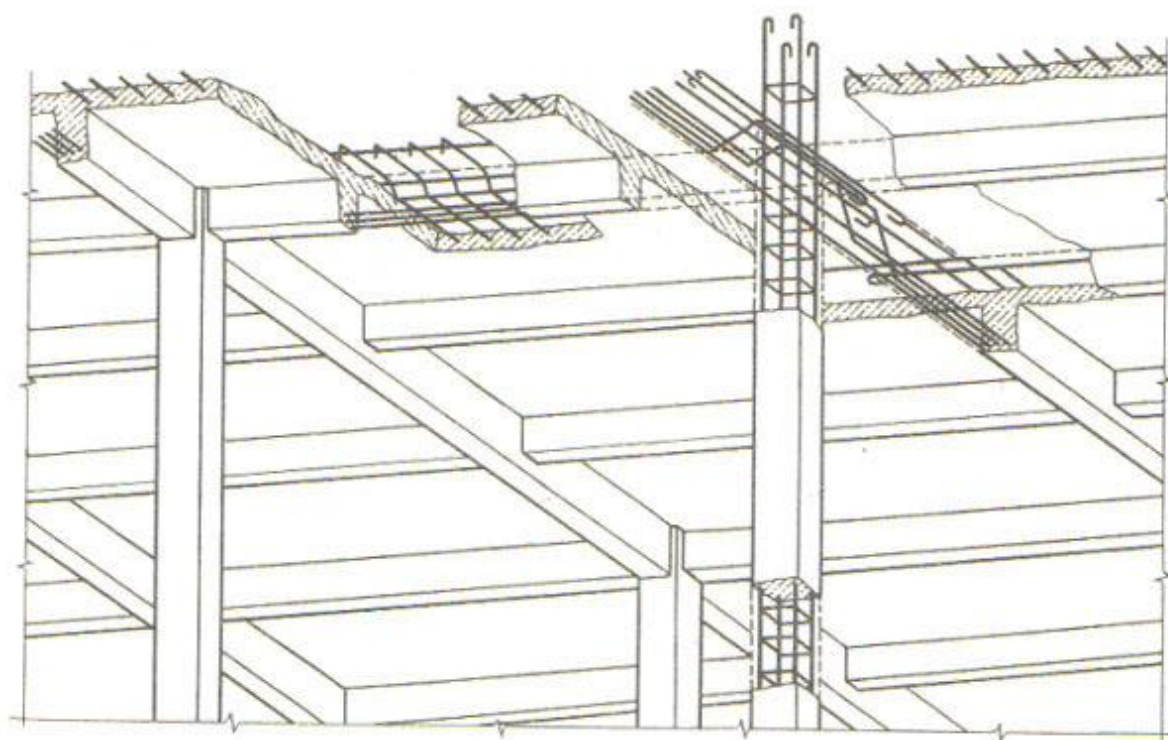


І. І. КИРПА, О. А. ТИЩЕНКО

МОНОЛІТНЕ ЗАЛІЗОБЕТОННЕ ПЕРЕКРИТТЯ



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ДНІПРОПЕТРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ
ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА

Рекомендовано

Вченою радою Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна як навчальний посібник для студентів, які навчаються за напрямом підготовки «Будівництво» (протокол № 11 від 22 червня 2015 р.)

МОНОЛІТНЕ ЗАЛІЗОБЕТОННЕ ПЕРЕКРИТТЯ

ДНІПРОПЕТРОВСЬК
2015

УДК 624.012 (075.8)
ББК 38.53
К 49

Рецензенти:

д-р техн. наук, проф. *С. О. Слободянюк* (ПДАБА)
д-р техн. наук, проф. *В. Д. Петренко* (ДІІТ)

Рекомендовано

Вченою радою Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна як навчальний посібник для студентів, які навчаються за напрямом підготовки «Будівництво» (протокол № 11 від 22 червня 2015 р.)

Кирпа І.І.

К 49 Монолітне залізобетонне перекриття [Текст]: навчальний посібник / І. І. Кирпа, О. А. Тищенко; Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2015. – 88 с.

У посібнику викладена послідовність розрахунку та конструювання елементів міжповерхового перекриття багатоповерхової промислової будівлі за ДБН В.2.6-98:2009.

Призначений для студентів спеціальностей напрямку підготовки «Будівництво». Іл. 43. Табл. 36. Бібліогр.: 8 назв.

УДК 624.012 (075.8)
ББК 38.53

© Кирпа І. І., Тищенко О. А., 2015

© Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп.
імені 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.

При вивченні курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» студенти старших курсів, які навчаються за напрямком «Будівництво», виконують контрольні роботи та курсові проекти, основний обсяг яких займають розрахунки перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів без напруженої арматури.

Посібник опрацьований з урахуванням уведення в дію ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010, які гармонізовані до Eurocode 2, стали причиною помітних змін в методиках виконання розрахунків, пов'язаних із визначенням міцності нормальних перерізів згинальних елементів різного профілю.

В названих вище нормативних документах відсутні методи визначення площі арматури нормальних перерізів згинальних елементів з урахуванням нових допущень та передумов, що викликає необхідність розробки спрощеної методики визначення поздовжньої арматури на підставі п. 3.1.6.2 ДБН В.2.6-98:2009, в якому передбачена можливість визначення фактичної і відносної граничної висоти стиснутої зони перерізів на підставі використання гіпотези плоских перерізів при фіксованих величинах граничних деформацій бетону та арматури, використання спрощених діаграм $\sigma - \epsilon$ для бетонів і арматури, а також використання рівномірного розподілу напружень в бетоні стиснутої зони перерізів.

В діючих нормативних документах пропонується нова методика оцінки міцності похилих перерізів за поперечною силою, яка суттєво відрізняється від методики за СНиП 2.03.01-84*.

В посібнику використані позначення фізико-механічних матеріалів і розрахункових параметрів перерізів відповідно до ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення».

Посібник певною мірою компенсує відсутність будь-якої навчальної літератури, підготовленої з урахуванням основних положень ДБН В.2.6-98:2009, що допоможе студентам, а також дипломованим спеціалістам познайомитись і адаптуватись до особливостей спрощеної методики розрахунку за міцністю нормальних та похилих перерізів залізобетонних згинальних елементів за першою групою граничних станів.

Посібник вміщує приклад розрахунків і конструювання елементів міжповерхового монолітного перекриття з колоною і фундаментом, а також питання до самоконтролю.

1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

У 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.

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

$$\frac{l_{дб}}{l_{п}} \geq 2,$$

де $l_{п}$ проліт плити;

$l_{дб}$ – проліт другорядної балки.

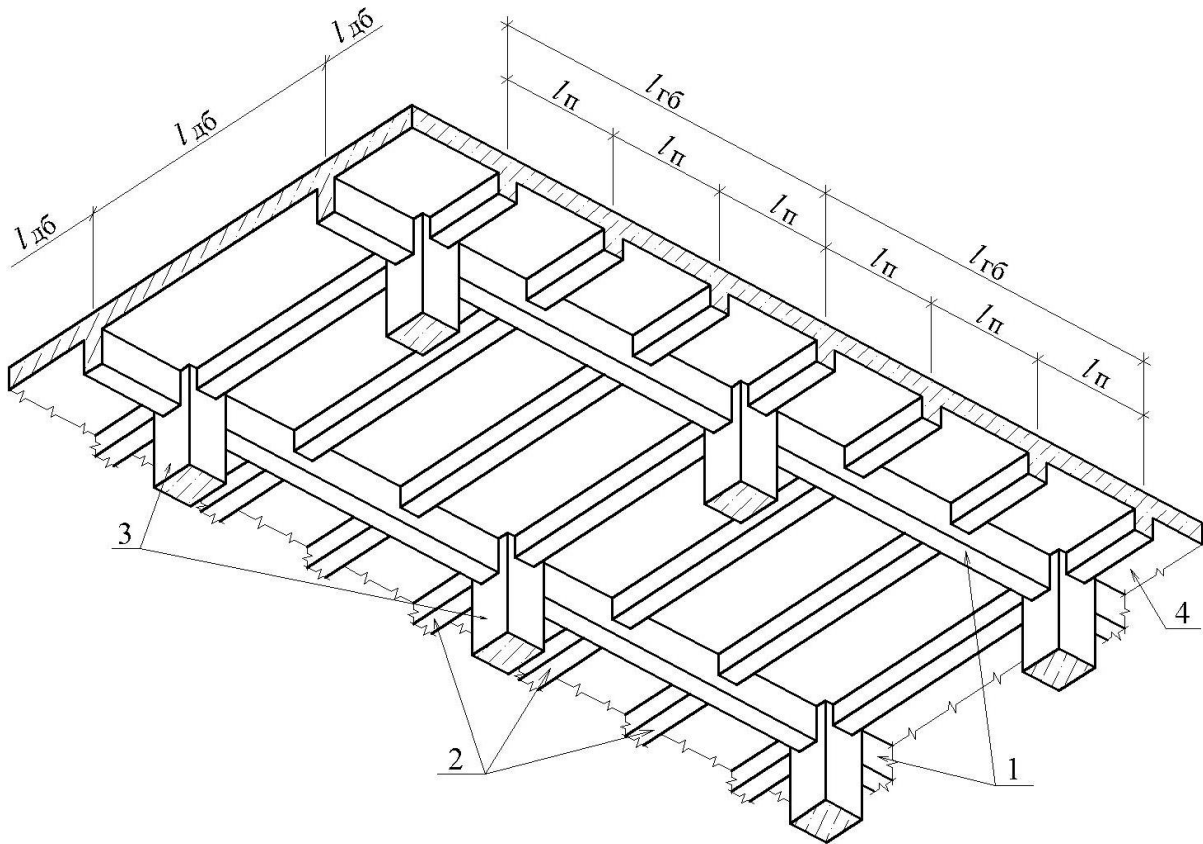


Рис. 1. Монолітне ребристе перекриття з балочними плитами:

1 – головні балки; 2 – другорядні балки; 3 – колони; 4 – плита

Балочні плити перекриття працюють на згин у короткому напрямку. Значенням згинального моменту в поздовжньому напрямку нехтують через його незначну величину.

Проектування ребристого монолітного перекриття здійснюють у такій послідовності:

1. Збирають необхідні дані для розробки проекту (табл. 1).
2. Виконують компоновку перекриття в двох або трьох варіантах.
3. Розраховують елементи перекриття: плиту, другорядну та головну балки, колону першого поверху та фундамент обраного варіанта.
4. Розробляють робочі креслення розрахованих конструкцій.

Вихідні дані для проектування

№ пор.	Назва параметра	Значення
1	Довжина приміщення в осях L , м	35,8
2	Ширина приміщення в осях B , м	21,5
3	Кількість поверхів $n_{\text{п}}$	4
4	Висота поверху $H_{\text{п}}$, м	4,8
5	Стіни з керамічної цегли товщиною, м	0,51
6	Вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_{\text{п}}$, кН/м ²	1,2
7	Тимчасове (корисне) навантаження x_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_0 , кН/м ²	1,0
11	Глибина закладання фундаменту H_1 , м	1,65
12	Бетон елементів перекриття, класу	C20
13	Бетон колон, класу	C20
14	Бетон фундаменту, класу	C20
15	Арматура плити, класу	A400С, Вр-I
16	Арматура балок, колон, фундаменту, класу	A400С
17	Розрахунковий опір ґрунту R_0 , МПа	0,25

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

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 опираються 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.

Завдяки розташуванню головних балок у поперечному напрямі будівлі підвищується її загальна жорсткість.

Через розташування головних балок у 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 (рис. 2). У цьому випадку згинальні 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 60 мм із умови технології бетонування плитних конструкцій.

Попередню товщину плити призначають у відповідності до табл. 2 з урахуванням досвіду проектування і приймають з кратністю 10 мм.

Таблиця 2

Тимчасове навантаження на перекриття x_n , кН/м ²	Товщина плити перекриття h_f , мм
5...10	60...80
10...15	80...100

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

– головних балок, $h_{Гб} = \left(\frac{1}{7} \dots \frac{1}{15}\right) \cdot l_{Гб}$;

– другорядних балок, $h_{Дб} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20}\right) \cdot l_{Дб}$;

– ширина ребер $b_w = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3}\right) \cdot h$.

Розміри поперечного перерізу балок варто приймати з кратністю 50 мм при $h \leq 600$ мм і з кратністю 100 мм при $h > 600$ мм (табл. 3).

Таблиця 3

Рекомендовані розміри перерізів

Висота балки h , мм	400	450	500	550	600	700	800	900
Ширина ребра b_w , мм	150	200	200	250	250	300	300	300

3. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ПЕРЕКРИТТЯ

Відповідно до вказівок стосовно компоновки перекриття та з урахуванням вихідних даних на проектування приймаємо розташування головних балок у 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 200 мм від внутрішніх поверхонь стін (рис. 3). Змінюючи орієнтацію балок перекриття або величини польотів у рекомендованих межах, можна скласти декілька варіантів конструктивних схем.

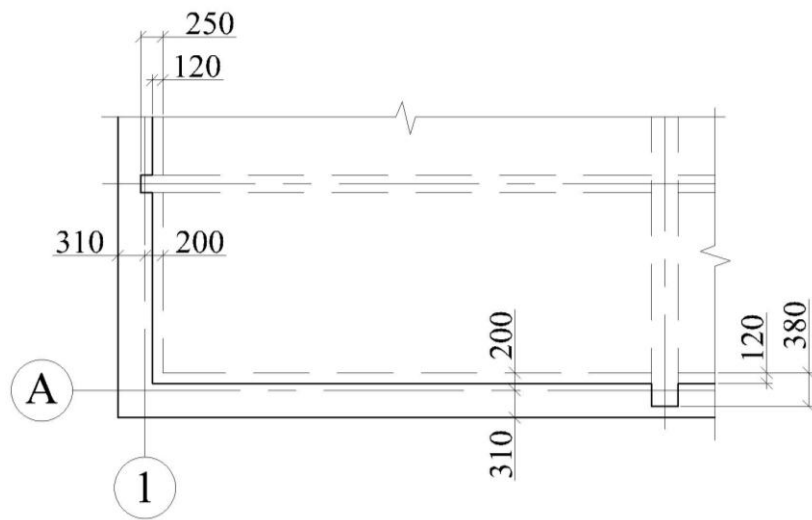
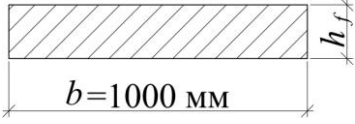
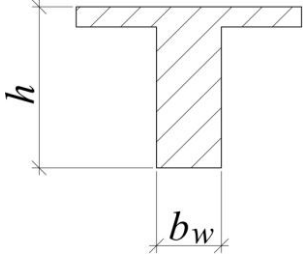


Рис. 3. Прив'язки ділянок обпирання балок на зовнішні стіни

4. ПОПЕРЕДНЄ ВИЗНАЧЕННЯ ТОВЩИНИ ПЛИТИ І РОЗМІРІВ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ БАЛОК

Для попереднього визначення товщини плити можемо скористатися табл. 2. За вихідними даними $v_n = 12 \text{ кН/м}^2$. З урахуванням інтерполяції попередньо прийнята товщина плити складає $h_f = 90 \text{ мм}$. Попередньо прийняті розміри перерізів елементів перекриття наведені у табл. 4.

Попередні розміри поперечного перерізу елементів перекриття

Назва елемента	Поперечний переріз елемента (ескіз)	Висота елемента, мм	Ширина елемента, мм
Плита		$h_f = 90$	$b = 1000$
Другорядна балка		$h = \left(\frac{1}{12}\right) \cdot l_{дб}$ $= 6000/12 = 500$	$b_w = \left(\frac{1}{2,5}\right) \cdot h$ $= 500/2,5 = 200$
Головна балка		$h = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot l_{Гб}$ $= 7200/10 = 720$	$b_w = \left(\frac{1}{2,5}\right) \cdot h$ $= 720/2,5 = 288$

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

Прийняті розміри перерізів

Товщина плити	$h_f = 90$ мм
Розміри перерізу другорядної балки	$h_{дб} \times b_w = 500 \times 200$ мм
Розміри перерізу головної балки	$h_{Гб} \times b_w = 700 \times 300$ мм

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

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 С20; ($f_{cd}=11,5$ МПа);
- б) плита армується зварними сітками з поперечною робочою арматурою (у прийнятому варіанті, класу А400С; $f_{yd}=365$ МПа);
- в) тимчасове навантаження $x_n=12$ кН/м²;
- г) коефіцієнт надійності за призначенням будівлі $\gamma_n=0,95$;
- д) вага підлоги з підготовкою або покрівлі з утеплювачем $q_{II}=1,2$ кН/м².

5.1. Вибір розрахункової схеми

Плити балочного перекриття обпираються на другорядні та головні балки, і розраховуються в напрямі коротшої сторони. При розрахунку плити розглядають смугу шириною 1 м, яка обпирається на стіни (крайні опори) та другорядні балки (середні опори) (рис. 4).

Розрахункова схема плити – є нерозрізна багатопролітна балка (рис. 5), яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q ; розрахунок навантаження приведено у п. 5.3 посібника.

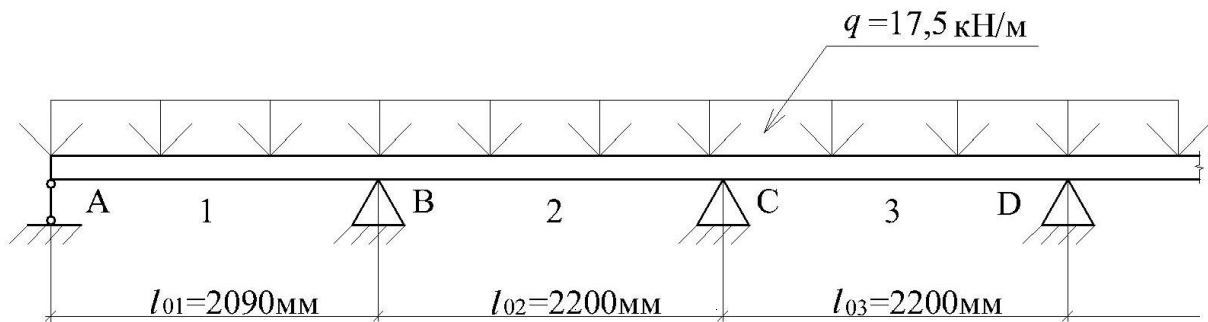


Рис. 5. Розрахункова схема плити

5.2. Визначення розрахункових прольотів плити

Плита защемлена в цегляну стіну на величину $c=120$ мм (рис. 6).

