завдання на курсовий проект.

Навантаження збираємо з площі, яка має форму прямокутника з розмірами сторін $l_{\tilde{a}a} \cdot l_{\tilde{a}a} = 7,2 \cdot 6,0$ м (див. рис. 4) та з урахуванням кількості поверхів.

В прикладі, що розглядається навантаження від покрівлі прирівнюємо до навантаження від підлоги.

Визначення зусиль на колону першого поверху зводиться до табл. 20.

Таблиця 20

Визначення зусиль на колону

	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м
I. Постійне навантаження				
1	Підлога $q_i \cdot l_{\tilde{a}a} \cdot l_{\tilde{a}a} \cdot (n_i - 1) =$ $= 1,2 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot (4 - 1) = 155,52$	155,52	1,3	202,18
2	Залізобетонна плита $h'_f \cdot l_{\tilde{a}a} \cdot l_{\tilde{a}a} \cdot n_i \cdot \rho =$ $= 8,0 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot 4 \cdot 25 = 345,6$	345,60	1,1	380,16
3	Ребра другорядних балок $(h_{\tilde{a}a} - h'_f) \cdot b_{\tilde{a}a} \cdot l_{\tilde{a}a} \cdot n_{\tilde{a}a} \cdot n_i \cdot \rho$ $= (0,45 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 6,0 \cdot 3 \cdot 4 \times$ $\times 25 = 133,2$	133,2	1,1	146,52
4	Ребро головної балки $(h_{\tilde{a}a} - h'_f) \cdot b_{\tilde{a}a} \cdot l_{\tilde{a}a} \cdot n_i \cdot \rho =$ $= (0,85 - 0,08) \cdot 0,3 \cdot 7,2 \cdot 4 \cdot 25 =$ $= 166,32$	166,32	1,1	182,95

5	Колона $b_{\bar{n}} \cdot h_{\bar{n}} \cdot H_{\bar{i}} \cdot \rho \cdot n_{\bar{i}} =$ $0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,8 \cdot 25 \cdot 4 = 76,80$	76,8	1,1	84,5
Всього постійне:		877,44		996,29
II. Тимчасове короткочасної дії				
1	Люди, матеріали в зоні обслуговування $1,5 \cdot l_{\bar{a}\bar{a}} \cdot l_{\bar{a}\bar{a}} \cdot (n_{\bar{i}} - 1) =$ $1,5 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot (4 - 1) = 194,4$	194,4	1,2	233,28
2	Сніг $s_0 \cdot l_{\bar{a}\bar{a}} \cdot l_{\bar{a}\bar{a}} = 1 \cdot 7,2 \cdot 6 = 43,2$	43,2	1,4	60,48
Всього тимчасове короткочасної дії		237,6		293,76
III. Тимчасове довготривалої дії				
1	$(v_{\bar{i}} - 1,5) \cdot l_{\bar{a}\bar{a}} \cdot l_{\bar{a}\bar{a}} \times (n_{\bar{i}} - 1) =$ $= (12 - 1,5) \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot (4 - 1) =$ $= 1360,8$	1360,8	1,2	1632,96
Всього тимчасове довготривалої дії		1360,8		1632,96

Таблиця 21

Зведена таблиця зусиль на колону, з урахуванням коефіцієнта $\gamma_f = 0,95$

	Вид навантаження	Нормативне, кН	Розрахункове, кН
1	Постійне	$877,44 \cdot 0,95 = 833,57$	$996,29 \cdot 0,95 = 946,47$
2	Тимчасове короткочасної дії	$237,6 \cdot 0,95 = 225,72$	$293,76 \cdot 0,95 = 279,07$
3	Тимчасове довготривалої дії	$1360,8 \cdot 0,95 = 1292,76$	$1632,96 \cdot 0,95 = 1551,31$
4	Довготривалої дії (1+3)	$N_{l.n.} = 2126,3$	$N_l = 2497,8$
5	Повне (1+2+3)	$N_n = 2352,1$	$N = 2776,9$

8.3 Визначення розмірів поперечного перерізу колони

Площа поперечного перерізу колони визначається за формулою:

$$A = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot (R_b + \mu \cdot R_{sc})},$$

де, враховуючи те, що величини η , φ , μ є невідомими, визначення розмірів поперечного перерізу здійснюється методом послідовних наближень. У формулі, в першому наближенні, приймаємо:

$\eta = 1$ – при розмірах сторін перерізу колони більше 20 см;

$\varphi = 1$ – коефіцієнт, який враховує гнучкість елемента, тривалість дії навантаження, характер армування;

$\mu = 0,015$ – коефіцієнт армування (оптимальне значення 0,01...0,02).

Таким чином площа перерізу колони складає:

$$A = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot (R_b + \mu \cdot R_{sc})} = \frac{2776,9}{1 \cdot 1 \cdot (17 + 0,015 \cdot 365)} = 1235,5 \text{ см}^2,$$

$$b_c = h_c = \sqrt{1235,5} = 35,15 \text{ см.}$$

Приймаємо $b_c \times h_c = 40 \times 40$ см, $A_s = 1600$ см².