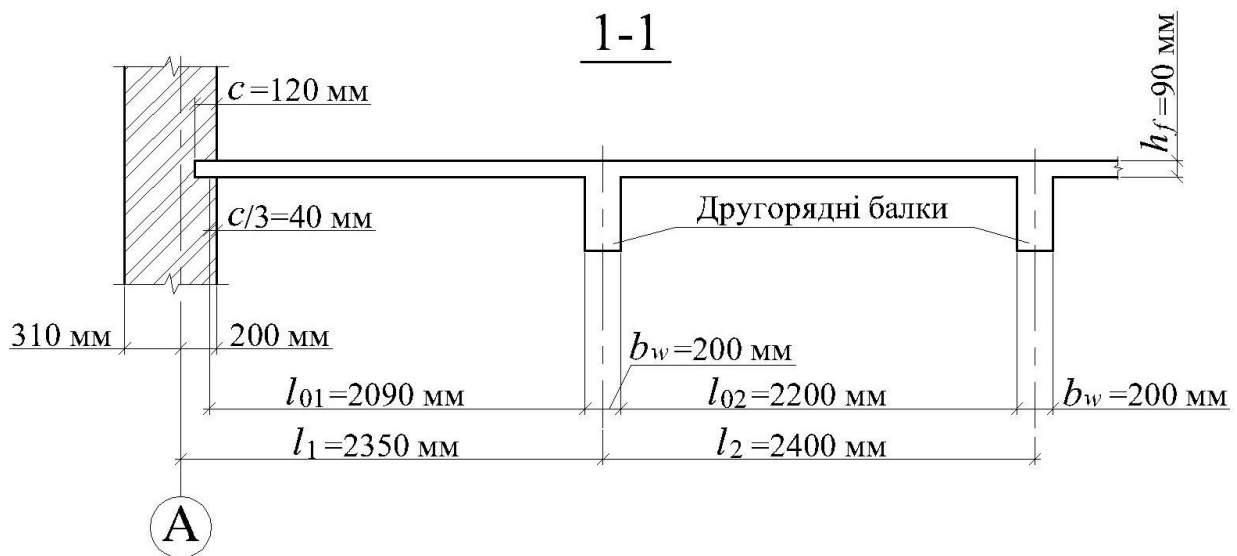


Рис. 6. До визначення розрахункових прольотів плити

Визначення розрахункових крайніх прольотів:

$$l_{01} = l_1 - \frac{b_w}{2} - 200 + \frac{c}{3} = 2350 - \frac{200}{2} - 200 + \frac{120}{3} = 2090 \text{ мм}$$

де

$l_1=2350$ мм – геометричний проліт крайньої плити;

$b_w=200$ мм – ширина ребра другорядної балки;

$c=120$ мм – величина обпирання плити на стіну.

Визначення розрахункових середніх прольотів:

$$l_{02} = l_{03} = l_2 - b_w = 2400 - 200 = 2200 \text{ мм},$$

де $l_2=2400$ мм – геометричний проліт середньої плити;

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

5.3. Визначення навантаження на плиту

Розрахунки зводимо до табл. 6. Розрахункове навантаження на 1м плити дорівнює навантаженню на 1 м^2 , тому що ширина розрахункової смуги плити 1 м. Щільність важкого бетону прийнята $c = 25 \text{ кН/м}^3$ (2500 кг/м^3).

Навантаження на плиту

№ п / п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН
	Постійне			
1	Залізобетонна плита $h_f \cdot c = 0,09 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1 = 2,25$	2,25	1,1	2,47
2	Підлога $q_{II}=1,2$	1,2	1,3	1,56
	Всього постійне	$g_n=3,45$		$g_1=4,03$
	Тимчасове			
3	Корисне навантаження $x_n=12$	$x_n=12$	1,2	$x_1=14,4$

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

$$q = g_1 \cdot \gamma_n + x_1 \cdot \gamma_n = 4,03 \cdot 0,95 + 14,4 \cdot 0,95 = 17,5 \text{ кН.}$$

5.4. Визначення згинальних моментів

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

– у крайніх прольотах

$$M_{Ed,1} = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{17,5 \cdot 2,09^2}{11} = 6,95 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– на опорах B (перші проміжні опори)

$$M_{Ed,B} = -\frac{q \cdot \frac{(l_{01} + l_{02})^2}{2}}{11} = -\frac{17,5 \cdot \frac{(0,09 + 2,2)^2}{2}}{11} = -7,33 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– у середніх прольотах

$$M_{Ed,2} = M_{Ed,3} = \frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = \frac{17,5 \cdot 2,20^2}{16} = 5,30 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– на середніх опорах

$$M_{Ed,C} = -\frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = -\frac{17,5 \cdot 2,20^2}{16} = -5,30 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Епюра згинальних моментів у плиті наведена на рис. 7.

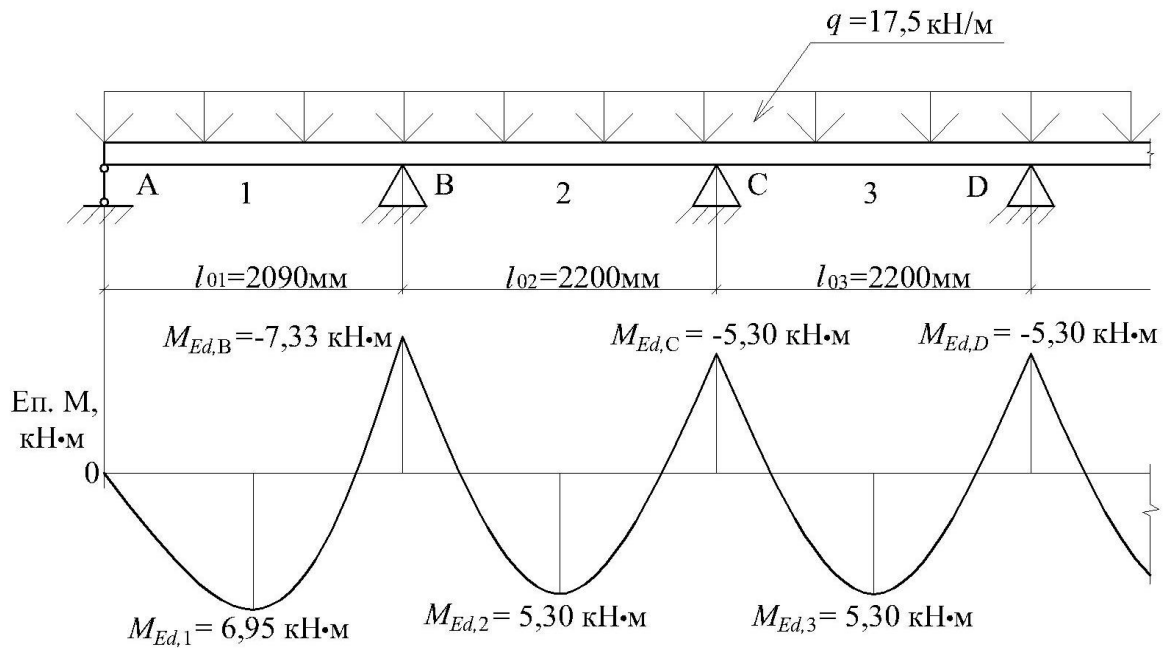


Рис. 7. Епюра згинальних моментів у плиті

Поперечні сили V_{Ed} 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 згинального моменту $M_B = 7,33$ кН·м.

Робоча висота перерізу визначається за формулою

$$d = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot b \cdot f_{cd}}},$$

де $M = M_{Ed,B} = 7,33 \cdot 10^6$ Н·мм – найбільший згинальний момент у плиті;

$b = 1000$ мм – розрахункова ширина плити.

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

$$\xi = c \frac{f_{yd}}{f_{cd} \cdot 100\%},$$

де $f_{cd} = 11,5$ МПа – розрахунковий опір бетону стиску (для класу В20);

$f_{yd} = 365$ МПа – розрахунковий опір арматури розтягу (для класу А400С).

Оптимальний процент армування для плит, опертих по чотирьох сторонах складає $c = 0,3 \dots 0,6$, приймаємо $c = 0,6$.

Таким чином,

$$\xi = c \frac{f_{yd}}{f_{cd} \cdot 100\%} = 0,6 \frac{365}{11,5 \cdot 100\%} = 0,19.$$

Використовуючи таблицю коефіцієнтів для розрахунків згинальних еле-

ментів, армованих одиночною арматурою, за величиною ξ знаходимо відповідний йому коефіцієнт $\alpha_m = 0,14$ за табл. 2 додатку.

Необхідна робоча висота перерізу плити

$$d = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot b \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{7,33 \cdot (10^6)}{0,14 \cdot 1000 \cdot 11,5}} = 67,47 \text{ мм.}$$

Повна товщина плити

$$h_f = d + \frac{d_s}{2} + c = 67,47 + \frac{8}{2} + 10 = 81,47 \text{ мм,}$$

де $d_s = 8$ мм – діаметр стержнів робочої арматури;

$c = 10$ мм – мінімальний захисний шар бетону.

Призначаємо повну товщину плити з кратністю 10 мм. Приймаємо $h_f = 80$ мм (рис. 8).

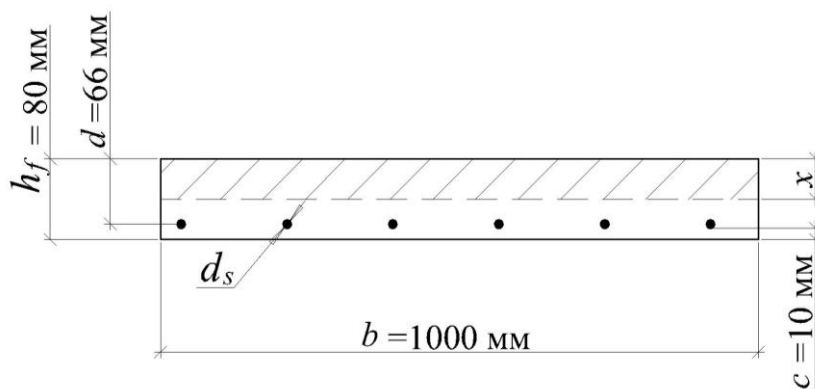


Рис. 8. Поперечний переріз плити

Уточнюємо робочу висоту перерізу:

$$d = h_f - \frac{d_s}{2} - c = 80 - \frac{8}{2} - 10 = 66 \text{ мм.}$$

5.6. Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Для сприймання згинальних моментів в розтягнутих зонах встановлюються плоскі зварні сітки з поперечною робочою арматурою класу А400С, з розрахунковим опором $f_{yd} = 365$ МПа.

Підбір типів сіток за площею робочої арматури проводимо за табл. 4 додатку. Результати підбору зведені до табл. 7, 8, а розміщення сіток показано на схемах (рис. 9, 10).

Таблиця 7

Підбір арматури ділянки А (див. рис. 2)

Елемент	M, Н·мм	$\alpha_m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	ζ	Необхідна арматура, мм ² $A_s = \frac{M}{f_{cd} \cdot d \cdot \zeta}$	Прийнята арматура	
					Кількість та тип сіток	A _s , мм ²
Пр1	6,95 · 10 ⁶	$\frac{6,95 \cdot 10^6}{1000 \cdot 66^2 \cdot 11,5} = 0,139$	0,924	$\frac{6,95 \cdot 10^6}{365 \cdot 66 \cdot 0,924} = 312,2$	$\frac{4Bp - I - 250}{8A400C - 150}$	336
Пр2	7,33 · 10 ⁶	$\frac{7,33 \cdot 10^6}{1000 \cdot 66^2 \cdot 11,5} = 0,146$	0,92	$\frac{7,33 \cdot 10^6}{365 \cdot 66 \cdot 0,92} = 331,0$	$\frac{4Bp - I - 250}{8A400C - 150}$	336
Оп В	5,30 · 10 ⁶	$\frac{5,30 \cdot 10^6}{1000 \cdot 66^2 \cdot 11,5} = 0,106$	0,944	$\frac{5,3 \cdot 10^6}{365 \cdot 66 \cdot 0,944} = 233,0$	$\frac{4Bp - I - 250}{8A400C - 200}$	251
Оп С	5,30 · 10 ⁶	$\frac{5,30 \cdot 10^6}{1000 \cdot 66^2 \cdot 11,5} = 0,106$	0,944	$\frac{5,3 \cdot 10^6}{365 \cdot 66 \cdot 0,944} = 233,0$	$\frac{4Bp - I - 250}{8A400C - 200}$	251

Таблиця 8

Підбір арматури ділянки В (див. рис. 2)

Елемент	M, Н·мм	$\alpha_m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	ζ	Необхідна арматура, мм ² $A_s = \frac{M}{f_{cd} \cdot d \cdot \zeta}$	Прийнята арматура	
					Кількість та тип сіток	A _s , см ²
Пр2	5,30 · 10 ⁶	$\frac{0,8 \cdot 5,30 \cdot 10^6}{1000 \cdot 66^2 \cdot 11,5} = 0,106$	0,956	$\frac{0,8 \cdot 5,3 \cdot 10^6}{365 \cdot 66 \cdot 0,956} = 184,0$	$\frac{4Bp - I - 250}{6A400C - 150}$	189
Оп. С	5,30 · 10 ⁶	$\frac{0,8 \cdot 5,30 \cdot 10^6}{1000 \cdot 66^2 \cdot 11,5} = 0,106$	0,956	$\frac{0,8 \cdot 5,3 \cdot 10^6}{365 \cdot 66 \cdot 0,956} = 184,0$	$\frac{4Bp - I - 250}{6A400C - 150}$	189

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

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

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

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

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

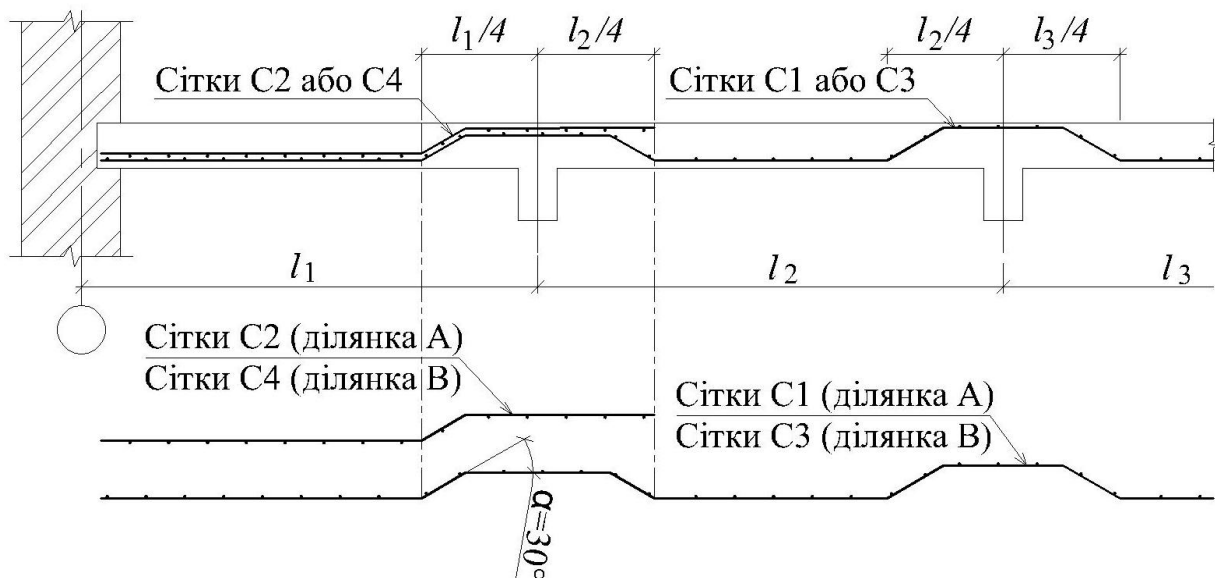


Рис. 9. Армуння плити рулонними зварними сітками з поздовжньою робочою арматурою

Якщо діаметр робочої арматури 6 мм 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 у прольотах дорівнює прольоту плити, а над опорами – сітку заводять на $\frac{1}{4}l$ прольоту з обох боків від осі опори (рис. 10).

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

Стикування сіток здійснюється відповідно до діючих норм.

Так само у випадку армування плити на ділянці В.

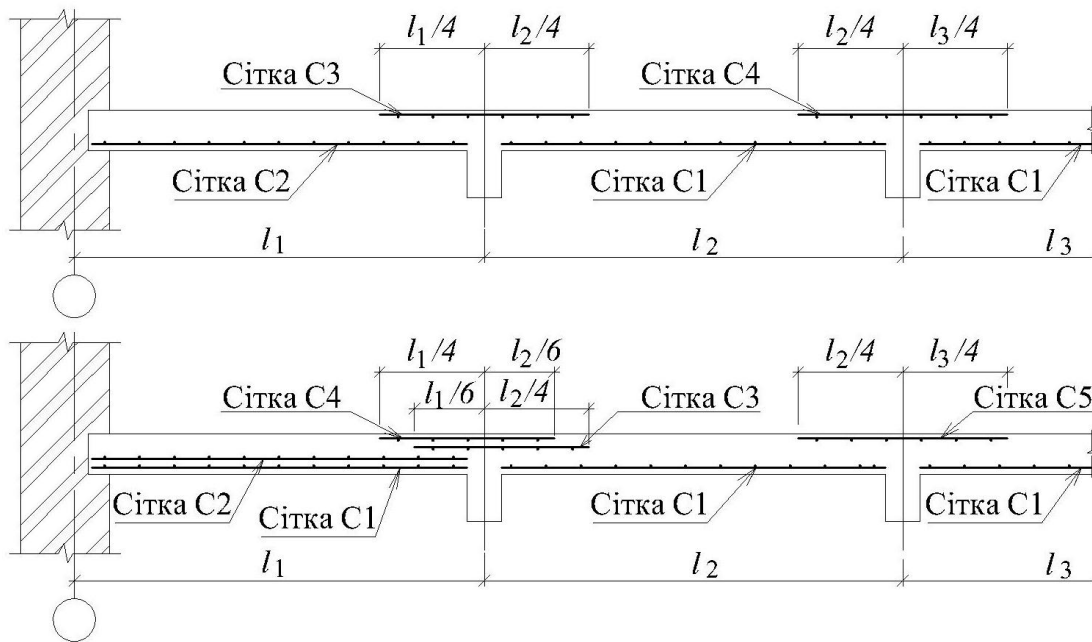


Рис. 10. Армування плит зварними сітками з поперечною робочою арматурою (варіанти)

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 С20; $f_{cd} = 11,5$ МПа;
 - б) балка армується зварними каркасами з поздовжньою робочою арматурою класу А400С; $f_{yd} = 365$ МПа, $f_{ywd} = 285$ МПа;
 - в) поперечна арматура класу А240С, $f_{ywd} = 170$ МПа;
 - г) тимчасове навантаження $x_n = 12$ кН/м²;
 - д) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_{п} = 1,2$ кН/м².
- Характеристики матеріалів приведені в додатку Б (табл. 2, табл. 4).

6.1. Вибір розрахункової схеми

Розрахункова схема другорядної балки являє собою нерозрізну шести-пролітну балку, яка кінцями обпирається 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 (рис. 11).

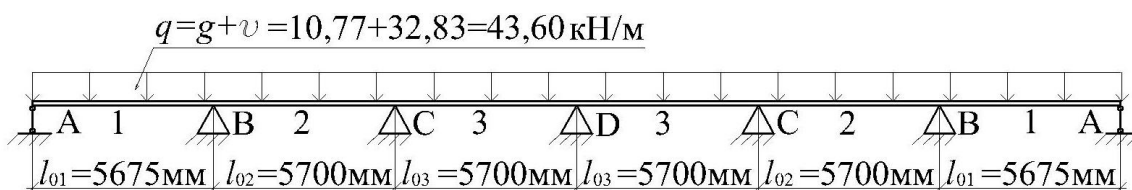


Рис. 11. Розрахункова схема другорядної балки

6.2. Визначення розрахункових прольотів

Другорядні балки замуровуються в цегляну стіну на глибину $c = 250$ мм.

Розрахункові прольоти визначаються з урахуванням попередньо прийнятих розмірів перерізу другорядної та головної балок (табл. 2, рис. 12). Визначення розрахункових крайніх прольотів:

$$l_{01} = l_1 - 200 - \frac{b_w}{2} + \frac{c}{2} = 5900 - 200 - \frac{300}{2} + \frac{250}{2} = 5675 \text{ мм},$$

де $l_1 = 5900$ мм – крайній геометричний проліт другорядної балки;

$b_w = 300$ мм – ширина ребра головної балки;

$c = 250$ мм – глибина обпирання балки на стіну.

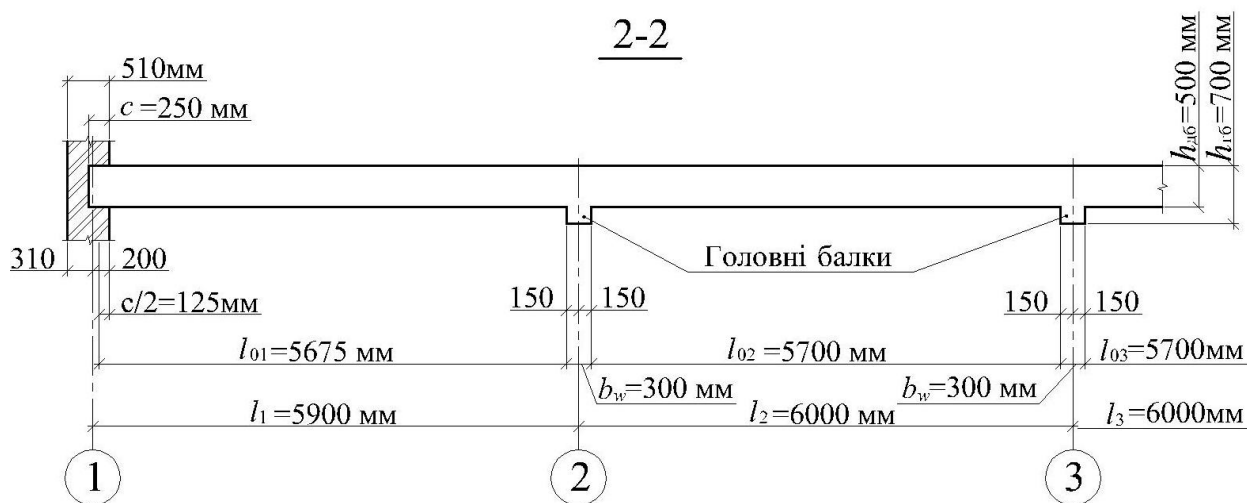


Рис. 12. До визначення розрахункових прольотів другорядної балки

Визначення розрахункових середніх прольотів:

$$l_{02} = l_{03} = l_2 - b_w = 6000 - 300 = 5700 \text{ мм},$$

де $l_2 = 6000$ мм – 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_n (вага підлоги, плити, ребра другорядної балки) і тимчасового навантаження $x_n = 12$ кН/м². Навантаження збирається з вантажної площі, ширина якої обмежена більшим прольотом плити $l_{\text{п}} = 2400$ мм (рис. 4, табл. 9).

Визначення навантаження на другорядну балку

№ пор.	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН/м
Постійне навантаження				
1	Підлога $q_{\text{п}} \cdot l_{\text{п}} = 1,2 \cdot 2,4 = 2,88$	2,88	1,3	3,74
2	ЗБ плита $h_f \cdot l_{\text{п}} \cdot 1 \cdot c =$ $= 0,08 \cdot 2,40 \cdot 1 \cdot 25 = 4,8$	4,8	1,1	5,28
3	Ребро другорядної балки $q_{\text{дб}} - h_f \cdot b_w \cdot 1 \cdot c =$ $= 0,50 - 0,08 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 25 =$ $= 2,1$	2,1	1,1	2,31
	Всього постійне	$g_n = 9,78$		$g_1 = 11,33$
Тимчасове навантаження				
4	$x_n \cdot l_{\text{п}} = 12 \cdot 2,4 = 28,8$	$x_n = 28,8$	1,2	$x_1 = 34,56$

Повне розрахункове навантаження на 1 м погонної довжини другорядної балки з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$:

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

$$x = x_1 \cdot \gamma_n = 34,56 \cdot 0,95 = 32,83 \text{ кН/м;}$$

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

6.4. Визначення розрахункових згинальних моментів

Конструювання другорядної балки пов'язано з побудовою обвідної епюри згинальних моментів, ординати якої визначаються за формулою

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

де β - коефіцієнт, який приймається в залежності від перерізу балки та відношення навантажень $\frac{x}{g}$ (додаток Б, табл. 13);

$g + x = 10,77 + 32,83 = 43,60$ кН/м – повне розрахункове навантаження;

l_0 – розрахункова довжина прольоту, де визначаються згинальні моменти.

Визначення згинальних моментів за відношення $\frac{x}{g} = \frac{32,83}{10,77} \approx 3$ наводиться в табл. 10. Побудова епюр M_{Ed} та V_{Ed} наведена на рис. 13.

Визначення розрахункових згинальних моментів другорядної балки

Проліт	Переріз	Коефіцієнти		$\xi + \nu \cdot l_0^2$	Згинальні моменти, кНм	
		β	$-\beta$		$M_{Ed,max}$	$M_{Ed,min}$
1 проліт	1	0,065	-	$43,6 \cdot 5,675^2 = 1404,14$	91,27	-
	2	0,09	-		126,37	-
	2'	0,091	-		127,78	-
	3	0,075	-		105,31	-
	4	0,02	-		28,08	-
Оп.В	5	-	-0,0715	$43,6 \cdot 5,687^2 = 1410,34^*$	-	-100,84
2 проліт	6	0,018	-0,035	$43,6 \cdot 5,7^2 = 1416,54$	25,50	-49,58
	7	0,058	-0,016		82,16	-22,66
	7'	0,0625	-		88,53	-
	8	0,058	-0,014		82,16	-19,83
	9	0,018	-0,029		25,50	-41,08
Оп.С	10	-	-0,0625	$43,6 \cdot 5,7^2 = 1416,54$	-	-88,53
3 проліт	11	0,018	-0,028	$43,6 \cdot 5,7^2 = 1416,54$	25,50	-39,66
	12	0,058	-0,01		82,16	-14,17
	12'	0,0625	-		88,53	-

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

6.5. Визначення поперечних сил

$$V_{EdA} = 0,4 \cdot \left(\frac{g}{\gamma} + v \right) \cdot l_{01} = 0,4 \cdot 43,6 \cdot 5,675 = 98,97 \text{ кН};$$

$$V_{EdB}^I = -0,6 \cdot \left(\frac{g}{\gamma} + v \right) \cdot l_{01} = -0,6 \cdot 43,6 \cdot 5,675 = -148,46 \text{ кН};$$

$$V_{EdB}^{II} = V_{EdC}^I = V_{EdC}^{II} = \pm 0,5 \cdot \left(\frac{g}{\gamma} + v \right) \cdot l_{02} = \pm 0,5 \cdot 43,6 \cdot 5,7 = \pm 124,26 \text{ кН}.$$

6.6. Визначення розмірів поперечного перерізу другорядної балки

Робочу висоту балки (рис. 14) визначаємо за формулою

$$d = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_w}},$$

де $M = M_{Ed} = 127,78 \cdot 10^6$ Н·мм – найбільший згинальний момент у балці;

$\alpha_m = 0,241$ – визначається за оптимальною величиною $\xi = 0,3 \dots 0,4$;

$$\alpha_m \rightarrow \xi = \frac{x}{d} = 0,35;$$

$f_{cd} = 11,5$ МПа – розрахунковий опір стиску для бетону С20;

$b_w = 200$ мм – ширина перерізу ребра другорядної балки.

$$\text{Таким чином, } d = \sqrt{\frac{127,78 \cdot 10^6}{0,241 \cdot 11,5 \cdot 200}} = 480,13 \text{ мм}.$$

Повна висота балки $h = d + a = 480,13 + 50 = 530,13$ мм.

Приймаємо висоту балки $h = 500$ мм, ширину ребра балки $b_w = 200$ мм.

Уточнюємо робочу висоту:

а) у випадку розміщення робочих стержнів у два ряди в прольоті

$$d = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ мм};$$

б) у випадку розміщення робочих стержнів біля верхньої грані

$$d_1 = h - d'_1 = 500 - 30 = 470 \text{ см};$$

в) у випадку розміщення робочих стержнів у два ряди на опорі

$$d_2 = h - d'_2 = 500 - 50 = 450 \text{ см}.$$

Елементи залізобетонних ребристих перекриттів (другорядні і головні балки) мають перерізи таврового профілю, в яких розрахункова ширина стиснутої полиці, з умови ефективної роботи при стиску, не може перевищувати розмір b_{eff} і визначається за формулою

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

Ширину полиці визначають в залежності від умовного прольоту l_0 (рис. 14)

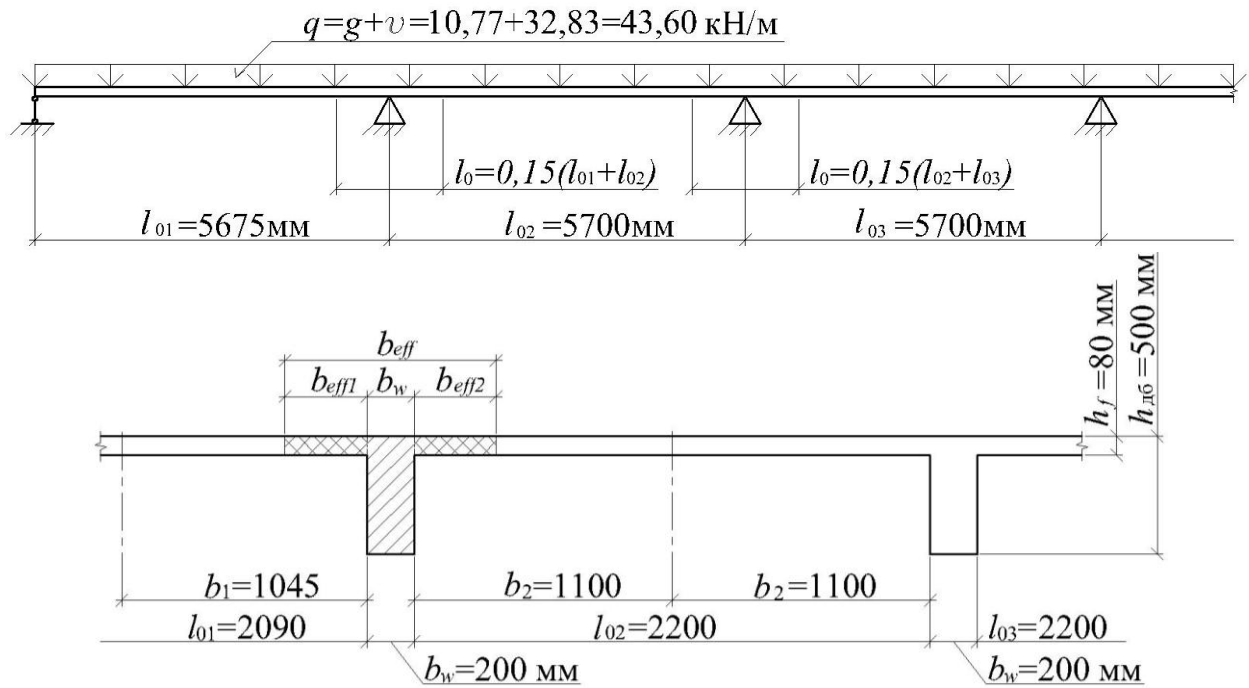


Рис. 14. До визначення умовного прольоту другорядної балки l_0 і ширини

полиці b_{eff}

$$l_0 = 0,15 \sqrt{l_{01} + l_{02}} = 0,15 \sqrt{5675 + 5700} = 1706 \text{ мм}$$

і, відповідно, ширину звисів полиці

$$b_{eff1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0,$$

$$b_{eff2} = 0,2b_2 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0,$$

де $b_1 = \frac{l_{01}}{2} = \frac{2090}{2} = 1045 \text{ мм}$, $b_2 = \frac{l_{02}}{2} = \frac{2200}{2} = 1100 \text{ мм}$.

При невиконанні умови приймаємо b_{eff1} і $b_{eff2} = 0,2l_0$.

Таким чином,

$$b_{eff1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 1045 + 0,1 \cdot 1706 = 379,6 \text{ мм} > 0,2 \cdot 1706 = 341,2 \text{ мм}.$$

Умова не виконується, приймаємо $b_{eff1} = 341,2 \text{ мм}$.

$$b_{eff2} = 0,2b_2 + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 1100 + 0,1 \cdot 1706 = 390,6 \text{ мм} > 0,2 \cdot 1706 = 341,2 \text{ мм}.$$

Умова не виконується, приймаємо $b_{eff2} = 341,2 \text{ мм}$.

Розрахункова ширина полиці

$$b_{eff} = b_w + b_{eff1} + b_{eff2} = 200 + 341,2 + 341,2 = 882,4 \text{ мм}.$$

Приймаємо $b_{eff} = 900 \text{ мм}$.

Переріз другорядної балки по грані опори показаний на рис. 15.

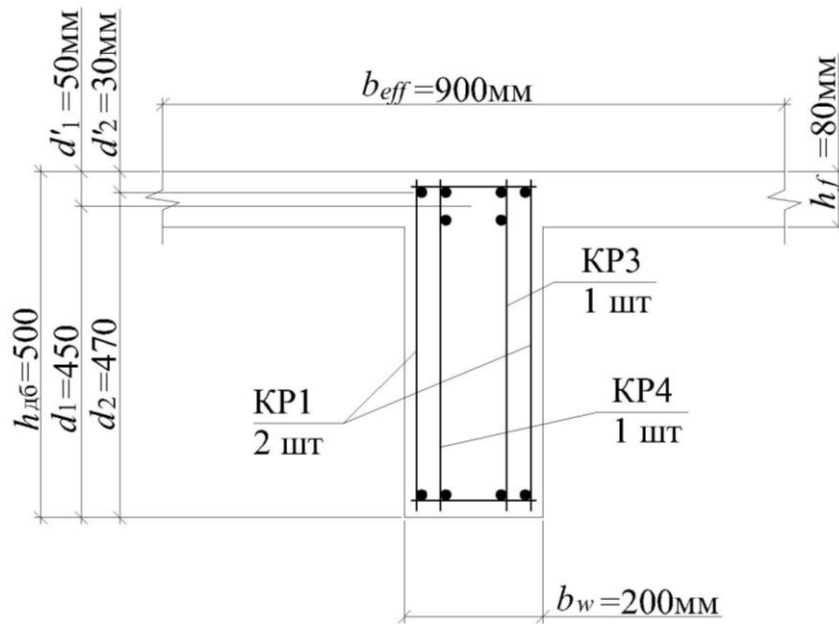


Рис. 15. Переріз другорядної балки по грані опори

6.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу другорядної балки

Розрахунок нормальних перерізів таврового профілю починають з визначення положення нейтральної лінії, яка найчастіше знаходиться в межах висоти полиці. Положення нейтральної лінії визначається з умов

$$M_{Ed} \leq M_f \text{ – нейтральна лінія проходить в полиці,}$$

$$M_{Ed} > M_f \text{ – нейтральна лінія проходить в ребрі,}$$

де $M_{Ed} = 127,78 \cdot 10^6$ Н·мм – найбільший розрахунковий момент в прольоті,

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \left(1 - 0,5 \frac{h_f}{d} \right) \text{ – момент, який може сприйняти переріз з повністю стиснутою полицею, тобто } x = h_f.$$

Таким чином

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \left(1 - 0,5 \frac{h_f}{d} \right) = 900 \cdot 80 \cdot 11,5 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{80}{450} \right) = 339,48 \cdot 10^6 \text{ Н·мм.}$$

Оскільки $M_{Ed} = 127,78 \cdot 10^6$ Н·мм < $M_f = 339,48 \cdot 10^6$ Н·мм, нейтральна лінія проходить в полиці і переріз розраховуємо як прямокутний з шириною $b_{eff} = 900$ мм і висотою $h = 500$ мм.

6.8. Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Передбачається армування другорядної балки в прольотах двома плоскими зварними каркасами (КР1, КР2). Кожен каркас має по два нижніх стержні з арматури класу А400С з розрахунковим опором $f_{yd} = 365$ МПа. На опорах балку армуємо двома плоскими каркасами КР3 і КР4, які мають по два верхніх робочих стержня з арматури класу А400С (рис. 16).

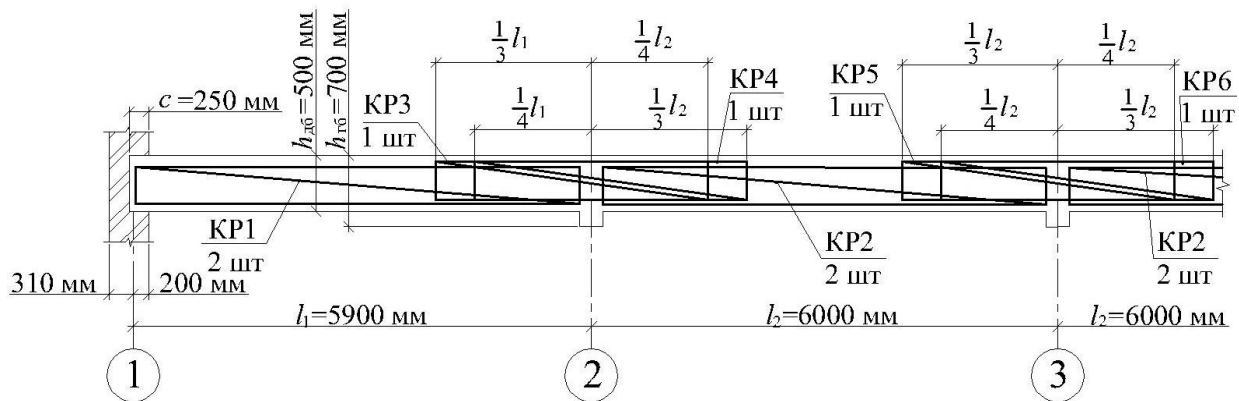


Рис. 16. Схема армування другорядної балки

Розрахунок площі робочої арматури зводимо в табл. 11.

Підбір кількості та діаметрів арматурних стержнів виконуємо за табл. 9 додатка Б.

Таблиця 11

Розрахунок площі робочої арматури другорядної балки²

Елемент балки	$M_{Ed} \cdot 10^6, \text{Н}\cdot\text{мм}$	$d = h - a,$ $d = h - d',$ мм	$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	ζ	Необхідна площа арматури $A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d},$ мм ²	Прийнята арматура	
						Кількість арматури	Фактична площа $A_s, \text{мм}^2$
Проліт 1	127,78	450	$\frac{127,78 \cdot 10^6}{900 \cdot 450^2 \cdot 11,5} = 0,06$	0,969	$\frac{127,78 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,969 \cdot 450} = 802,8$	4Ø16A400C	804
Проліт 2	88,54	450	$\frac{88,54 \cdot 10^6}{900 \cdot 450^2 \cdot 11,5} = 0,042$	0,978	$\frac{88,54 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,978 \cdot 450} = 551,2$	4Ø14A400C	616
	22,66	470	$\frac{22,66 \cdot 10^6}{200 \cdot 470^2 \cdot 11,5} = 0,044$	0,978	$\frac{22,66 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,978 \cdot 470} = 135$	2Ø12A400C	226
Опора В	100,84	450	$\frac{100,84 \cdot 10^6}{200 \cdot 450^2 \cdot 11,5} = 0,216$	0,876	$\frac{100,84 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,876 \cdot 450} = 700,1$	4Ø16A400C	804
Опора С	88,53	450	$\frac{88,54 \cdot 10^6}{200 \cdot 450^2 \cdot 11,5} = 0,19$	0,894	$\frac{88,54 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,894 \cdot 450} = 602,9$	4Ø14A400C	615

6.9. Розрахунок міцності другорядної балки за похилими перерізами

У кожному прольоті балка армується двома зварними каркасами з поперечною арматурою класу A240C із розрахунковим опором розтягу при розра-

² При цьому процент армування повинен бути в межах $c_{\min} = 0,13\% < c = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \cdot 100\% \leq c_{\max} = 4\%$.