Коефіцієнти η та φ визначаються з урахуванням прийнятих розмірів поперечного перерізу колони.

$$\eta = 1, \quad \varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \frac{R_{sc}}{R_b} \cdot \mu.$$

Для відношення $\frac{N_l}{N} = \frac{2497,8}{2776,8} = 0,9$,

та гнучкості $\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{0,7 \cdot (H_i + 75)}{h_c} = \frac{0,7 \cdot (480 + 75)}{40} = 9,7$,

де $\varphi_b = 0,894$ – коефіцієнт, який враховує гнучкість, тривалість дії навантаження, визначається за табл. 5 додатку.

$\varphi_r = 0,894$ – коефіцієнт, який враховує гнучкість елемента, тривалість дії навантаження та характер армування, визначається за табл. 5 додатку.

Таким чином

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \frac{R_{sc}}{R_b} \cdot \mu = 0,894 + 2 \cdot (0,894 - 0,894) \cdot \frac{365}{17} \cdot 0,015 = 0,894.$$

Площа поздовжньої робочої арматури обчислюється за формулою:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A \cdot \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{2776,8 \cdot (10)}{1 \cdot 0,894 \cdot 365} - 1600 \cdot \frac{17}{365} = 10,58 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø20A400C, $A_s + A'_s = 12,56$ см².

Визначаємо фактичний коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{A} = \frac{12,56}{1600} \approx 0,01.$$

Величина μ знаходиться в межах рекомендованих параметрів $\mu = 0,01 \div 0,02$.

Таким чином розміри поперечного перерізу колони $b_c \times h_c = 40 \times 40$ см, приймаються остаточно.

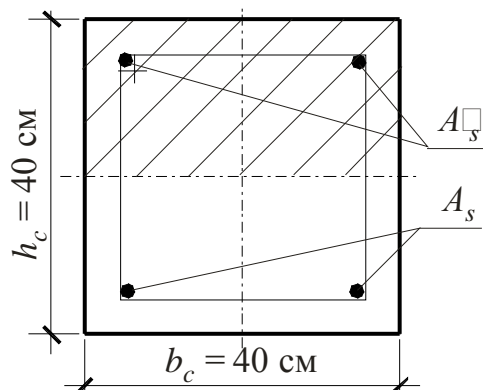


Рис. 30. Поперечний переріз колони

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОН

Розглянемо на прикладі армування колони окремими стержнями. В'язані каркаси утворюються із окремих стержнів зв'язаних по висоті колони поперечними стержнями – хомути (рис. 31). В місцях перегину хомутів встановлюють поздовжні робочі стержні, відстань між якими не повинна перевищувати 400 мм.

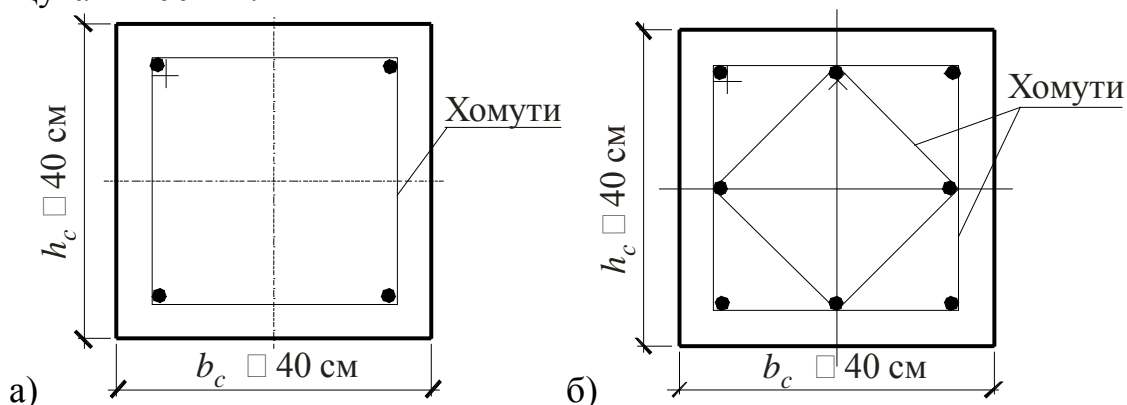


Рис. 31. Варіанти компоновки перерізу колони

Якщо розміри перерізу колони не перевищують 400 мм, а кількість стержнів в перерізі не більше чотирьох, то вони охоплюються одним хомутом (рис. 31, а).

Якщо розмір сторони колони складає понад 400 мм і кількість стержнів в перерізі більше чотирьох, то вони охоплюються двома хомути – одним, розташованим паралельно сторонам перерізу, другим – під кутом 45° від середини перерізу (рис. 31, б).

Відстань між хомути (крок) по висоті колони приймається не більше 15 діаметрів меншого із поздовжніх робочих стержнів та не більше розміру меншої сторони перерізу колони з кратністю 50 мм, з округленням у менший бік. Діаметр поперечної арматури – хомутів призначається не менше 0,25 меншого діаметра поздовжніх стержнів.

Стик поздовжніх стержнів влаштовується вище рівня підлоги та рівня перекриття з величиною перепуску стержнів не менше 20 діаметрів. На одному

рівні стикується не більше 4-х стержнів.

Приклади армування колони в'язаними каркасами показано на рис. 32.

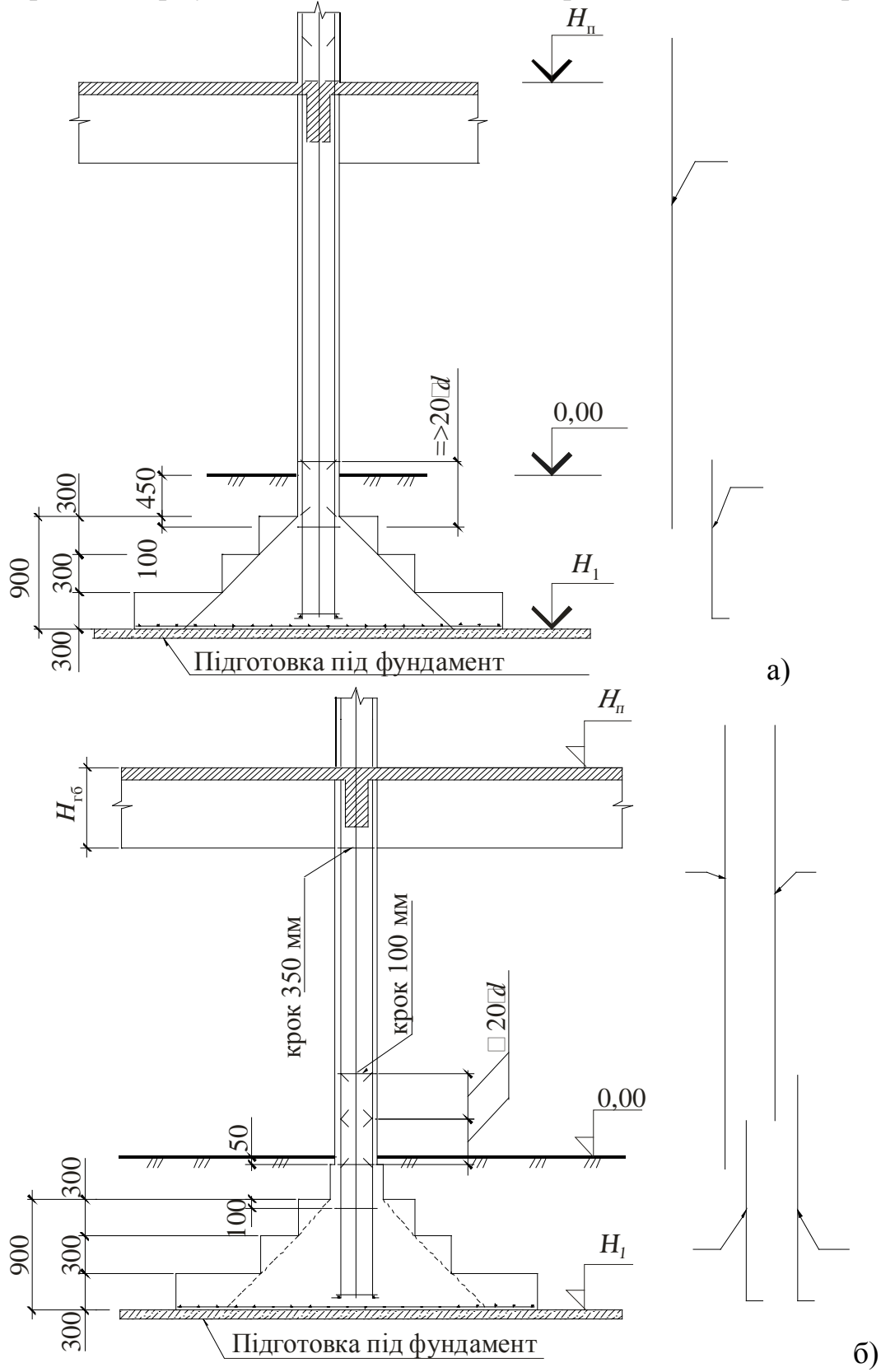


Рис. 32. Варіанти армування колон в'язаними каркасами:

а) армування з допомогою 4-х стержнів; б) армування з допомогою 8-и стержнів

9. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТУ

Фундаменти – це підземні конструкції, які призначені для сприйняття навантаження від вище розташованих частин будівлі і передачі його на ґрунт основи.

При монолітному каркасі будівлі фундаменти влаштовують монолітними, але можна використовувати і збірні. Фундамент складається із підколонника та плитної частини, їх конфігурація в плані та по висоті визначається умовами прикладання навантаження та формою поперечного перерізу колони. При осьовій передачі навантаження підколонник і плитна частина, в плані, мають квадратну форму.

В монолітних фундаментах підколонник по висоті має прямокутний профіль, а плитна частина - ступінчастий. Висота плитної частини визначається кількістю уступів та їх розмірами. Розміри елементів фундаменту в плані та по висоті призначаються кратними 300 мм.