хунках на дію поперечної сили $f_{ywd} = 170$ МПа.

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

– при висоті балки:

$$h \leq 450 \text{ мм} \Rightarrow s_{1w} \leq \frac{1}{2}h, \text{ крім того } s_{1w} \leq 150 \text{ мм};$$

$$h > 450 \text{ мм} \Rightarrow s_{1w} \leq \frac{1}{3}h, \text{ крім того } s_{1w} \leq 500 \text{ мм}.$$

У прикладі, що розглядається, $h = 500$ мм, відповідно крок хомутів приймаємо $s_{1w} = 150$ мм.

Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури 100; 125; 150; 250 мм.

Максимальний крок поперечної вертикальної арматури відповідно до діючих норм не може перевищувати $s_{w,max} = 0,75d$;

d – робоча висота перерізу.

У середній частині прольоту балки, де поперечні сили незначні, крок поперечних стержнів s_{2w} призначається з урахуванням умов:

$$s_{2w} \leq \frac{3}{4}h \quad \text{та} \quad s_{2w} \leq 500 \text{ мм},$$

приймаємо $s_{2w} = 250$ мм.

У всіх випадках рекомендується приймати крок поперечних вертикальних стержнів кратним 50 мм, з округленням у менший бік.

Необхідність встановлення розрахункової вертикальної поперечної арматури визначають перевіркою умови

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \text{ або } v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

де $V_{Ed} = 148,46$ кН – величина розрахункової поперечної сили (опора В зліва)

$V_{Rd,c} = n_{Ed} b_w d$ – поперечна сила, яка може бути сприйнята лише бетоном перерізу ребра другорядної балки.

Звідси

$$n_{Ed} = \frac{V_{RdB}}{b_w d} = \frac{148,46 \cdot 10^3}{200 \cdot 450} = 1,65 \text{ МПа} \text{ – розрахункове напруження зсуву в}$$

перерізі.

Визначимо розрахункову міцність (напруження) на зсув перерізу, армованого поздовжньою арматурою:

$$n_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{c_{ct}} k \left(100 c_1 f_{ck} \right)^{1/3},$$

де $C_{Rd,c} = 0,18$ МПа – мінімальне значення (нормоване) міцності бетону на зсув (додаток Б, табл. 3);

$\varepsilon_{ct} = 1,5$ – коефіцієнт надійності по бетону в роботі на розтяг (додаток Б, табл. 1);

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ – коефіцієнт, який враховує вплив висоти перерізу.

Таким чином

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,44 \leq 2,0.$$

При $k \geq 2,0$ приймають $k = 2$;

$$c_1 = \frac{A_{sB}}{b_w d} = \frac{831,6}{200 \cdot 470} = 0,0088 \leq c_{\max} \leq 0,02.$$

Таким чином

$$n_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\varepsilon_{ct}} k c_1 f_{ck}^{2/3} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,44 \cdot (0,0088 \cdot 15)^{2/3} = 0,4 \text{ МПа.}$$

В зв'язку з тим, що $n_{Ed} = 1,65 \text{ МПа} > n_{Rd,c} = 0,4 \text{ МПа}$, стає необхідним армування похилих перерізів розрахунковою вертикальною поперечною арматурою.

Визначимо коефіцієнт міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом:

$$n = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{15}{250} \right] = 0,564 < 0,6.$$

Площу вертикальної поперечної арматури визначають за умови, що кут нахилу стиснутих смуг (смуги між можливими похилими тріщинами) фіктивних розкосів фермової моделі може приймати будь-які значення в межах $21,8^\circ \leq u \leq 45^\circ$. Цей кут u залежить від максимально можливої міцності бетону конструкції на зсув $n_{Rd,max}$, яка в свою чергу залежить від розрахункової міцності бетону стиску f_{cd} .

Таким чином максимальна міцність бетону на зріз (зсув) при $\cot u = 2,5$; $\operatorname{tg} u = 0,4$ і $\cot^2 u = 6,25$ (для $u = 21,8^\circ$).

$$n_{Rd,max} = f_{cd} \cdot v \left(\frac{\cot u + \operatorname{tg} u}{1 + \cot^2 u} \right) = 11,5 \cdot 0,564 \left(\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} \right) = 2,59 \text{ МПа.}$$

Через те, що при $\cot u = 2,5$, $n_{Rd,max} = 2,59 \text{ МПа} > n_{Ed} = 1,65 \text{ МПа}$, то розрахункова площа поперечної вертикальної арматури при її кроці $s_w = 150 \text{ мм}$ становитиме:

$$A_{sw} = \frac{n_{Ed} \cdot s_w \cdot b_w}{0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot u} = \frac{1,65 \cdot 150 \cdot 200}{0,8 \cdot 170 \cdot 2,5} = 145,58 \text{ мм}^2.$$

Визначимо розрахунковий коефіцієнт армування поперечною арматурою

$$c_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s_w} = \frac{145,58}{200 \cdot 150} = 0,0048 > c_{w,\min} = 0,0016.$$

Приймаємо 2Ø10A240C з кроком $s_w = 150$ мм, $A_{sw} = 157$ мм².

При необхідності зменшення діаметра поперечної арматури зменшують крок зазначеної арматури.

$$\text{Наприклад, } A_{sw} = \frac{n_{Ed} \cdot s_w \cdot b_w}{0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot u} = \frac{1,65 \cdot 100 \cdot 200}{0,8 \cdot 170 \cdot 2,5} = 98,2 \text{ мм}^2,$$

$$c_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s_w} = \frac{98,2}{200 \cdot 100} = 0,0049 > c_{w,\min} = 0,0016, \text{ приймаємо } 2\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$$

з кроком $s_w = 100$ мм, $A_{sw} = 101$ мм².

Площу вертикальної поперечної арматури в середній частині першого прольоту визначаємо за величиною розрахункової поперечної сили на відстані $\approx 0,25l_{01} = 0,25 \cdot 5675 = 1420$ мм від грані опори В. Зазначену розрахункову поперечну силу (ординату) можна визначити з подібності трикутників окреслення епюри поперечних сил. В нашому прикладі $V_{Ed0,25} = 85,67$ кН.

Відповідно, розрахункове напруження зсуву в перерізі на відстані 1420 мм складає:

$$n_{Ed} = \frac{V_{Ed0,25}}{b_w \cdot d} = \frac{85,67 \cdot 10^3}{200 \cdot 450} = 0,95 \text{ МПа.}$$

Визначимо площу вертикальної поперечної арматури з попередньо прийнятим кроком $s_w = 250$ мм:

$$A_{sw} = \frac{n_{Ed} \cdot s_w \cdot b_w}{0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot u} = \frac{0,95 \cdot 250 \cdot 200}{0,8 \cdot 170 \cdot 2,5} = 139,71 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 2Ø10A240C з кроком $s_w = 250$ мм, $A_{sw} = 157$ мм².

Визначимо величину поперечної сили, яка сприймається прийнятою поперечною вертикальною арматурою в каркасах крайніх прольотів:

а) приопорна ділянка балки:

спочатку обчислимо граничну величину напружень зсуву

$$n_u = \frac{A_{sw} \cdot 0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot u}{s_w \cdot b_w} = \frac{157 \cdot 0,8 \cdot 170 \cdot 2,5}{250 \cdot 200} = 1,78 \text{ МПа.}$$

Величина поперечної сили на приопорних ділянках

$$V_u = n_u b_w d = 1,78 \cdot 200 \cdot 450 = 160139,9 \text{ Н} = 160,4 \text{ кН.}$$

б) середня частина балки:

гранична величина напружень зсуву

$$n_u = \frac{A_{sw} \cdot 0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot u}{s_w \cdot b_w} = \frac{157 \cdot 0,8 \cdot 170 \cdot 2,5}{250 \cdot 200} = 1,067 \text{ МПа.}$$

Величина поперечної сили в середній частині балки

$$V_u = n_u b_w d = 1,067 \cdot 200 \cdot 450 = 96030 \text{ Н} = 96,03 \text{ кН.}$$

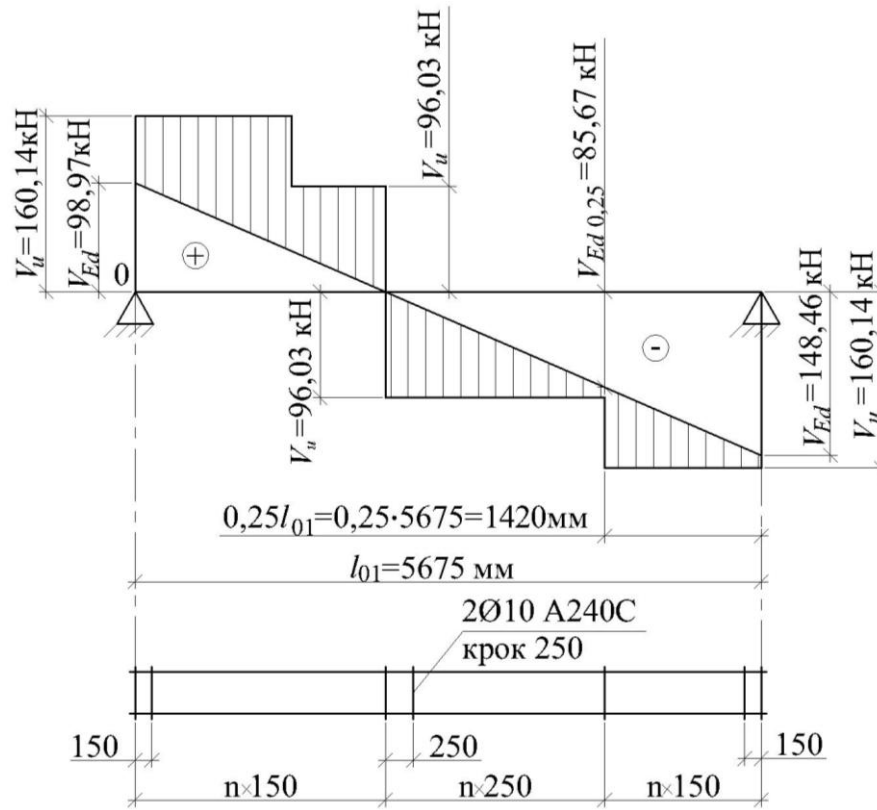


Рис. 17. Епюри V_{Ed} та V_u , кН

Розрахункові величини поперечних сил і компоновка каркасів середніх прольотів в наведеному прикладі практично співпадають з величинами розрахункових поперечних сил і компоновкою крайніх прольотів. Тому величину поперечної сили, яка сприймається прийнятою поперечною вертикальною арматурою середніх прольотів, не визначаємо.

6.10. Побудова епюри матеріалів другорядної балки

Міцність балки від дії згинального моменту буде забезпечена, якщо у всіх перерізах по довжині балки виконується умова $M_{Ed} \leq M_u$.

З метою економного армування балку армуємо поздовжньою робочою арматурою з урахуванням зміни згинальних моментів. У прольотах на середніх ділянках і опорах за розрахунками передбачається встановлення чотирьох поздовжніх стержнів, а на крайніх ділянках – двох стержнів. Для визначення місць обриву стержнів у прольотах будемо епюру моментів M_{Ed} за даними, наведеними в табл. 10, та епюру матеріалів M_u – за даними табл. 12, рис. 18.

Таблиця 12

Визначення ординат епюри M_H

Елемент балки	Робоча арматура		$\xi = \frac{A_s}{0,8 \cdot 8b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	ζ	Розрахункова несуча здатність $M_H = A_s \cdot f_{yd} \cdot \zeta \cdot d \cdot 10^6$, Н·мм
	Кількість арматури	A_s , мм ²			
Пр 1	2Ø16A400C	402	$\frac{402 \cdot 365}{0,8 \cdot 900 \cdot 450 \cdot 11,5} = 0,039$	0,984	$402 \cdot 365 \cdot 0,984 \cdot 450 = 64,97$
	4Ø16A400C	804	$\frac{804 \cdot 365}{0,8 \cdot 900 \cdot 450 \cdot 11,5} = 0,079$	0,968	$804 \cdot 365 \cdot 0,968 \cdot 450 = 127,83$
	2Ø14A400C	308	$\frac{308 \cdot 365}{0,8 \cdot 900 \cdot 450 \cdot 11,5} = 0,03$	0,988	$308 \cdot 365 \cdot 0,988 \cdot 450 = 49,98$
Пр 2	4Ø14A400C	616	$\frac{616 \cdot 365}{0,8 \cdot 900 \cdot 450 \cdot 11,5} = 0,06$	0,976	$616 \cdot 365 \cdot 0,976 \cdot 450 = 98,75$
	2Ø12A400C	226	$\frac{226 \cdot 365}{0,8 \cdot 200 \cdot 470 \cdot 11,5} = 0,095$	0,962	$226 \cdot 365 \cdot 0,962 \cdot 470 = 37,3$
	4Ø16A400C	804	$\frac{804 \cdot 365}{0,8 \cdot 200 \cdot 450 \cdot 11,5} = 0,354$	0,858	$804 \cdot 365 \cdot 0,858 \cdot 450 = 113,3$
Оп В	2Ø16A400C	402	$\frac{402 \cdot 365}{0,8 \cdot 200 \cdot 450 \cdot 11,5} = 0,176$	0,93	$402 \cdot 365 \cdot 0,93 \cdot 450 = 61,41$
	4Ø14A400C	616	$\frac{616 \cdot 365}{0,8 \cdot 200 \cdot 450 \cdot 11,5} = 0,271$	0,892	$616 \cdot 365 \cdot 0,892 \cdot 450 = 90,25$
Оп С	2Ø14A400C	308	$\frac{308 \cdot 365}{0,8 \cdot 200 \cdot 450 \cdot 11,5} = 0,135$	0,946	$308 \cdot 365 \cdot 0,946 \cdot 450 = 47,86$

Згинальні моменти, які можуть бути сприйняті фактичною арматурою, визначаються за формулою

$$M_u = A_s \cdot f_{ywd} \cdot \zeta \cdot d.$$

Коефіцієнт ζ знаходимо за таблицею коефіцієнтів (табл. 8 додатка Б) у залежності від відносної висоти стиснутої зони бетону ξ :

$$\xi = \frac{A_s}{0,8 \cdot b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}.$$

6.11. Визначення довжини анкерування обірваних робочих стержнів в каркасах

Робочі стержні, які обриваються, необхідно заводити за місце їх теоретичного обриву на розрахункову величину l_{bd} , яку визначаємо за формулою:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 l_{b,rqd} \geq l_{b,\min}.$$

Відповідно табл. 7.2 (ДСТУ Б В.2.6-156:2010) коефіцієнти $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1$, коефіцієнт $\alpha_4 = 0,7$ враховує наявність привареної поперечної арматури.

Таким чином, $l_{bd} = 0,7 l_{b,rqd} \geq l_{b,\min}$

$l_{b,rqd}$ – базова величина анкерування визначається за формулою:

$$l_{b,rqd} = \frac{d_s \sigma_{sd}}{4 f_{bd}},$$

де d_s – діаметр арматурного стержня, що обривається;

$\sigma_{sd} = f_{yd}$ – максимально можливий рівень напружень в перерізі стержня в місці теоретичного обриву;

f_{bd} – гранична величина напружень зчеплення арматури з бетоном, являє собою:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd},$$

де $z_1 = 1,0$ – коефіцієнт, який враховує якісне забезпечення зчеплення під час бетонування;

$z_1 = 0,7$ – для інших випадків;

$z_2 = 1,0$ – коефіцієнт, який враховує діаметр арматури, $d_s \leq 32$ мм;

f_{ctd} – розрахунковий опір бетону розтягу,

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}},$$

де f_{ctk} – характеристичний опір бетону розтягу (табл. 2 додатка Б),

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону (табл. 1 додатка Б).

Розрахункова довжина анкерування повинна бути такою, щоб виконувалась умова

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} \geq \max \{ 0,3 l_{b,rqd}; 10 d_s; 100 \text{ мм} \}.$$

Величина $l_{b,min}$ приймається більшою із трьох значень.

Перед розрахунком довжини анкерування необхідно визначити:

– розрахунковий опір бетону розтягу

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}} = \frac{1,3}{1,5} = 0,87 \text{ МПа};$$

– граничну величину напружень зчеплення арматури з бетоном

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,87 = 1,9575 \text{ МПа}.$$

Розрахунок анкерування зводимо в табл. 13.

Таблиця 13

Розрахункова довжина анкерування обірваних стержнів, l_{bd}

Арматурний виріб	Базова довжина $l_{b,rqd} = \frac{d_s \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$, мм	Розрахункова довжина $l_{bd} = 0,7 l_{b,rqd}$, мм	Мінімальна довжина (більша із 3-х значень) $l_{b,min} \geq \max(0,3 l_{b,rqd}; 10 d_s; 100)$, мм	Приймаємо l_{bd} , мм
Пр 1 КР1	$\frac{16 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 746$	$0,7 \cdot 746 = 522$	$0,3 \cdot 746 = 278$ $10 \cdot 16 = 160$ 100	530
Пр 2 КР2	$\frac{14 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 652$	$0,7 \cdot 652 = 456$	$0,3 \cdot 652 = 243$ $10 \cdot 14 = 140$ 100	460
Оп В КР3 КР4	$\frac{16 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 746$	$0,7 \cdot 746 = 522$	$0,3 \cdot 746 = 278$ $10 \cdot 16 = 160$ 100	530
Оп С КР5 КР6	$\frac{14 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 652$	$0,7 \cdot 652 = 456$	$0,3 \cdot 652 = 243$ $10 \cdot 14 = 140$ 100	460

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ

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

Діаметр робочих поздовжніх стержнів каркасів приймають 12...20 мм, а поздовжніх монтажних стержнів – 10 мм.

У прольотах другорядної балки при її ширині понад 150 мм у поперечному перерізі встановлюють не менше двох 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 хомутів плюс 50 мм. Плоскі каркаси з'єднують у просторіві за допомогою горизонтальних стержнів, які встановлюють через 500...800 мм.

Для забезпечення захисного шару бетону до поперечних стержнів каркасів улаштовують фіксатори, які упираються в стінки та днище опалубки (рис. 19).

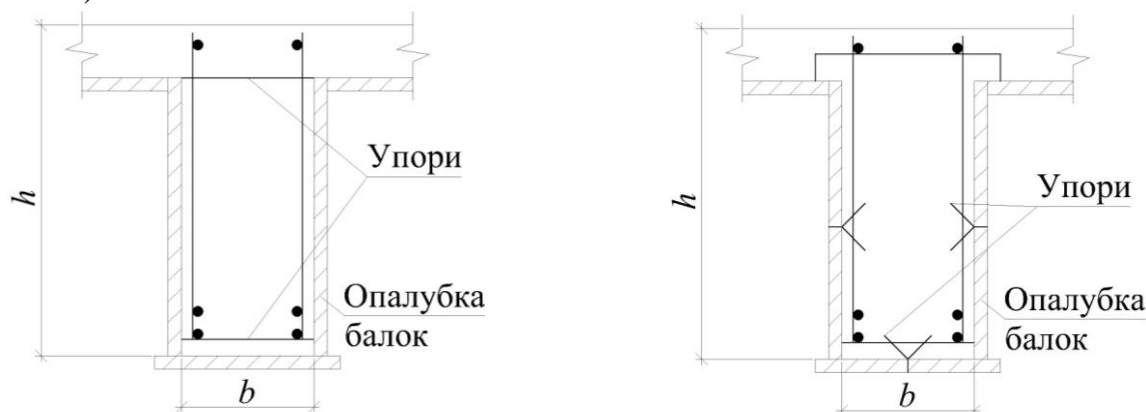


Рис. 19. Установка каркасів у опалубці

На опорах другорядні балки армують зварними каркасами, які зміщені один відносно одного у відповідності до епюри розрахункових моментів, M_{Ed} .