Вихідні дані:

- а) бетон класу В15 $R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа;
- б) арматура класу А400С, $R_s = 365$ МПа;
- в) умовний розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 0,3$ МПа;
- г) глибина закладання фундаменту $H_1 = 165$ см.

9.1. Навантаження на фундамент

Навантаження на фундамент передається від колони. При цьому під подошвою фундаменту виникає реактивний відпір ґрунту основи. При передачі навантаження по осі колони епюра реактивного опору ґрунту під подошвою прямокутна.

Плитна частина фундаменту є згинальним елементом, який завантажений по всій площині рівномірним навантаженням. В результаті у перерізах плити виникають згинаючі моменти і поперечні сили.

9.2. Визначення розмірів подошви фундаменту

Площа подошви фундаменту визначається за формулою:

$$A_f = a_f \times b_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m \cdot H_1},$$

де $N_n = 2352,1$ кН – поздовжнє зусилля, визначне з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$ та з урахуванням коефіцієнта за призначенням будівлі $\gamma_f = 0,95$;

$\gamma_m = 20$ кН/м³ – середня вага одиниці об'єму фундаменту та ґрунту над ним;

$H_1 = 165$ см – глибина закладання фундаменту.

Таким чином

$$\dot{A}_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma \cdot H_1} = \frac{2352,1}{\frac{0,25}{10} - 0,00002 \cdot 165} = 95340,4 \text{ см}^2$$

Розміри підосви фундаменту в плані приймаються кратними 30 см:

$$a_f = b_f = \sqrt{95340,4} = 308,77 \text{ см.}$$

Прийняті розміри $a_f = b_f = 300$ см, $\dot{A}_f = a_f \times b_f = 90000 \text{ см}^2$.

9.3. Визначення висоти фундаменту

Робоча висота перерізу плитної частини фундаменту визначається із умови продавлювання за формулою:

$$H_0 = -0,25 \cdot (h_c + b_c) + 0,5 \cdot \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}},$$

де $N = 2776,9 \text{ кН}$ – поздовжнє зусилля, яке діє на фундамент з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f > 1$;

Напруження в ґрунті під підосвою фундаменту від дії поздовжнього розрахункового зусилля визначається за формулою:

$$p = \frac{N}{A} = \frac{2776,9 \cdot 10}{90000} = 0,26 \text{ МПа.}$$

Таким чином

$$H_0 = -0,25 \cdot (h_c + b_c) + 0,5 \cdot \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} = -0,25 \cdot (40 + 40) + 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2776,9 \cdot 10}{0,75 + 0,26}} = 62,85 \text{ см.}$$

Повна висота фундаменту при наявності бетонної підготовки визначається за формулою:

$$H = H_0 + a_l = 62,85 + 3,5 = 66,35 \text{ см.}$$

Оптимальну висоту фундаменту, виходячи з умов конструювання, приймаємо $H = 90$ см.

Робоча висота фундаменту визначається за формулою:

$$H_0 = H + a_l = 90 - 3,5 = 86,5 \text{ см.}$$

Визначаємо робочу висоту перерізу нижньої ступені:

$$h_{01} \geq \frac{Q}{k_1 \cdot R_{bt}},$$

де $Q = c \cdot p = 0,5 \cdot (a_f - h_{c1} - 2 \cdot H_0) \cdot p = 0,5 \cdot (300 - 40 - 2 \cdot 86,5) \cdot \frac{0,26}{10} = 1,14 \text{ кН}$;

$k_1 = 0,6$ – коефіцієнт, який приймається з врахуванням мінімально можливої міцності похилого перерізу нижньої ступені фундаменту, $k_1 = 0,6 \dots 2,5$.

Таким чином

$$h_{01} \geq \frac{Q}{k_1 \cdot R_{bt}} = \frac{1,15 \cdot (10)}{0,6 \cdot 0,75} = 25,26 \text{ см.}$$

Повна висота перерізу нижньої ступені при $\dot{a} = 3,5$ см, отже:

$$h_1 = 25,26 + 3,5 = 28,76 \text{ см.}$$

Приймаємо $h_1 = 45$ см, тоді $h_{01} = 45 - 3,5 = 41,5$ см.

Приймаємо фундамент двоступеневим з висотою ступені $h = h_1 = h_2 = 45$ см.

Верхня ступень в плані квадратної форми, з розмірами:

$$a_1 = b_1 = h_{c1} + 2 \cdot h = 50 + 2 \cdot 45 = 140 \text{ см,}$$

де $h_{c1} = 40 + 2 \cdot 5 = 50$ см.

9.4. Визначення згинаючих моментів

В перерізі I-I:

$$M_1 = 0,125 \cdot p \cdot (a_f - h_{c1})^2 \cdot b_f = 0,125 \cdot \frac{0,26}{10} \cdot (300 - 50)^2 \cdot 300 = 6,12 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

В перерізі II-II:

$$M_2 = 0,125 \cdot p \cdot (a_f - a_1)^2 \cdot b_f = 0,125 \cdot \frac{0,26}{10} \cdot (300 - 140)^2 \cdot 300 = 2,50 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

9.5. Визначення площі перерізу арматури

В перерізі I-I:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot H_0 \cdot R_s} = \frac{6,12 \cdot 10^4 \cdot (10)}{0,9 \cdot 86,5 \cdot 365} = 21,56 \text{ см}^2.$$

В перерізі II-II:

$$A_{s1} = \frac{M_2}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{2,5 \cdot 10^4 \cdot (10)}{0,9 \cdot 41,5 \cdot 365} = 18,4 \text{ см}^2.$$

Кількість робочих стержнів в кожному напрямку визначаємо за більшим значенням A_s , у прикладі $A_{s1} = 21,56 \text{ см}^2$, та виходячи з максимально допустимої відстані між стержнями $s = 20$ см.

Таким чином:

$$n = \frac{a_f - 2 \cdot 5}{s} + 1 = \frac{300 - 10}{20} + 1 \approx 16 \text{ стержнів.}$$

Приймаємо 16Ø14A400С, $\dot{A}_s = 23,85 \text{ см}^2$ з кроком крайньої пари стержнів – 15 см, середніх – 20 см.

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Кількість ступеней фундаменту призначають в залежності від його загальної висоти, і приймають:

при $H \leq 450$ мм – одноступінчастим,

при $450 \leq H \leq 900$ мм – двоступінчастим,

при $H > 900$ мм триступінчастим.

Мінімальна висота ступені – 300 мм.

Підошву фундаменту армують в'язаними або зварними сітками, з арматури класів А300С або А400С. Діаметр робочих стержнів сітки повинен бути не менше 10 мм в напрямі сторони з довжиною менше 3 м і не менше 12 мм в напрямі сторони з довжиною 3 м і більше.

Крок арматурних стержнів приймається не менше 100 мм і не більше 200 мм в обох напрямках.

У фундаментах з розмірами в плані 3 м і більше довжина арматурних стержнів зменшується на 20 %, і встановлюється із взаємним зміщенням в межах підошви.

Діаметр поздовжніх стержнів підколонника приймається не менше 12 мм і не менше діаметра поздовжньої арматури колони.

Розміри перерізу підколонника збільшені на 50 мм у кожному напрямку з метою забезпечення опирання щитів опалубки.

Підколонник з'єднується з колоною стикуванням арматурних випусків з арматурою колони. Кількість арматурних випусків відповідає кількості арматурних стержнів колони. Підколонник армується аналогічно армуванню колони.

При армуванні колони чотирма стержнями стикування стержнів здійснюється в одному рівні. При армуванні вісьмома стержнями – у двох рівнях. Стикування здійснюється над обрізом підколонника. Величина перепуску стержнів складає 20 діаметрів робочої арматури колони. В межах ділянки перепуску крок поперечних стержнів приймається не більше 10 діаметрів і не більше 100 мм.

Захисний шар бетону плитної частини фундаменту, при наявності підготовки, складає – 35 мм, при її відсутності – 75 мм.