Ординати епюр розрахункових згинальних моментів зменшуються від середини прольотів до граней опор, через це поздовжню арматуру з економічних міркувань доцільно обірвати.

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

Компоновка перерізів другорядної балки показана на рис. 20.

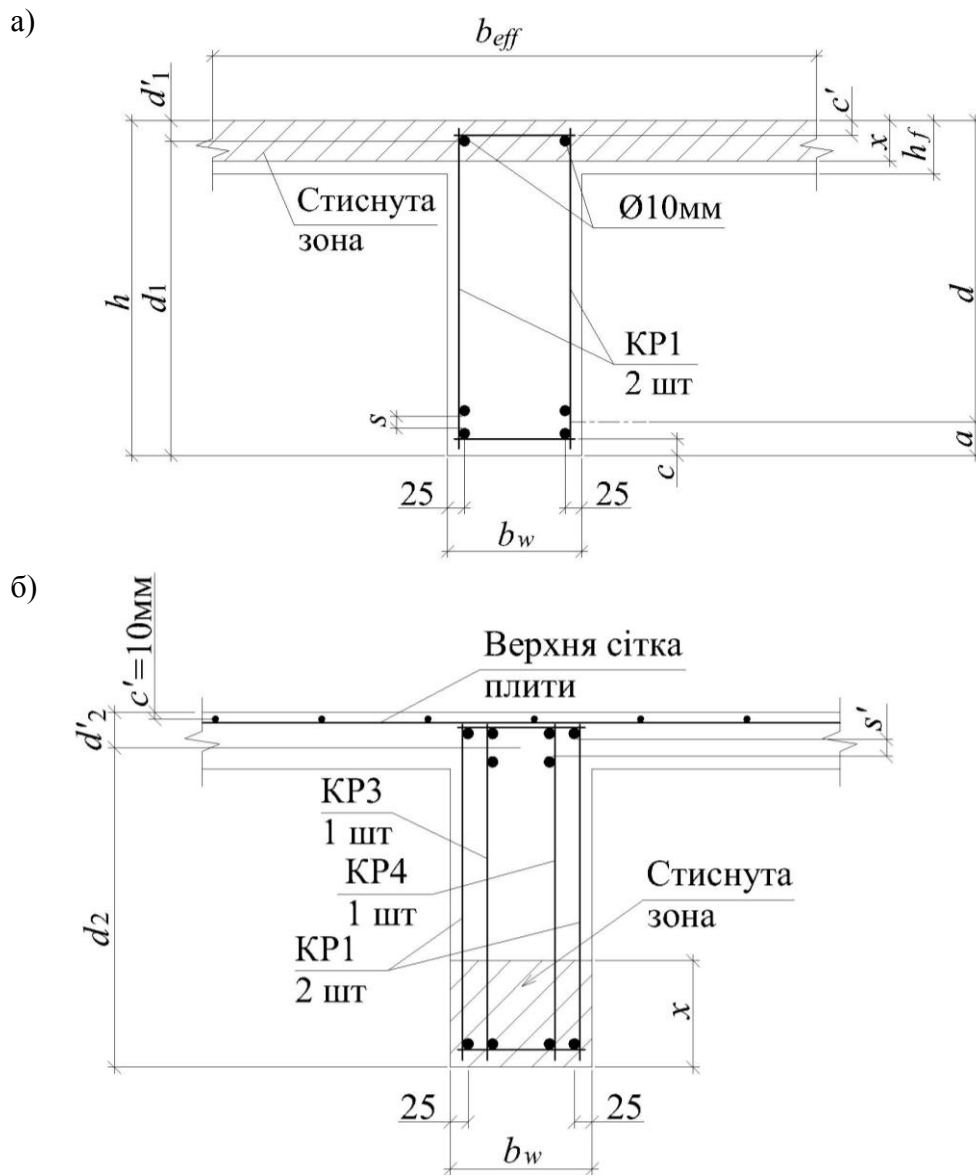


Рис. 20. Компонівка перерізів другорядної балки: а) у прольоті; б) на опорі

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

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

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

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

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

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 С20; $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$;

б) балку армуємо в'язаними каркасами з поздовжньою робочою армату-

рою класу А400С; $f_{yd} = 365$ МПа; $f_{ywd} = 285$ МПа;

в) поперечна вертикальна арматура класу А240С, $f_{ywd} = 170$ МПа;

д) тимчасове навантаження $x_n = 12$ кН/м²;

е) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_{п} = 1,2$ кН/м².

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. Для шести і більше прольотів головна балка розраховується як п'ятипролітна (рис. 21). Визначення навантаження на головну балку дано у п. 7.3 посібника.

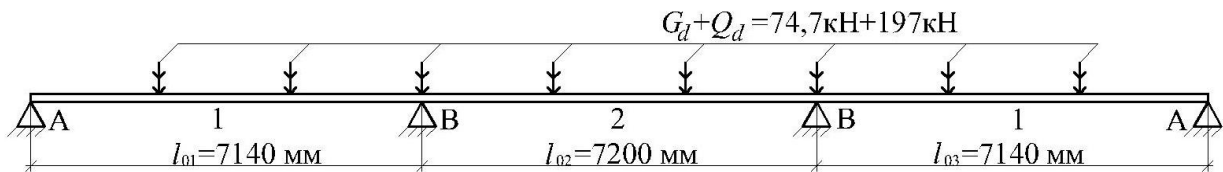


Рис. 21. Розрахункова схема головної балки

7.2. Визначення розрахункових прольотів

Головні балки замуруються в цегляну стіну на глибину $c = 380$ мм. Розрахункові прольоти при неповному каркасі визначаються так (рис. 22).

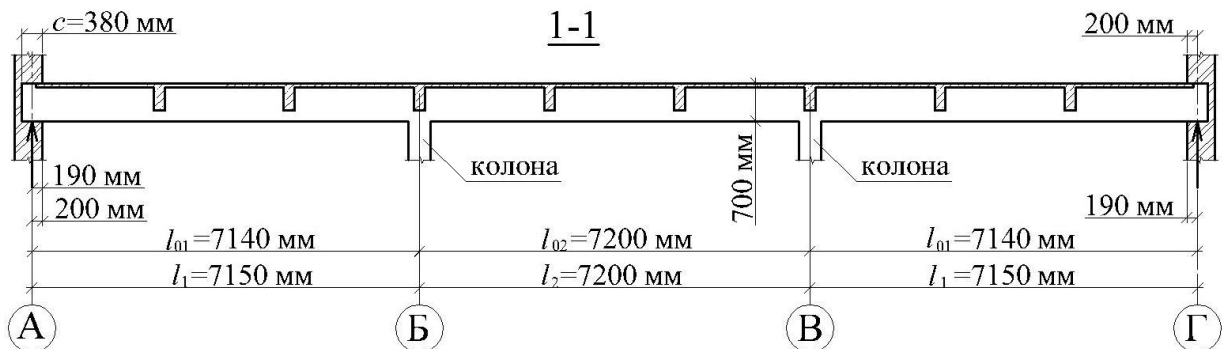


Рис. 22. До визначення розрахункових прольотів головної балки

Крайні прольоти дорівнюють відстані від середини ділянки обпирання балки на стіну до осі колони; середні прольоти – відстані між осями колон.

Розрахункова довжина крайніх прольотів

$$l_{01} = l_1 - a + \frac{c}{2} = 7150 - 200 + \frac{380}{2} = 7140 \text{ мм.}$$

Розрахункова довжина середніх прольотів

$$l_{02} = l_2 = 7200 \text{ мм.}$$

7.3. Визначення навантаження на балку

Навантаження на головну балку передається у вигляді зосереджених сил, які прикладені в місцях перетину другорядних балок із головними і збираються з вантажної площі, яка має форму прямокутника з розмірами, що від-

повідують розмірам прольотів плити та другорядної балки 2,4 та 6,00 м. Визначення навантаження зводимо у табл. 14.

Таблиця 14

Визначення навантаження на головну балку

№ пор.	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН
Постійне				
1	Залізобетонна плита $h_f \cdot l_{\text{п}} \cdot l_{\text{дб}} \cdot c =$ $= 0,08 \cdot 2,4 \cdot 6 \cdot 25 = 28,8$	28,8	1,1	31,68
	Підлога $x_n \cdot l_{\text{п}} \cdot l_{\text{дб}} = 12 \cdot 2,4 \cdot 6 = 172,8$	17,28	1,3	22,46
2	Ребро другорядної балки $(l_{\text{дб}} - h_f) \cdot b_w \cdot l_{\text{дб}} \cdot c =$ $= (0,5 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 25 = 12,6$	12,60	1,1	13,86
	Ребро головної балки $(l_{\text{гб}} - h_f) \cdot b_w \cdot l_{\text{п}} \cdot c =$ $= (0,7 - 0,08) \cdot 0,3 \cdot 2,4 \cdot 25 = 11,16$	11,16	1,1	12,28
Усього постійне		$G_k = 68,84$		$G_{d1} = 80,28$
Тимчасове				
3	Корисне $x_n \cdot l_{\text{п}} \cdot l_{\text{дб}} = 12 \cdot 2,4 \cdot 6 = 172,8$	$Q_k = 172,8$	1,2	$Q_{d1} = 207,4$

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

- постійне $G_d = G_{d1} \cdot \gamma_n = 80,28 \cdot 0,95 = 76,3$ кН;
- тимчасове $Q_d = Q_{d1} \cdot \gamma_n = 207,4 \cdot 0,95 = 197$ кН.

7.4. Визначення згинальних моментів

Армування головної балки пов'язано з побудовою обвідної епюри згинальних моментів. Ординати епюр у місцях обпирання другорядних балок та на опорах обчислюємо за формулами:

– максимальні згинальні моменти:

$$M_{Ed, \max} = G_d \cdot \alpha + Q_d \cdot \beta_1 \cdot l_0;$$

– мінімальні згинальні моменти:

$$M_{Ed, \min} = G_d \cdot \alpha + Q_d \cdot \beta_2 \cdot l_0,$$

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

Обвідна епюра моментів будується за отриманими значеннями (рис. 23)

$M_{Ed,max}$ та $M_{Ed,min}$

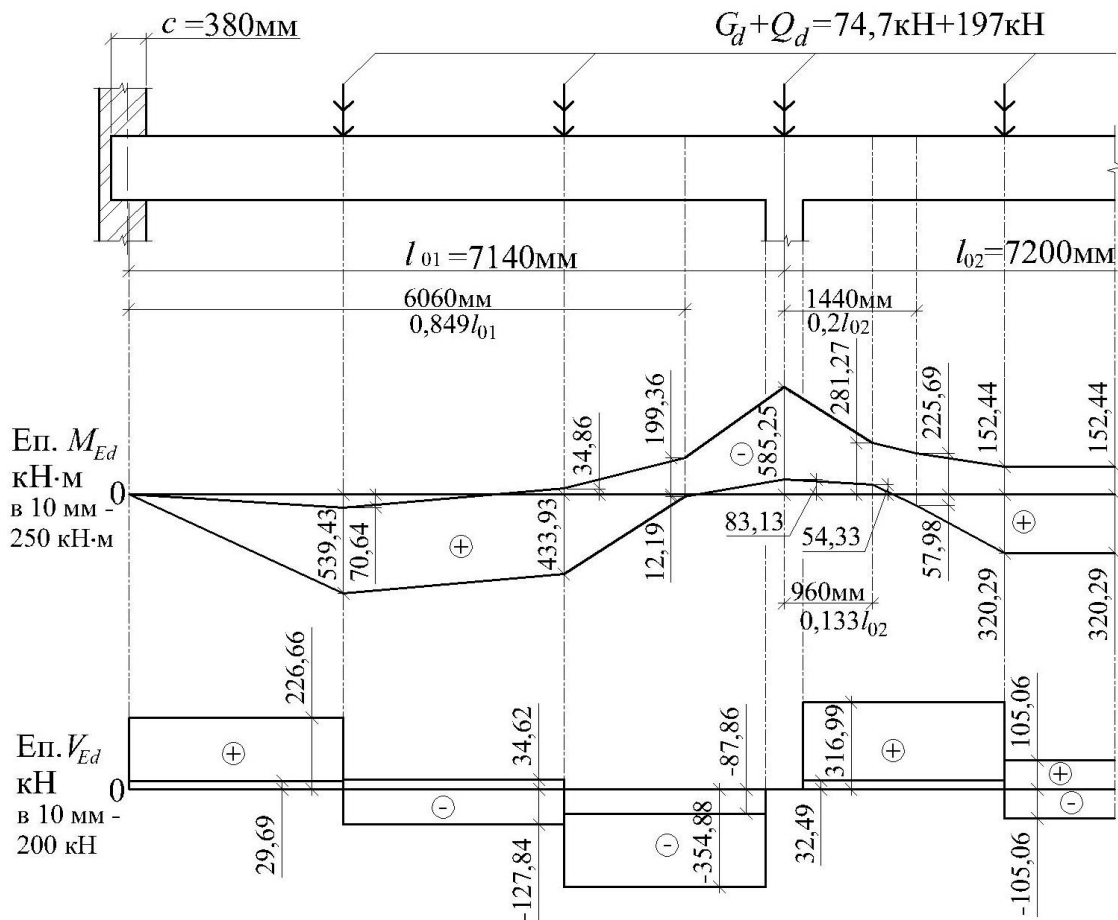


Рис. 23. Обвідні епори M_{Ed} та V_{Ed} головної балки

Розрахунок зведено до табл. 15.

Таблиця 15

Ординати розрахункових згинальних моментів

$\frac{x}{l}$	Навантаження			Коефіцієнти			$G_d \cdot \alpha$	$Q_d \cdot \beta_1$	$Q_d \cdot \beta_2$	$G_d \cdot \alpha + Q_d \cdot \beta_1$	$G_d \cdot \alpha + Q_d \cdot \beta_2$	Згинальні моменти, $\text{kN}\cdot\text{m}$	
	G_d	Q_d	l_0	α	β_1	β_2						$M_{Ed,max}$	$M_{Ed,min}$
	kN	kN	m										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,333	76,3	197	7,14	0,2444	0,2889	0,0444	18,64	56,91	8,75	75,55	9,89	539,43	70,64
0,667				0,1555	0,2444	0,0889	12,63	48,14	17,51	60,77	-4,98	433,93	-34,86
0,849				-0,075	0,0377	0,1127	-5,72	7,43	22,20	1,71	-27,92	12,19	-199,36

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1,0	76,3	197	7,17	-0,2667	0,0444	0,3111	-20,34	8,75	61,28	-11,59	-81,62	-83,13	-585,25
1,133	76,3	197	7,20	-0,1333	0,0133	0,1467	-10,17	2,62	28,90	-7,55	-39,06	-54,33	-281,27
1,20				-0,0667	0,0667	0,1333	-5,09	13,14	26,26	8,05	-31,35	57,98	-225,69
1,333				0,0667	0,2	0,1333	5,09	39,40	26,26	44,49	-21,17	320,29	-152,44
1,50				0,0667	0,2	0,1333	5,09	39,40	26,26	44,49	-21,17	320,29	-152,44

7.5. Визначення поперечних сил

Ординати епюр поперечних сил головної балки визначаються за формулами:

$$V_{Ed,max} = G_d \cdot \gamma + Q_d \cdot \delta_1;$$

$$V_{Ed,min} = G_d \cdot \gamma + Q_d \cdot \delta_2,$$

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			$G_d \cdot \gamma$	$Q_d \cdot \delta_1$	$Q_d \cdot \delta_2$	Поперечна сила кН	
		G_d , кН	Q_d , кН	γ	δ_1	δ_2				$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,min}$
1	I	76,3	197	0,7333	0,8667	0,1332	55,93	170,73	26,24	226,66	29,69
	II			-0,2667	0,279	0,5457	-20,34	54,96	107,50	34,62	-127,84
	III			-1,2667	0,0444	1,3111	-96,61	8,75	258,28	-87,86	-354,88
2	IV	76,3	197	1	1,222	0,2222	76,27	240,72	43,77	316,99	32,49
	V			0	0,5333	0,5333	0,00	105,06	105,06	105,06	-105,06

Площа робочої арматури на опорі B визначається за величиною моменту, який діє в площині грані опори M'_{EdB} :

$$M'_{EdB} = M_{Ed} - V_{Ed} \cdot \frac{h_c}{2},$$

де $M_{Ed} = 585,25$ кН·м – осьовий момент на опорі B ;

$V_{Ed} = 316,99$ кН – поперечна сила на опорі B , з правого боку;

$h_c = 0,4$ м – розмір поперечного перерізу колони, приймається попередньо.

Таким чином,

$$M'_{EdB} = M_{Ed} - V_{Ed} \cdot \frac{h_c}{2} = 585,25 - 316,99 \cdot \frac{0,4}{2} \text{ кН}\cdot\text{м} = 521,85 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Якщо головна балка має чотири прольоти, аналогічно визначається момент (табл. 14, додаток Б), який діє в площині грані опори C , тобто

$$M'_{EdC} = M_{Ed} - V_{Ed} \cdot \frac{h_c}{2}.$$

Поперечний переріз головної балки – тавр.

7.6. Визначення розмірів поперечного перерізу головної балки

Робоча висота балки визначається за формулою

$$d = \sqrt{\frac{M}{\bar{\sigma}_m \cdot f_{cd} \cdot b_w}},$$

$M = M'_{EdB} = 521,85 \cdot 10^6$ Н·мм – момент, який діє в площині грані опори B .

З урахуванням досвіду проектування геометричні параметри перерізу будуть оптимальними при $\xi = \frac{x}{d} = 0,35$. Використовуючи таблицю коефіцієнтів (табл. 8, додаток Б) значенню $\xi = 0,35$ відповідає $\bar{\sigma}_m = 0,241$.

Тоді

$$d = \sqrt{\frac{M}{\bar{\sigma}_m \cdot f_{cd} \cdot b_w}} = \sqrt{\frac{521,85 \cdot 10^6}{0,241 \cdot 11,5 \cdot 300}} = 792,2 \text{ мм}.$$

Повна висота балки $h = d + a = 792,2 + 60 = 852,2$ мм,

де $a = 60$ мм – відстань від нижньої грані перерізу до центру ваги робочої арматури.

Приймаємо розміри балки $b_w \times h = 300 \times 900$ мм.

Уточнюємо робочу висоту:

– у прольоті $d = h - a = 900 - 60 = 840$ мм;

– на опорі $d = h - d' = 900 - 100 = 800$ мм,

де $d' = 100$ мм – відстань від верхньої грані перерізу до центру ваги верхньої робочої арматури.