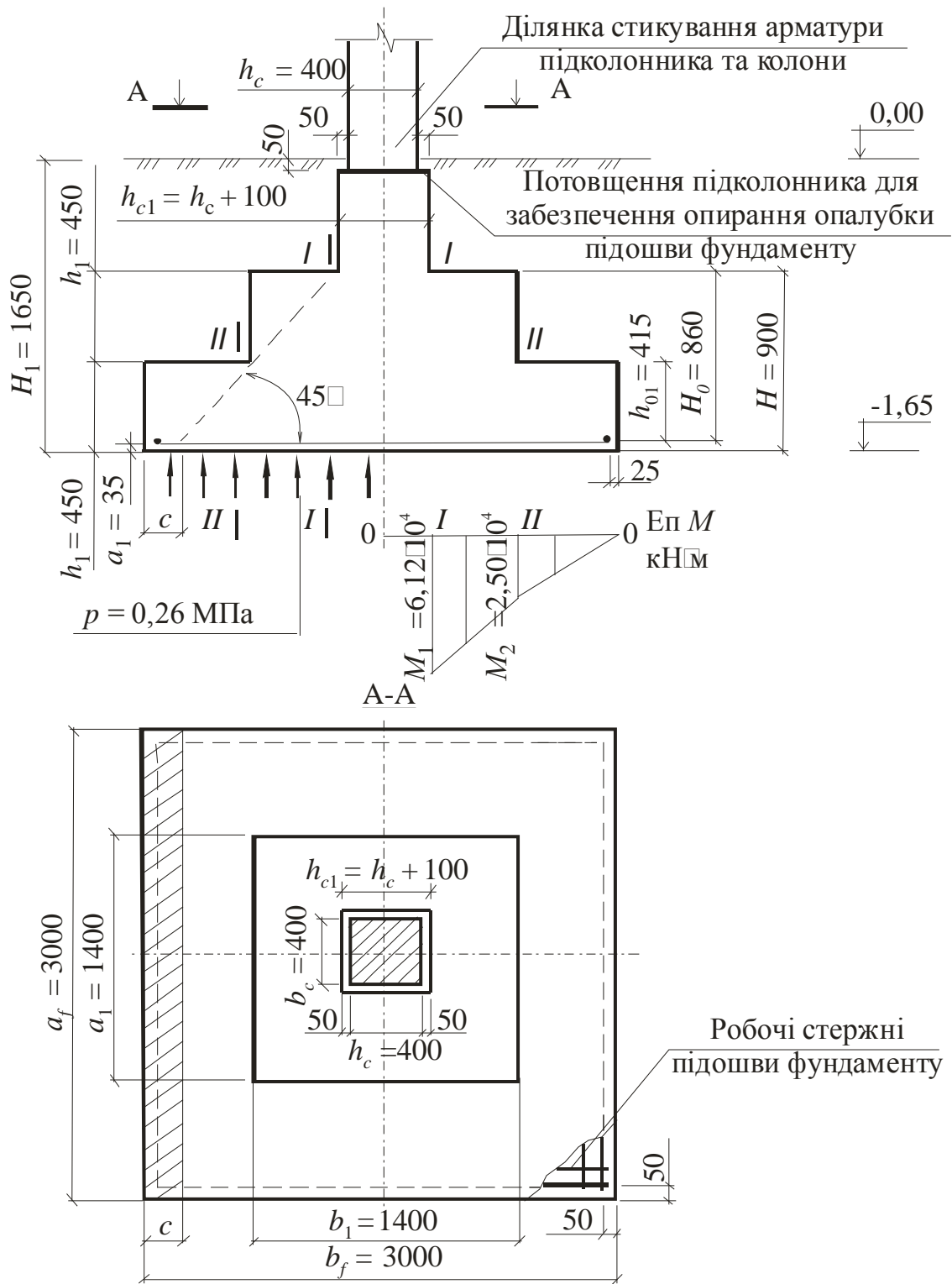


Рис. 33. До розрахунку та конструювання фундаменту

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЮ

1. Які плити ребристого перекриття називаються балочними.
2. Які величини прольотів рекомендуються призначати для плити і балок.
3. Які класи бетонів використовуються для монолітного перекриття.
4. З якої арматурної сталі виготовляють стандартні зварні сітки.
5. Які діаметри арматурних стержнів приймають для армування балок, колон, фундаментів.
6. Призначення та величини захисного шару плити, балок, колон, фундаменту.
7. Як визначається робоча висота перерізів згинальних залізобетонних елементів.
8. Яка ширина зварних сіток приймається в прольотах і на опорах плити при армуванні сітками з поперечною робочою арматурою.
9. В яких зонах по довжині балки виникають похилі тріщини.
10. Чим забезпечується міцність похилих перерізів балок при дії поперечної сили.
11. Який крок поперечної арматури в балках висотою до 45см та більше.
12. На якій ділянці другорядної балки хомути встановлюють за розрахунками.
13. Визначте величину поперечної сили, на яку здійснюється розрахунок похилих стержнів.
14. Яка робоча висота головної балки в прольотах і біля опор.
15. Покажіть компоновку перерізу головної балки.
16. Яка кількість стержнів може бути обірвана по довжині балки.
17. Для чого в місцях опирання другорядної балки на головну встановлюються додаткові хомути.
18. Мета побудови епюри матеріалів.
19. Як визначаються місця теоретичного обриву поздовжніх стержнів.
20. В чому полягає необхідність подовження стержня на величину w .
21. Визначте розрахункову площу для навантаження на колону.
22. Який мінімальний діаметр робочої арматури колони.
23. Яка максимальна відстань між робочими стержнями в перерізах колон.
24. Яке призначення робочої та поперечної арматури в колонах.
25. Як визначається крок поперечної арматури в'язаних каркасів в колонах.
26. За якою групою граничних станів здійснюється розрахунок площі підшви фундаменту.
27. За якою групою граничних станів розраховують площу арматури підшви фундаменту.
28. Чому не доцільно в фундаментах використовувати бетони високих класів.
29. Який крок арматурних стержнів в сітках фундаменту.
30. Яка величина захисного шару в підшві фундаменту.
31. В яких перерізах фундаменту визначається площа арматури.
32. Покажіть принцип конструювання сіток фундаменту з розмірами в плані до 3м і більше.

ДОДАТОК

Таблиця 1

Розрахункові опори бетону для граничного стану першої групи R_b та R_{bt}

Вид опору	Бетон	Клас бетону за міцністю на стиск										
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Стиск	Важкий	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0
	Легкий	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	-	-	-
Розтяг	Важкий	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60

Таблиця 2

Коефіцієнти для розрахунків згинальних елементів прямокутного перерізу, армованих одиночною арматурою

ξ	ν	α_0	ξ	ν	α_0	ξ	ν	α_0
0,01	0,995	0,010	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,990	0,020	0,26	0,870	0,226	0,50	0,750	0,375
0,03	0,985	0,030	0,27	0,865	0,236	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,28	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,048	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,970	0,058	0,30	0,850	0,255	0,54	0,730	0,394
0,07	0,965	0,067	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,400
0,08	0,960	0,077	0,32	0,840	0,269	0,56	0,720	0,403
0,09	0,955	0,085	0,33	0,835	0,275	0,57	0,715	0,408
0,10	0,950	0,095	0,34	0,830	0,282	0,58	0,710	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,940	0,113	0,36	0,820	0,295	0,60	0,700	0,420
0,13	0,935	0,121	0,37	0,815	0,301	0,61	0,695	0,424
0,14	0,930	0,130	0,38	0,810	0,309	0,62	0,690	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,920	0,147	0,40	0,800	0,320	0,64	0,680	0,435
0,17	0,915	0,155	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,910	0,164	0,42	0,790	0,332	0,66	0,670	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,337	0,67	0,665	0,446
0,20	0,900	0,180	0,44	0,780	0,343	0,68	0,660	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,890	0,196	0,46	0,770	0,354	0,70	0,650	0,455
0,23	0,885	0,203	0,47	0,765	0,359			
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365			

**Розрахункові площі поперечних перерізів та маса арматури,
(сортамент гарячекатаної стержневої арматури за ДСТУ 3760-98)**

Номіналь- ний діаметр	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² при кількості стержнів									Теорети- чна маса, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,28	2,55	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,48	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,8	20,36	22,9	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,7	18,84	22	25,13	28,27	2,466
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,85
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	9,87

Сортамент зварних сіток з поперечною робочою арматурою

Тип сітки	Площа арматури на п.м.		Теоретична вага, кг
	Поздовжня	Поперечна	
$\frac{3\hat{A}\delta - I - 250}{4\hat{A}\delta - 2 - 200}$	0,28	0,63	0,71
$\frac{3\hat{A}\delta - I - 250}{4\hat{A}\delta - 2 - 150}$	0,28	0,84	0,81
$\frac{3\hat{A}\delta - I - 250}{4\hat{A}\delta - 2 - 100}$	0,28	1,26	1,21
$\frac{3\hat{A}\delta - I - 250}{5\hat{A}\delta - 2 - 200}$	0,28	0,98	0,99
$\frac{3\hat{A}\delta - I - 250}{5\hat{A}\delta - 2 - 150}$	0,28	1,31	1,24
$\frac{3\hat{A}\delta - I - 250}{5\hat{A}\delta - 2 - 100}$	0,28	1,96	1,75
$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{6A400C - 200}$	0,28	1,41	1,32
$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{6A400C - 150}$	0,5	1,89	1,88
$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{6A400C - 100}$	0,5	2,83	2,61
$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{8A400C - 200}$	0,5	2,51	2,59
$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{8A400C - 150}$	0,5	3,36	3,03
$\frac{4\hat{A}\delta - I - 250}{8A400C - 100}$	0,5	5,03	4,34

Коефіцієнти φ_b та φ_r

$\frac{N_l}{N} \backslash \frac{l}{h}$	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
Коефіцієнт φ_b								
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
Коефіцієнт φ_r								
А. При площі перерізу проміжних стержнів \hat{A}_{s1} розміщених вздовж граней, паралельних до площини яка розглядається, менше $1/3 \cdot (\hat{A}_s + A'_s)$								
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
1	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74
Б. При площі перерізу проміжних стержнів \hat{A}_{s1} розміщених вздовж граней, паралельних до площини яка розглядається, не менше $1/3 \cdot (\hat{A}_s + A'_s)$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,92	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,70	0,63

Значення коефіцієнтів $-\beta$

$\frac{V}{q}$	Номери 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	-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	-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	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-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	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-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	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Примітки: Ординати розрахункових моментів визначаються за формулою $M = \beta \cdot (g + v) \cdot l^2$. Значення коефіцієнта β залежить від схеми навантаження v , а також від співвідношення погонних жорсткостей колон, з'єднаних у вузлах рами знизу i_l і зверху i_a , та погонних жорсткостей ригелів i_δ . $i_l = B_l / l_l$; $i_a = B_a / l_a$; $i_\delta = B_\delta / l_\delta$

де l_l і l_a - повна довжина нижньої та верхньої колони (висота поверху багатоповерхової рами).