Розрахункова ширина полиці не може перевищувати значення b_{eff} , яке визначається в залежності від умовного прольоту l_0 (рис. 24) за формулою:

$$b_{eff} = b_w + 2b_{eff1} \leq \frac{1}{3}l_{r0}.$$

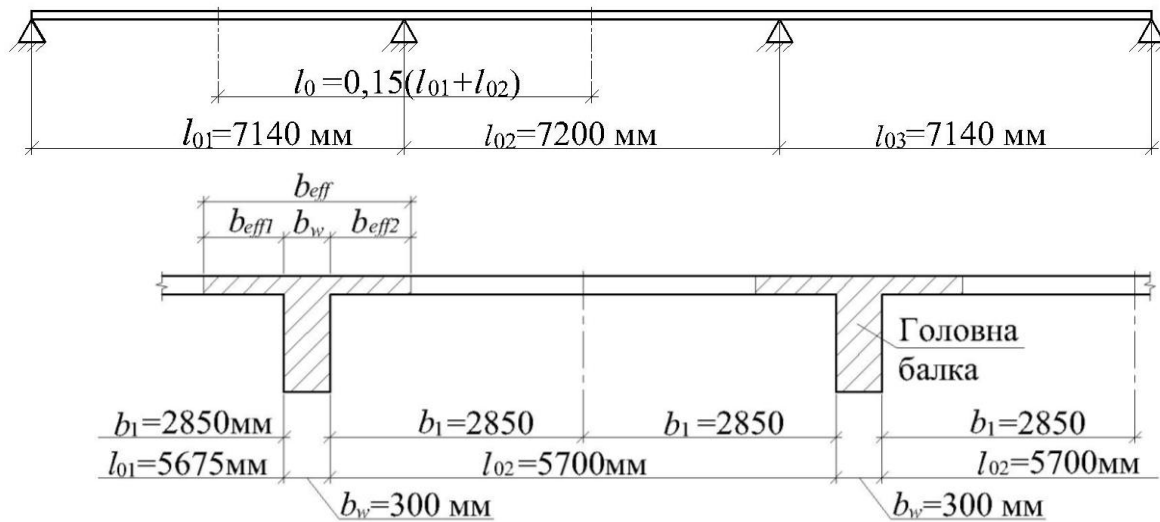


Рис. 24. До визначення умовного прольоту головної балки l_0 і ширини полиці b_{eff}

Визначимо умовний проліт головної балки

$$l_0 = 0,15(l_{01} + l_{02}) = 0,15(7140 + 7200) = 2191,5 \text{ мм.}$$

Враховуючи незначну відмінність розмірів звівів, приймаємо $b_{eff1} = b_{eff2}$, таким чином

$$b_{eff1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0,$$

$$b_{eff1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 2850 + 0,1 \cdot 2191,5 = 789,15 \text{ мм} > 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 2191,5 = 438,3 \text{ мм.}$$

Умова не виконується. Приймаємо $b_{eff1} = 438,3$ мм.

Ширина полиці

$$b_{eff} = b_w + 2b_{eff1} = 300 + 2 \cdot 438,3 = 1176,6 \text{ мм} < \frac{1}{3} \cdot 7200 = 2400 \text{ мм.}$$

Приймаємо $b_{eff} = 1200$ мм.

Розраховуючи поздовжню арматуру на опорах і в прольотах на дію від'ємних моментів, приймаємо ширину перерізу рівною ширині ребра балки, тобто $b_w = 300$ мм.

7.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу балки

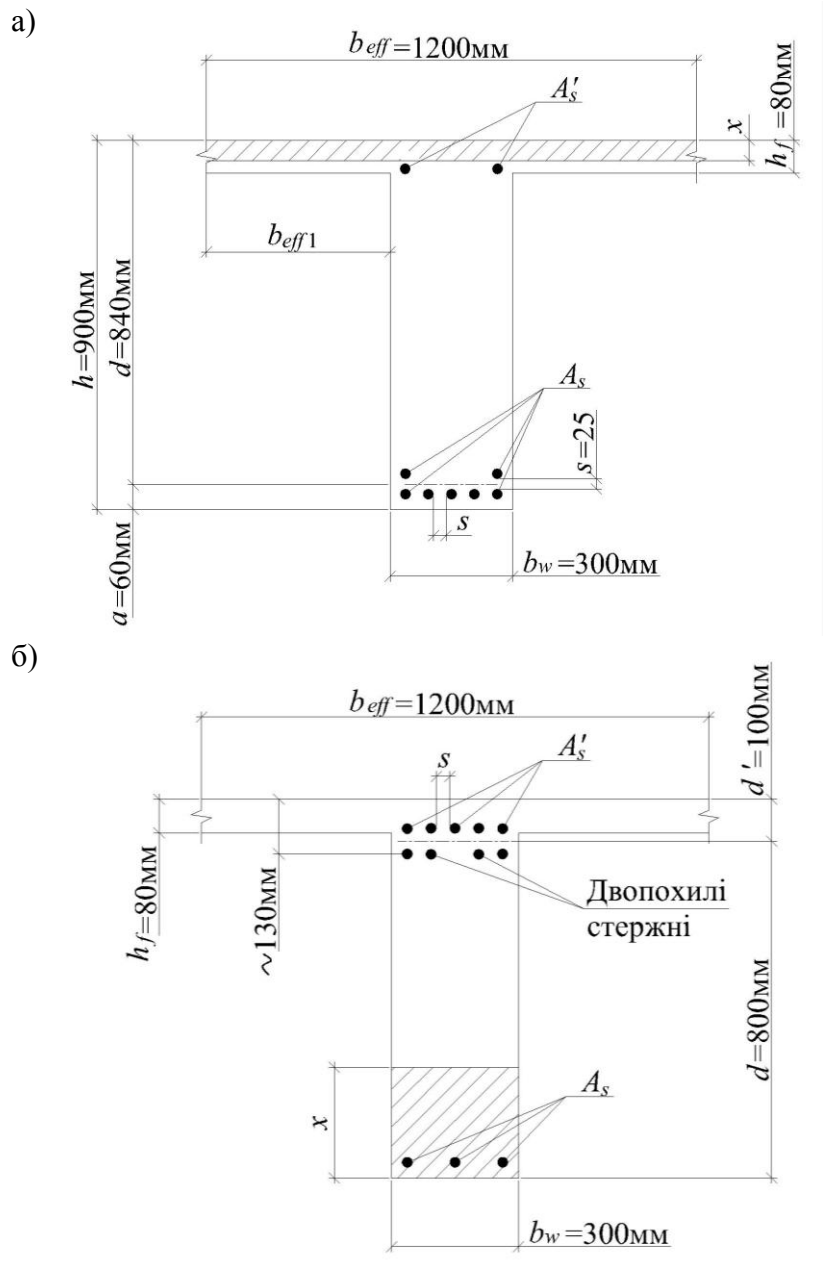
Обчислюємо величину моменту, який сприймається полицею:

$$M_f = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 11,5 \cdot 1200 \cdot 80 \cdot \left(840 - \frac{80}{2} \right) = 883,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 883,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Якщо $M_{Ed} = 539,43$ кН·м $< M_f = 883,2$ кН·м, то нейтральна вісь буде знаходитись в межах полиці і переріз розраховується як прямокутний з розмірами $b_{eff} \times h = 1200 \times 900$ мм.

7.8. Визначення робочої арматури головної балки

Армування головної балки передбачається в'язаними каркасами. Арматурні стержні в прольотах і на опорах (рис. 25) приймаємо одного діаметра. Розрахунок зводимо до табл. 17.



Розрахунок робочої арматури головної балки

Елемент балки	$M \cdot 10^6, \text{Н}\cdot\text{мм}$	$d = h - a(d)$	$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	ζ	Необхідна площа арматури $A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \zeta}, \text{мм}^2$	Прийнята арматура	
						кількість стержнів	$A_s, \text{мм}^2$
Пр 1	539,43	840	$\frac{539,43 \cdot 10^6}{1200 \cdot 840^2 \cdot 11,5} = 0,055$	0,971	$\frac{539,43 \cdot 10^6}{365 \cdot 840 \cdot 0,971} = 1811,9$	7	$\text{Ø}20\text{A}400\text{C}$ 2199
Пр 2	320,29	840	$\frac{320,29 \cdot 10^6}{1200 \cdot 840^2 \cdot 11,5} = 0,032$	0,983	$\frac{320,29 \cdot 10^6}{365 \cdot 840 \cdot 0,983} = 1058,4$	4	$\text{Ø}20\text{A}400\text{C}$ 1256
	152,43	800	$\frac{152,43 \cdot 10^6}{300 \cdot 840^2 \cdot 11,5} = 0,069$	0,964	$\frac{152,43 \cdot 10^6}{365 \cdot 800 \cdot 0,964} = 541,5$	2	$\text{Ø}20\text{A}400\text{C}$ 628
Оп В	521,85	800	$\frac{521,85 \cdot 10^6}{300 \cdot 840^2 \cdot 11,5} = 0,236$	0,863	$\frac{521,85 \cdot 10^6}{365 \cdot 800 \cdot 0,863} = 2070,8$	7	$\text{Ø}20\text{A}400\text{C}$ 2199

7.9. Розрахунок міцності похилих перерізів

У випадку армування балки в'язаними каркасами міцність похилого перерізу забезпечується сумісною роботою вертикальної і похилої поперечної арматури з кутом нахилу $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ (рис. 26).

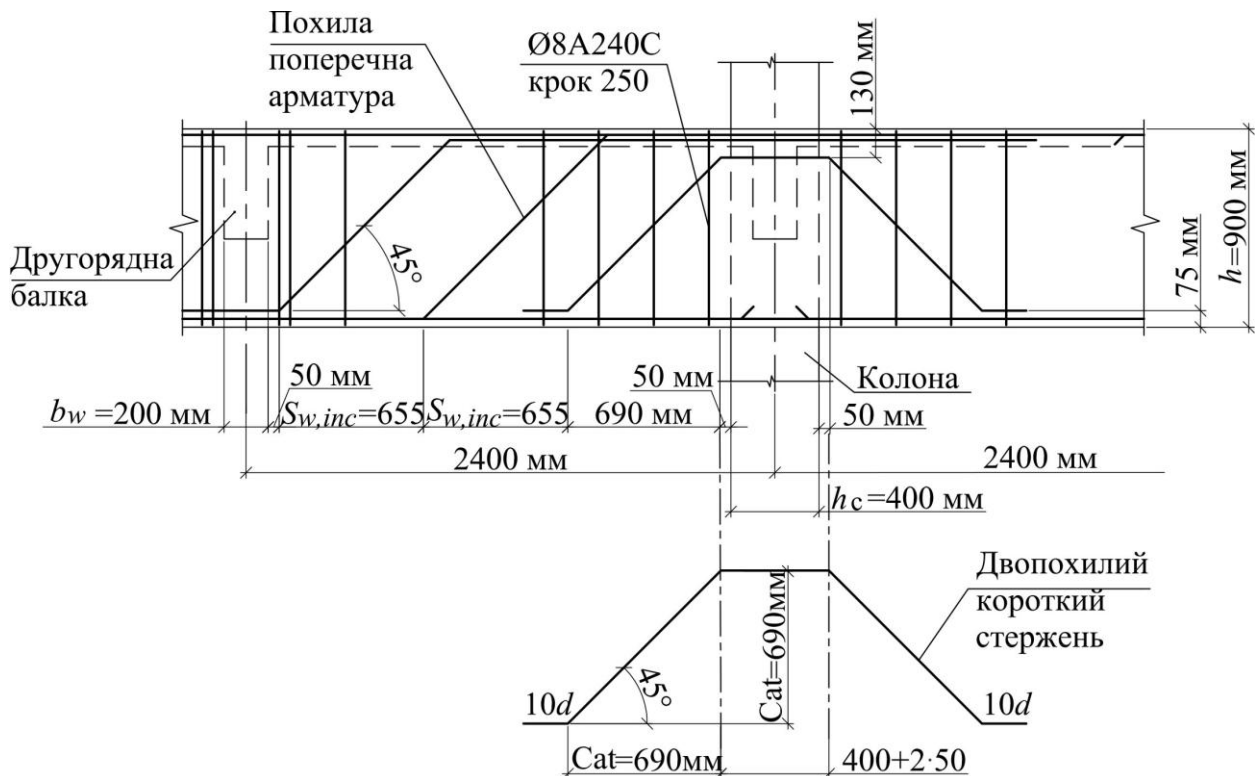


Рис. 26. Схема армування балки похилою та вертикальною поперечною арматурою

За рекомендацією норм проектування 50-60% розрахункової поперечної сили передається на поперечну вертикальну арматуру, а інша частина – на відігнуту поперечну арматуру.

$$\text{Тобто, } V_{Ed} = V_{Rd,S} + V_{Rd,inc},$$

де V_{Ed} – розрахункова величина поперечної сили, яка діє на ділянці між опорою і зосередженою силою по довжині балки.

$V_{Rd,S} \geq 0,5V_{Ed}$ – частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає тільки вертикальна поперечна арматура.

$V_{Rd,inc}$ – частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає поперечна похила (відігнута) арматура.

Необхідна площа поперечної вертикальної арматури визначається з урахуванням попередньо призначеного кроку S_w за рекомендаціями:

1. $S_w = \frac{1}{3}d$,
2. $S_w \leq 500$ мм,
3. $S_w \leq S_{w,max} = 0,75d$,

де d – робоча висота перерізу.

Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури: 100 мм; 125 мм; 150 мм; 250 мм.

На припорних ділянках крок поперечної арматури

$$S_w = \frac{1}{3}d = \frac{1}{3}800 = 266,6 \text{ мм.}$$

Приймаємо $S_w = 250$ мм.

На середніх ділянках балки

$$S_w = \frac{3}{4}d = \frac{3}{4}800 = 600 \text{ мм.}$$

Приймаємо $S_w = 500$ мм.

В головній балці на ділянках між опорою та найближчою другорядною балкою діє постійна поперечна сила. На цих ділянках поперечну вертикальну і похилу арматуру встановлюють відповідно з однаковим постійним кроком (рис. 26).

$$\text{Крок відігнутих стержнів } S_{w,inc} = \frac{l_{II} - \left(2 \cdot 50 + \frac{b_w}{2} + \frac{h_c}{2} + Cat \right)}{2};$$

де $l_{II} = 2400$ мм – проліт середньої плити,

$b_w = 200$ мм – ширина другорядної балки,

$h_c = 400$ мм – розмір перерізу колони (попередньо),

$$Cat = h_{\Gamma\delta} - \left(a + \frac{s_1}{2} + \frac{d_s}{2} \right) - 130 = 900 - \left(60 + \frac{25}{2} + \frac{20}{2} \right) - 130 = 687,5 \text{ мм,}$$

приймаємо $Cat = 690$ мм – це катет трикутників двопохилого стержня, який визначається за висотою балки, зменшеної на відстані від нижньої і верхньої граней до центру ваги перерізу двопохилого стержня (рис. 25).

З урахуванням визначених параметрів крок відігнутих стержнів дорівнює

$$S_{w,inc} = \frac{l_{II} - \left(2 \cdot 50 + \frac{b_w}{2} + \frac{h_c}{2} + Cat\right)}{2} = \frac{2400 - \left(2 \cdot 50 + \frac{200}{2} + \frac{400}{2} + 690\right)}{2} = 655 \text{ мм.}$$

Приймаємо $S_{w,inc} = 655$ мм.

З урахуванням рекомендацій визначаємо величину поперечної сили, яка передається на поперечну вертикальну арматуру:

$$V_{Ed,S} = 0,5V_{Ed} = 0,5 \cdot 354,88 = 177,44 \text{ кН.}$$

Приймаємо $V_{Ed,S} = 180$ кН.

Визначаємо площу вертикальної поперечної арматури з прийнятим кроком $S_w = 250$ мм:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed,S} \cdot S_w}{z \cdot f_{ywd} \cdot 0,8 \cdot \cot\theta}$$

де $z = 0,9d = 0,9 \cdot 840 = 756$ мм – умовне плече внутрішньої пари сил, 0,8 – передбачений нормами знижуючий коефіцієнт розрахункового опору арматури.

Отже, площа вертикальної поперечної арматури

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed,S} \cdot S_w}{z \cdot f_{ywd} \cdot 0,8 \cdot \cot\theta} = \frac{180 \cdot 10^3 \cdot 250}{756 \cdot 170 \cdot 0,8 \cdot 2,5} = 175 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 4Ø8A240C з кроком 250 мм. $A_{sw} = 201 \text{ мм}^2$.

Обчислена площа поперечної вертикальної арматури повинна бути не менше $A_{sw,min}$:

$$A_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} S_w b_w = \frac{0,08\sqrt{15}}{240} \cdot 250 \cdot 300 = 96,8 \text{ мм}^2.$$

$A_{sw,min} = 96,8 \text{ мм}^2 < A_{sw} = 201 \text{ мм}^2$. Умова виконується.

Опір зрізу прийнятої вертикальної арматури в одній площині визначається за формулою:

$$V_{Rd,S} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot 0,8 \cdot \cot\theta}{S_w} = \frac{201 \cdot 756 \cdot 170 \cdot 0,8 \cdot 2,5}{250} = 206660 \text{ Н.}$$

$$V_{Rd,S} = 206,66 \text{ кН} > 0,5V_{Ed} = 0,5 \cdot 354,88 = 177,44 \text{ кН.}$$

Визначаємо величину поперечної сили, яка сприймається похилою поперечною арматурою на відповідних ділянках головної балки і площу похилих стержнів. Результати розрахунку зводимо до табл. 18.

Визначення площі відігнутих стержнів

Ділянка балки	$V_{Ed} \cdot 10^3$, Н	$V_{Rd,S} \cdot 10^3$, Н	$V_{Ed,inc} =$ $= V_{Ed} - V_{Rd,S}$, Н	Розрахункова площа $A_{s,inc} = \frac{V_{Ed,inc} \cdot S_{w,inc}}{z \cdot 0,8 \cdot f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}$ мм ²	Прийнята арматура	
					Кількість стержнів	$A_{s,inc}$, мм ²
I	226,66	206,66	$226,66 \cdot 10^3 -$ $- 206,66 \cdot 10^3 =$ $= 20 \cdot 10^3$	$\frac{20 \cdot 10^3 \cdot 655}{756 \cdot 0,8 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = 30,7$	1Ø20 A400C	314,2
II	127,84	129,16	-	Міцність забезпечена хому- тами	-	-
III	354,88	206,66	$354,88 \cdot 10^3 -$ $- 206,66 \cdot 10^3 =$ $= 148,22 \cdot 10^3$	$\frac{148,22 \cdot 10^3 \cdot 655}{756 \cdot 0,8 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = 227,6$	1Ø20 A400C	314,2
IV	316,99	206,66	$316,99 \cdot 10^3 -$ $- 206,66 \cdot 10^3 =$ $= 110,33 \cdot 10^3$	$\frac{110,33 \cdot 10^3 \cdot 655}{756 \cdot 0,8 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = 169,4$	1Ø20 A400C	314,2
V	105,06	129,16	-	Міцність забезпечена хому- тами	-	-

Визначаємо опір зрізу вертикальної поперечної арматури в середніх ділянках балки.

Більша величина поперечної сили в середніх ділянках складає $V_{Ed} = V_{Ed,S} = 127,84 \cdot 10^3$ Н.

Попередньо призначаємо крок поперечної вертикальної арматури $S_w = 500$ мм.

Площа поперечної арматури 4Ø8A240C становить $A_{sw} = 201$ мм².

Опір зрізу зазначеної арматури визначається за формулою:

$$V_{Rd,S} = V_{Ed,S} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot 0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}{S_w} = \frac{201 \cdot 756 \cdot 0,8 \cdot 170 \cdot 2,5}{500} = 103,33 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Як бачимо, при $V_{Rd,S} = 103,33 \cdot 10^3$ Н < $V_{Ed} = 127,84 \cdot 10^3$ Н міцність похилих перерізів середніх ділянок балки не забезпечена. Зменшуємо крок поперечної арматури $S_w = 400$ мм і знову визначаємо опір зрізу поперечної арматури:

$$V_{Rd,S} = V_{Ed,S} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot 0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}{S_w} = \frac{201 \cdot 756 \cdot 0,8 \cdot 170 \cdot 2,5}{400} = 129,162 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Таким чином $V_{Rd,S} = 129,162 \cdot 10^3 \text{ Н} > V_{Ed} = 127,84 \cdot 10^3 \text{ Н}$, умова виконується і в середніх ділянках балки приймаємо чотириризні поперечні вертикальні стержні 4Ø8A240C з кроком $S_w = 400 \text{ мм}$.