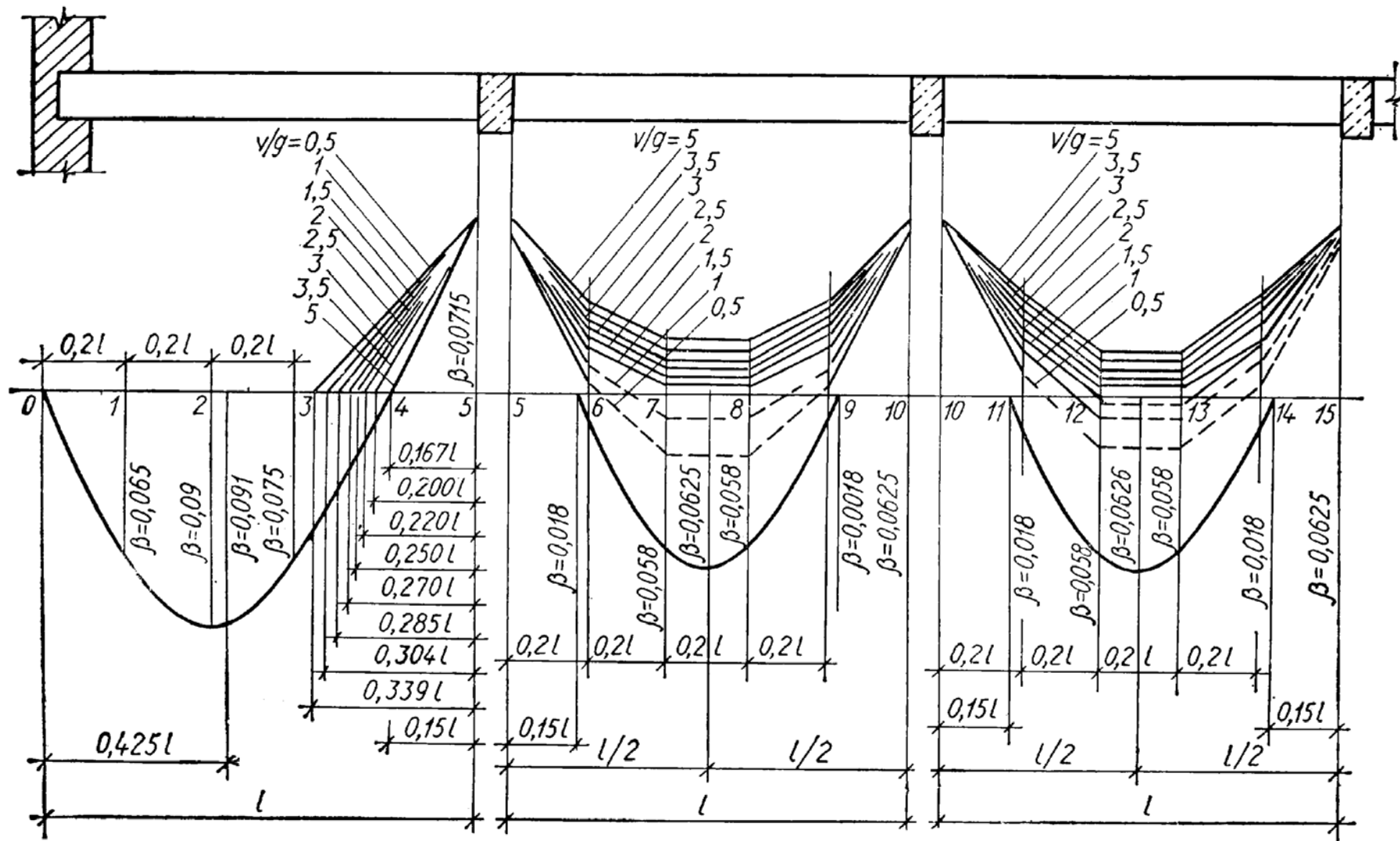


Рис 1. Епюри розрахункових моментів для другорядних балок

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991. – 766 с.
2. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование. / Под ред. А. Я. Барашикова. – К.: Выща шк., 1987. – 415 с.
3. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие под ред. А. Б. Голышева. – К.: Будивэльнык, 1990. – 542 с.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1989. – 77 с.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.: Госстрой СССР, 1988. – 34с.
6. Стасюк М. І. Залізобетонні конструкції. Ч. І. Основи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами. – К.: ІЗМН, 1997. – 270 с.
7. Улицкий И. И. и др. Железобетонные конструкции. – К.: Гостехиздат, 1972. – 871 с.

Зміст

1. Загальні відомості 4
 2. Вказівки до компоновки міжповерхового перекриття 5
 3. Конструктивна схема перекриття 6
 4. Попереднє визначення товщини плити і розмірів поперечного перерізу балок 6
 5. Розрахунок та конструювання плити 10
 6. Розрахунок та конструювання другорядної балки 17
 7. Розрахунок та конструювання головної балки 33
 8. Розрахунок та конструювання колони 47
 9. Розрахунок та конструювання фундаменту 53
- Питання для самоконтролю 58
Додаток 59

Навчальне видання

Кирпа Іван Іванович
Лінецький Олександр Віталійович

Монолітне залізобетонне перекриття
Методичні вказівки до виконання курсового проекту

Редактор Т. В. Щепоткіна
Комп'ютерний набір О.В. Лінецький
Комп'ютерна верстка Т. В. Шевченко

Підписано до друку . Формат 60x84 1/16. Папір для множних апаратів. Ри-
зограф. Умов. друк. арк. Обл.-вид. арк. Тираж 200 прим.
Зам. № Вид. № 1.

Видавництво Дніпропетровського національного університету залізничного
транспорту імені академіка В. Лазаряна
ДК № 1315 від 31.03.2003 р.

Адреса видавництва та дільниці оперативної поліграфії:
49010, Дніпропетровськ, 10, вул. Акад. Лазаряна, 2.

www.diit.rvv.dp.ua