Значення $V_{Rd,S} = 129,162 \cdot 10^3 \text{ Н}$ заносимо в табл. 18.

7.10. Розрахунок на відрив

У місцях з'єднання другорядної балки з головною виникає необхідність постановки додаткової поперечної арматури (рис. 27) з метою запобігання відриву розтягнутої зони головної балки.

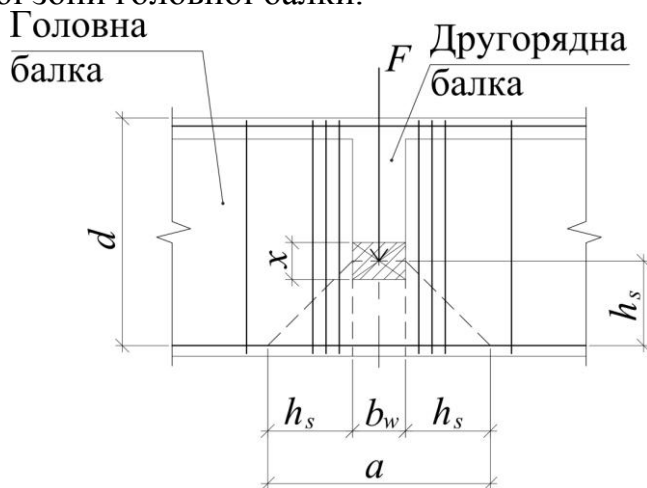


Рис. 27. До розрахунку головної балки на відрив

Площу поперечної арматури по довжині ділянки відриву визначаємо за формулою

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \left(1 - \frac{h_s}{d}\right)}{f_{ywd}},$$

де $h_s = d - \left(h_{дб} - \frac{x}{2}\right) = 840 - \left(500 - \frac{139,5}{2}\right) = 409,75 \text{ мм}$ – відстань від центру ваги робочої арматури до точки прикладання рівнодіючої зусилля стиснутої зони перерізу другорядної балки – $\frac{x}{2}$ (де $x = \xi d_{дб} = 0,31 \cdot 450 = 139,5 \text{ мм}$).

Відносна висота стиснутої зони ξ визначається за величиною α_m (табл. 8, додаток Б). Відповідно коефіцієнт $\alpha_m = 0,216$ приведений в табл. 11, оп.В.

Довжина зони відриву $a = 2h_s + b_w = 2 \cdot 409,75 + 200 = 1010,5 \text{ мм}$.

Опорна реакція другорядної балки

$$V_{Ed} = V_{EdB}^I + V_{EdB}^{II} = 148,46 + 124,26 = 272,7 \text{ кН}.$$

Визначаємо площу поперечної арматури на довжині ділянки відриву a :

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \left(1 - \frac{h_s}{d}\right)}{f_{ywd}} = \frac{272,7 \cdot 10^3 \left(1 - \frac{409,75}{840}\right)}{170} = 821,31 \text{ мм}^2.$$

Кількість поперечних стержнів приймаємо парною з діаметром $d_s \geq 10$ мм і встановлюємо в межах ділянок a – ліворуч та праворуч від граней другорядної балки. Приймаємо $8\emptyset 12A240C$ $A_{sw} = 905$ мм² по $4\emptyset 12A240C$ з кроком 50 мм, тобто по два двохгілчастих хомути з кожної грані.

7.11. Принцип побудови епюри матеріалів

Міцність балки на дію згинального моменту буде забезпечена, якщо виконується умова

$$M_{Ed} \leq M_u.$$

Балку армуємо поздовжньою робочою арматурою з урахуванням зміни згинального моменту. У прольотах балки арматура визначається за максимальним моментом. У напрямі до опори згинальні моменти прольоту зменшуються, отже, доцільно частину стержнів відігнути та перевести у верхню частину перерізу для забезпечення міцності на дію згинального моменту.

За результатами розрахунків будуюмо епюру згинальних моментів M_{Ed} та M_u , які сприймає арматура.

7.12. Визначення розрахункової довжини анкерування робочих стержнів, що обриваються, l_{bd}

Робочі поздовжні стержні, що обриваються, необхідно заводити за місце їх теоретичного обриву на величину l_{bd} . Довжина анкерування залежить від класу арматури і величини напружень зчеплення арматури з бетоном.

Визначимо розрахунковий опір бетону розтягу

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}} = \frac{1,3}{1,5} = 0,87 \text{ МПа.}$$

Гранична величина напружень зчеплення арматури з бетоном:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd},$$

де $z_1 = 1,0$ – коефіцієнт при якісному бетонуванні елемента;

$z_2 = 1,0$ – коефіцієнт при діаметрі арматури, 12...32 мм.

Таким чином

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,87 = 1,575 \text{ МПа.}$$

В нашому випадку армування головної балки поперечна вертикальна арматура не приварена до поздовжньої робочої. Через це базова величина анкерування буде співпадати з розрахунковою.

Отже розрахункова довжина анкерування:

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{d_s \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$

де $d_s = 20$ мм – діаметр робочої арматури;
 $\sigma_{sd} = f_{yd} = 365$ МПа – напруження в стержні в місці теоретичного обриву.

Таким чином

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{d_s \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{20 \cdot 365}{4 \cdot 1,575} = 1158,7 \text{ мм.}$$

Приймаємо 1150 мм.

Крім того, повинна виконуватись умова:

$$l_{bd} = 1150 \geq l_{b,\min} \geq \max \{ 3l_{b,rqd}; 10d_s; 100\text{мм} \}.$$

Умова виконується.

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

Армуючи головну балку в'язаними каркасами з поздовжньою робочою арматурою, прямолінійні та відігнуті стержні приймають діаметром не менше 12 мм, монтажні (конструктивні) – діаметром 12 мм.

У разі використання 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 за умови, що другий ряд заповнений прямолінійними та відігнутими стержнями.

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

За умови анкерування стержнів не менше 50 % прольотної арматури і не менше двох стержнів – у випадку двогілчастих хомутів повинно бути заведено за грані опори.

Для балки висотою 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 1/4 діаметра поздовжніх робочих стержнів. У місцях перегину і загину кінців хомутів передбачаються поздовжні стержні.

При використанні двогілчастих хомутів 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.

У прольотах і при дії короткочасного навантаження до 3 кН/м^2 хомути приймають відкритими, за наявності розрахункової арматури в стиснутій зоні і короткочасного навантаження більше 3 кН/м^2 – замкнутими.

У разі обпирання 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: для її висоти до 800 мм – 45° , а більше – 60° .

Відігнуті стержні влаштовують із числа нижньої прольотної арматури.

Для балки шириною 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 надопорної поздовжньої арматури.

Відігнуті стержні враховують як надопорну арматуру, якщо початок відгину від грані опори дорівнює $0,5d$ і більше.

Відігнуті стержні на крайній опорі (стіні) заводять за грань опори на величину не менше l_{bd} . На середніх опорах зазначені стержні заводять у суміжні прольоти і обривають відповідно розрахунку за величиною опорного згинального моменту.

Верхні кінці відігнутих стержнів, які не переведені через опору, мають довжину l_{bd} .

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

Загальний вигляд армування головної балки наведений на рис. 28.

Відстань між поздовжніми стержнями в чистоті:

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

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

Захисний шар:

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

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

$$c = 30 \text{ мм при } d_s \geq 30 \text{ мм.}$$

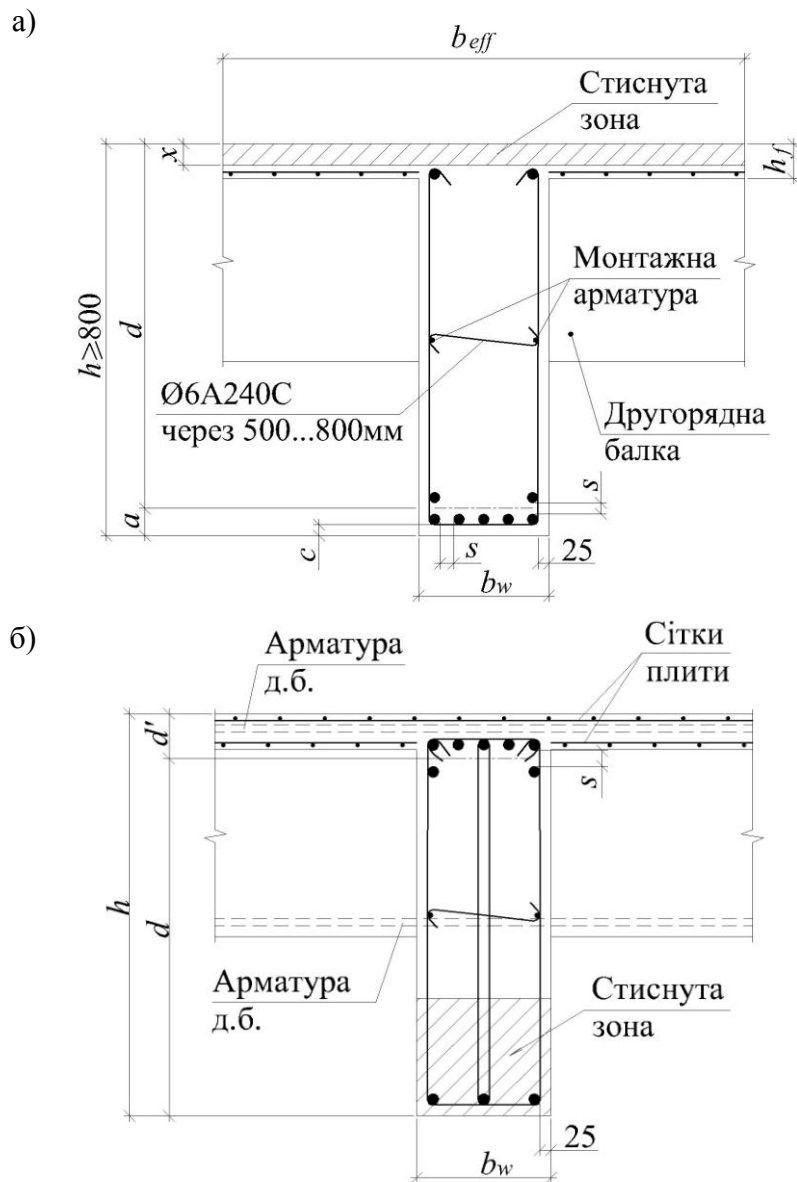


Рис. 28. Компоновка перерізів головної балки: а) у прольоті; б) на опорі

a – відстань від крайніх розтягнутих волокон до ц.в. арматури по нижній грані;

d' – відстань від крайніх розтягнутих волокон до ц.в. арматури на опорі по верхній грані. Визначається з урахуванням наявності арматури плити і другорядної балки.

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.

У разі неповного каркаса, колони розташовують у середніх рядах, а крайніми опорами балок є зовнішні стіни будівлі.

Форма поперечного перерізу колон за наявності випадкових ексцентриситетів – квадрат.

Рекомендовані такі розміри перерізу колон квадратної форми: 300×300 мм, 400×400 мм, 500×500 мм.

Вихідні дані:

а) бетон класу С20; $f_{cd} = 11,5$ МПа; $f_{ck} = 20$ МПа;

б) арматура поздовжня класу А400С, $f_{yd} = 365$ МПа; $f_{yk} = 400$ МПа;

арматура поперечна класу А240С;

висота поверху $H_{\Pi} = 4,8$ м;

вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_{\Pi} = 1,2$ кН/м²;

кількість поверхів будівлі $n_{\Pi} = 4$.

8.1. Вибір розрахункової схеми

Закріплення колони першого поверху приймають на рівні перекриття та у з'єднанні з фундаментом у вигляді защемлення (рис. 29).

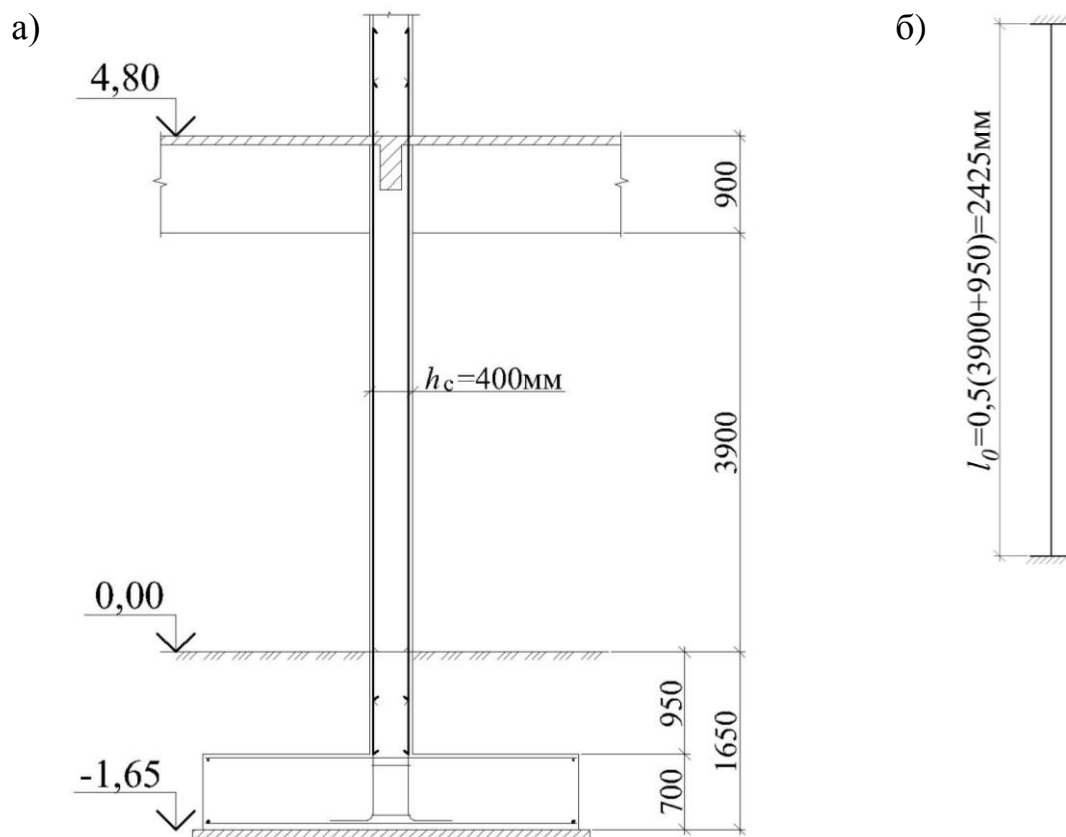


Рис. 29. До розрахунку колони: а) розміри колони; б) розрахункова схема колони

8.2. Визначення зусиль у колоні першого поверху

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

вий проект.

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

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

Визначення зусиль на колону першого поверху зводиться до табл. 19, 20.

Таблиця 19

Визначення зусиль на колону

Пор. №	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН
1	2	3	4	5
I. Постійне навантаження				
1	Підлога $q_{п} \cdot l_{ГБ} \cdot l_{дб} \cdot n_{п} =$ $= 1,2 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot 4 = 207,36$	207,36	1,3	269,57
2	Залізобетонна плита $h_f \cdot l_{ГБ} \cdot l_{дб} \cdot n_{п} \cdot c =$ $= 1,08 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot 4 \cdot 25 = 345,6$	345,60	1,1	380,16
3	Ребра другорядних балок $\left(l_{дб} - h_f \right) \cdot b_w \cdot l_{дб} \cdot n_{дб} \cdot n_{п} \cdot c =$ $= (0,5 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 25 =$ $= 151,2$	151,2	1,1	166,32
4	Ребро головної балки $\left(l_{ГБ} - h_f \right) \cdot b_w \cdot l_{ГБ} \cdot n_{п} \cdot c =$ $= (0,9 - 0,08) \cdot 0,3 \cdot 7,2 \cdot 4 \cdot 25 =$ $= 177,12$	177,12	1,1	194,83
5	Колона $b_c \cdot h_c \cdot H_{п} \cdot n_{п} \cdot c =$ $= 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,8 \cdot 4 \cdot 25 = 76,8$	76,8	1,1	84,5
	Всього постійне:	958,88		1095,44
II. Тимчасове короткочасної дії				
1	Люди, матеріали в зоні обслуговування $1,5 \cdot l_{ГБ} \cdot l_{дб} \cdot \left(n_{п} - 1 \right) =$ $= 1,5 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot (4 - 1) = 194,4$	194,4	1,2	233,28
2	Сніг $s_0 \cdot l_{ГБ} \cdot l_{дб} = 1 \cdot 7,2 \cdot 6 = 43,2$	43,2	1,04	44,93
	Всього тимчасове короткочасної дії	237,6		278,21

1	2	3	4	5
III. Тимчасове довготривалої дії				
1	$\gamma_n - 1,5 \cdot l_{ГБ} \cdot l_{дб} \cdot \gamma_{п} - 1 = 2 - 1,5 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot (-1) = 1360,8$	1360,8	1,2	1632,96
	Всього тимчасове довготривалої дії	1360,8		1632,96

Таблиця 20

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

Пор. №	Вид навантаження	Характеристичне, кН	Розрахункове, кН
1	Постійне	$958,88 \cdot 0,95 = 910,94$	$1095,44 \cdot 0,95 = 1040,67$
2	Тимчасове короткочасної дії	$237,6 \cdot 0,95 = 225,72$	$278,21 \cdot 0,95 = 264,3$
3	Тимчасове довготривалої дії	$1360,8 \cdot 0,95 = 1292,76$	$1632 \cdot 0,95 = 1550,4$
4	Довготривалої дії (1+3)	$N_{ln} = 2203,7$	$N_l = 2591,07$
5	Повне (1+2+3)	$N_n = 2429,42$	$N = 2855,37$

8.3. Визначення розмірів поперечного перерізу колони і площі поперечної арматури

Площа поперечного перерізу колони визначається за формулою

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} + c f_{yd}},$$

де з урахуванням того, що величина c є невідомою, визначення розмірів поперечного перерізу здійснюється методом послідовних наближень. У формулі, в першому наближенні, приймаємо

$c = 0,02$ – коефіцієнт армування ($c_{\max} = 0,04$).

Таким чином, площа перерізу колони складає

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} + c f_{yd}} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{(1,5 + 0,02 \cdot 365)} = 151881,4 \text{ мм}^2.$$

Сторона перерізу колони

$$h_c = b_c = \sqrt{A_c} = \sqrt{151881,4} = 389,7 \text{ мм}$$

Приймаємо розміри перерізу колони $h_c \times b_c = 400 \times 400$ мм,
 $A_c = 160000 \text{ мм}^2$.

Визначимо гнучкість колони при поздовжньому згині:

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

де $l_0 = 0,5H$ – приведена (розрахункова) довжина колони;

H – відстань від обрізу фундаменту до низу головної балки, тобто $H = 3900 + 950 = 4850$ мм.

Отже, $l_0 = 0,5H = 0,5 \cdot 4850 = 2425$ мм.

$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$ – радіус інерції бетонного перерізу без тріщин,

$$i = \sqrt{\frac{b_c h_c^3}{12 \cdot b_c h_c}} = \sqrt{\frac{h_c^2}{12}} = \sqrt{\frac{400^2}{12}} = 115,47 \text{ мм.}$$

Таким чином, гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2425}{115,47} = 21,00.$$

Гранична величина гнучкості визначається за формулою $\lambda_{\text{lim}} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \sqrt{n}$.

Відповідно діючих норм значення коефіцієнтів такі:

$A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$.

Відносна осьова сила $n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{400^2 \cdot 11,5} = 1,55$.

Гранична гнучкість матиме величину:

$$\lambda_{\text{lim}} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \sqrt{n} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 1,7 \sqrt{1,55} = 32,59.$$

Умова $\lambda = 21,00 < \lambda_{\text{lim}} = 32,59$ виконується, значить колона жорстка.

Площу поздовжньої арматури колони визначаємо з використанням номограм, які рекомендовані Eurocode2.

Номограму, яку треба буде використати в розрахунку приймаємо за відношенням $\frac{d_2}{h_c}$ (додаток В),

де $d_2 = c + \frac{d_s}{2} = 30 + \frac{20}{2} = 40$ мм.

Тут c – захисний шар, d_s – діаметр арматури, прийнятий попередньо.

Отже, $\frac{d_2}{h_c} = \frac{40}{400} = 0,1$.

Розрахунковий момент, який виникає від можливих неточностей, визначаємо з урахуванням рекомендованої нормами ексцентриситету $e_1 = 20$ мм = 0,02 м.

Тоді

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_1 = 2855,37 \cdot 0,02 = 57,11 \text{ кНм.}$$

Аби скористатися відповідною номограмою визначимо

– відносний момент $\frac{M_{Ed}}{b_c h_c^2 f_{ck}} = \frac{57,11 \cdot 10^3}{400 \cdot 400^2 \cdot 20} = 0,045;$

– відносну поздовжню силу $\frac{N_{Ed}}{b_c h_c f_{ck}} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 20} = 0,89.$

За отриманими параметрами визначаємо числову величину відношення зусиль за номограмою при $\frac{d_2}{h_c} = 0,1:$

$$\frac{A_s \cdot f_{yk}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{ck}} = 0,5$$

звідси $A_s = \frac{0,5 \cdot b_c \cdot h_c \cdot f_{ck}}{f_{yk}} = \frac{0,5 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 20}{400} = 4000 \text{ мм}^2.$

Приймаємо 8Ø25A400С, $A_s = 3927 \text{ мм}^2.$

Фактичний коефіцієнт армування

$$\rho = \frac{A_s}{b_c \cdot h_c} = \frac{3927}{400 \cdot 400} = 0,024 < \rho_{\max} = 0,04.$$

Таким чином, розміри поперечного перерізу колони $b_c \times h_c = 400 \times 400 \text{ мм}$ і кількість стержнів 8Ø25A400С приймаються остаточно (рис. 30).

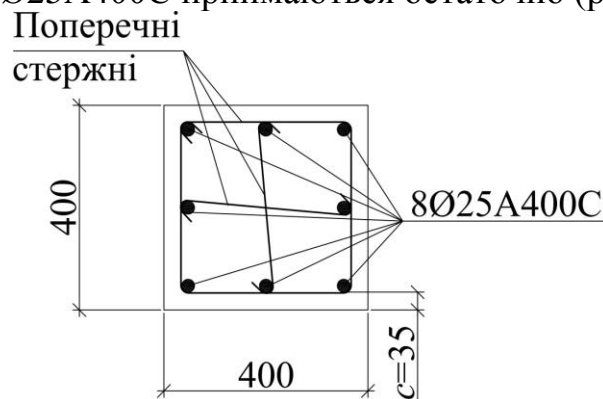


Рис. 30. Поперечний переріз колони

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОН

Розглянемо на прикладі армування колони окремими стержнями. В'язані каркаси утворюються з окремих стержнів, зв'язаних по висоті колони поперечними стержнями – хомутами (рис. 31).

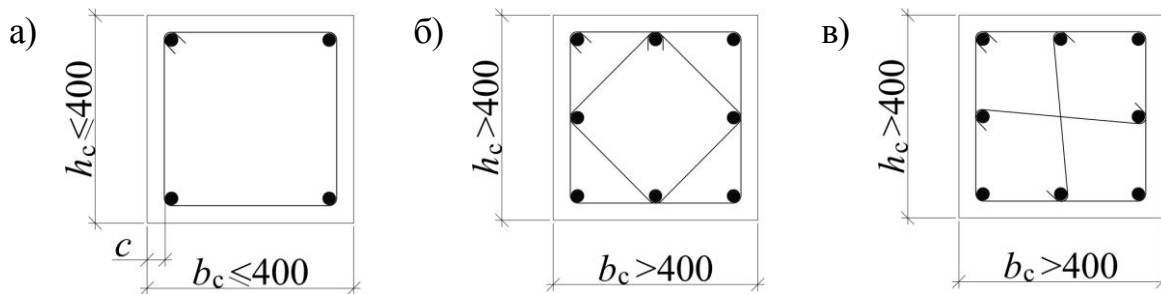


Рис. 31. Варіанти компоновки перерізу колони

Якщо розміри перерізу колони не перевищують 400 мм, а кількість стержнів у 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 хомутами – одним, розташованим паралельно сторонам перерізу, другим – під кутом 45° від середини перерізу, або шпильками (рис. 31, б, в).

Діаметр поздовжньої арматури приймають не менше 12 мм.

$$\text{Коефіцієнт армування } \rho = \frac{A_s}{b_c \cdot h_c} \leq \rho_{\max} = 0,04.$$

Захисний шар бетону $c = d_s + 10$ (де d_s – діаметр стержня).

Діаметр поперечної арматури приймають не меншим однієї з більших величин: 6 мм або 0,25 меншого діаметра поздовжніх стержнів.

Крок поперечної арматури по висоті колони рекомендується приймати меншим із наступних трьох величин:

- $20d_s$ (d_s – мінімальний діаметр поздовжньої арматури);
- менший розмір поперечного перерізу колони;
- 400 мм.

Крок поперечної арматури приймають з кратністю 50 мм з округленням в менший бік.

На ділянках з'єднання колони з іншими елементами (головною балкою чи фундаментом) крок поперечної арматури зменшують використанням коефіцієнта 0,6.

В межах з'єднання робочих стержнів напуском необхідно встановлювати мінімум три рівномірно розміщених поперечних стержня.

На одному рівні стикується не більше чотирьох стержнів.

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

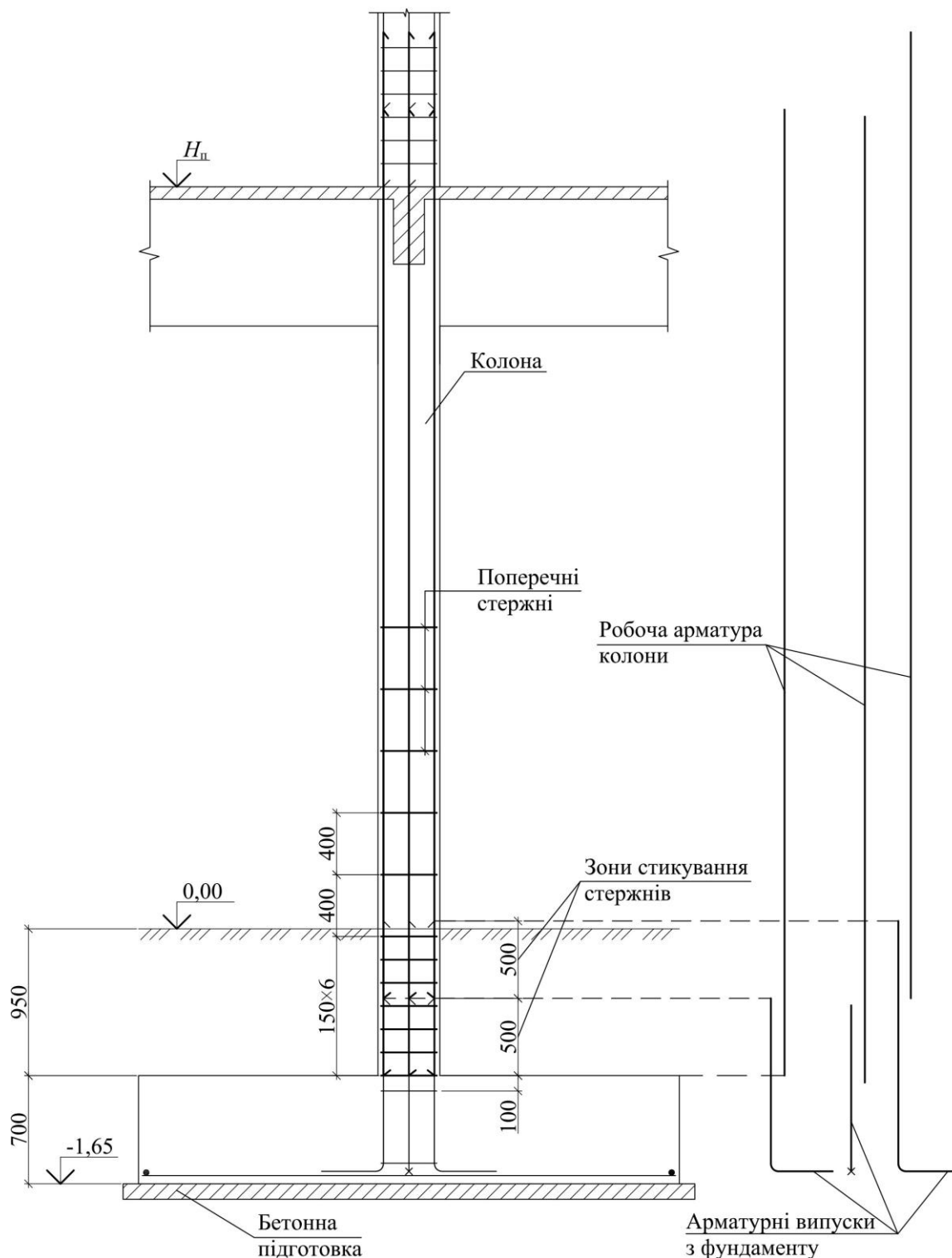


Рис. 32. Варіант армування колони в'язаними каркасами.

9. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТУ

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

За монолітного каркасу будівлі фундаменти влаштовують монолітними, але можна використовувати і збірні.

В прикладі розрахунку приведений центрально завантажений фундамент

з плоскою плитою.

Розміри фундаменту в плані та по висоті визначаються розрахунками. Конфігурація в плані – умовами прикладання навантаження і формою поперечного перерізу колони. За осової передачі навантаження плита фундаменту має квадратну форму.

Вихідні дані:

- а) бетон класу С20, $f_{ck}=15$ МПа, $f_{cd}=11,5$ МПа;
- б) арматура класу А400С, $f_{yd}=365$ МПа;
- в) умовний розрахунковий опір ґрунту $R_0=0,25$ МПа;
- г) глибина закладання фундаменту $H_1=1,65$ м.

9.1. Навантаження на фундамент

Навантаження на фундамент передається від колони. При цьому під подошвою фундаменту виникає реактивний відпір ґрунту основи.

Фундаментна плита є згинальним елементом, який має рівномірне навантаження по всій площині (реактивний відпір).

У результаті в перерізах плити виникають згинальні моменти і поперечні сили. Навантаження на фундамент приведені в табл. 20.

9.2. Визначення розмірів подошви фундаменту

Площа подошви фундаменту визначається за формулою

$$A_f = a_f \cdot b_f = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot H_1},$$

де $\gamma_{mt}=20$ кН/м³ – середня вага одиниці об'єму фундаменту та ґрунту над ним.

Таким чином,

$$A_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot H_1} = \frac{2429,42 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 10^6 - 20 \cdot 1,65 \cdot 10^3} = 11195000 \text{ мм}^2 = 11,19 \text{ м}^2.$$

Розміри подошви фундаменту в плані:

$$a_f = b_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{11,19} = 3,34 \text{ м.}$$

Приймаємо $a_f = b_f = 3500$ мм.

Фактична площа подошви фундаменту:

$$A_{f,tot} = 3,5 \times 3,5 = 12,25 \text{ м}^2.$$

9.3. Визначення висоти фундаментної плити

Середнє значення напруження в ґрунті під подошвою фундаменту від дії вертикального розрахункового навантаження визначається за формулою

$$q = \frac{N}{A_{f,tot}} = \frac{2855,37}{12,25} = \frac{2,85537 \cdot 10^6}{12,25 \cdot 10^6} = 0,2331 \text{ МПа.}$$

Максимальну міцність бетону на зріз рекомендується визначати за формулою

$$v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd},$$

де коефіцієнт зниження міцності бетону при зрізі $v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \leq 0,6$.

$$\text{Отже } v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{15}{250} \right] = 0,564 \leq 0,6.$$

Приймаємо $v = 0,564$.

Відповідно, $v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd} = 0,5 \cdot 0,564 \cdot 11,5 = 3,24$ МПа.

Мінімальна ефективна висота фундаментної плити за умови зрізу по периметру колони $u_0 = 400 \times 4 = 1600$ мм при $v_{Ed} = v_{Rd,max}$ матиме значення

$$d_{eff} = \frac{N}{v_{Rd,max} \cdot u_0} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{3,24 \cdot 1,6 \cdot 10^3} = 550,8 \text{ мм.}$$

Товщину плити приймаємо з урахуванням наявності бетонної підготовки під фундаментом, достатньої величини захисного шару $c = 35$ мм і арматурної сітки з арматурних стержнів орієнтовно $d_s = 20$ мм

$$h = d_{eff} + c + d_s = 550,8 + 35 + 20 = 605,8 \text{ мм.}$$

Оптимальну висоту плити за умови конструювання приймаємо $h = 700$ мм.

Уточнюємо корисну (середню) висоту плити

$$d_{eff} = h - c + d_s = 700 - 35 + 20 = 645 \text{ мм.}$$

Визначення розмірів периметрів продавлювання показано на рис. 33.

9.4. Визначення зусиль в перерізах фундаментної плити

Розрахунковий момент в перерізі I-I по грані колони:

$$M_{Ed_{I-I}} = 0,125q (l_f - h_c) b_f = 0,125 \cdot 233,1 (6,5 - 0,4) \cdot 3,5 = 980,04 \text{ кНм.}$$

Розрахунковий момент в перерізі II-II по грані периметру u_2 на відстані від грані колони $d_{eff} = 645$ мм:

$$M_{Ed_{II-II}} = 0,125q (l_f - a_2) b_f = 0,125 \cdot 233,1 (6,5 - 1,69) \cdot 3,5 = 334,1 \text{ кНм.}$$

Розрахунковий момент в перерізі III-III по грані базового консольного периметру u_1 на відстані від грані колони $2d_{eff} = 2 \cdot 645 = 1290$ мм:

$$M_{Ed_{III-III}} = 0,125q (l_f - a_1) b_f = 0,125 \cdot 233,1 (6,5 - 2,98) \cdot 3,5 = 27,58 \text{ кНм.}$$

Розрахункова поперечна сила в перерізі I-I:

$$V_{Ed_{I-I}} = N = 2855,37 \text{ кН.}$$

Розрахункова поперечна сила в перерізі II-II:

$$V_{Ed_{II-II}} = 0,5q (l_f - a_2) b_f = 0,5 \cdot 233,1 (6,5 - 1,69) \cdot 3,5 = 738,34 \text{ кН.}$$

Розрахункова поперечна сила в перерізі III-III:

$$V_{Ed_{III-III}} = 0,5q \cdot b_f - a_1 \cdot \bar{b}_f = 0,5 \cdot 233,1 \cdot (6,5 - 2,98) \cdot 3,5 = 212,12 \text{ кН.}$$

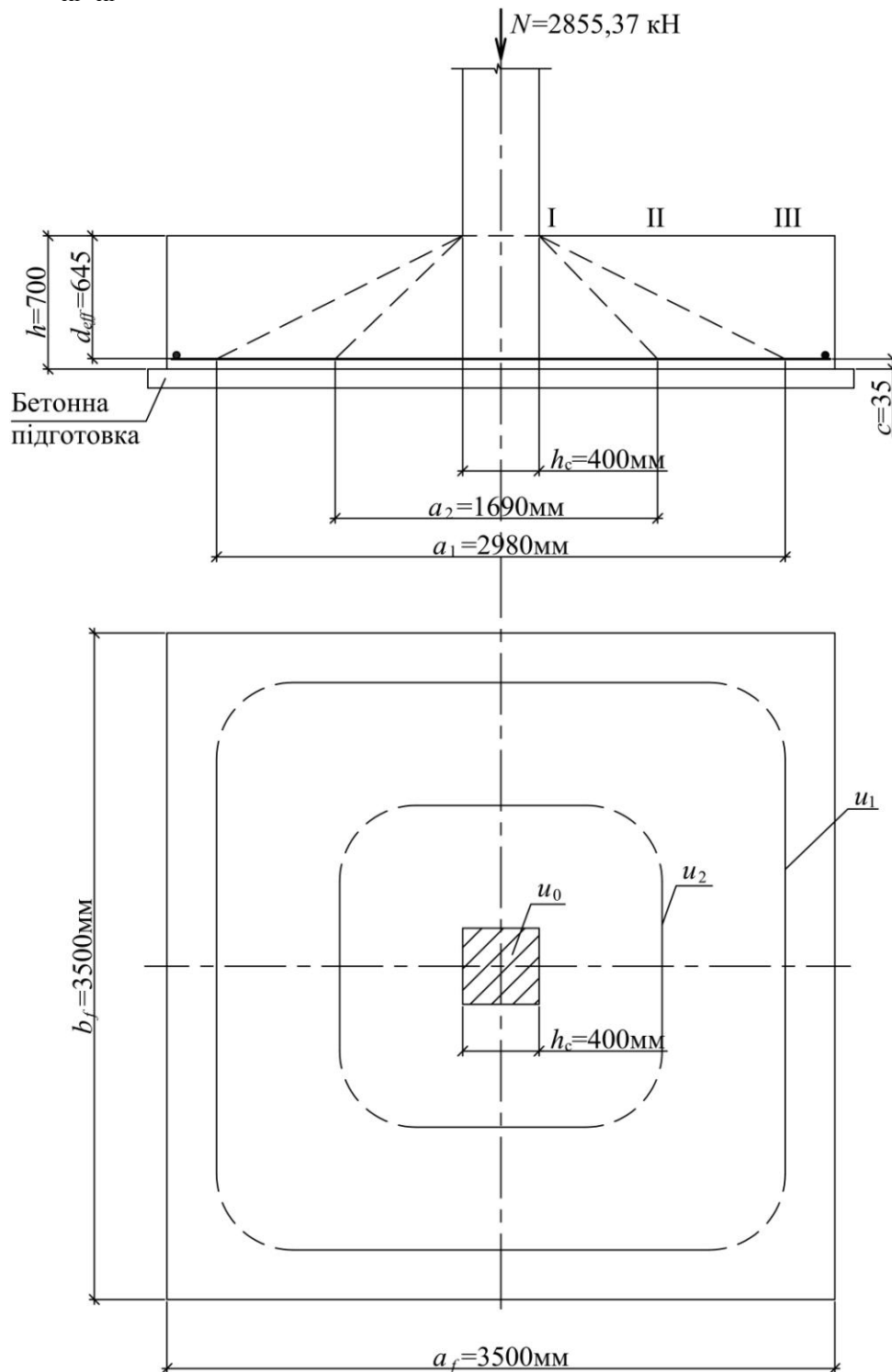


Рис. 33. До визначення розмірів периметрів продавлювання

9.5. Визначення площі перерізу робочої арматури

Площу арматури визначаємо за більшою величиною моменту, тобто моменту, який діє в перерізі I-I.

Визначимо табличний коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed_{I-I}}}{b_f \cdot d_{eff}^2 \cdot f_{cd}} = \frac{980,04}{3500 \cdot 645^2 \cdot 11,5} = 0,059.$$

За величиною $\alpha_m = 0,059$ приймаємо відповідне йому значення коефіцієнту $\zeta = 0,97$ (табл. 8 додатку Б).

Обчислюємо площу арматури

$$A_s = \frac{M_{Ed_{I-I}}}{f_{yd} \cdot d_{eff} \cdot \zeta} = \frac{980,04}{365 \cdot 645 \cdot 0,97} = 4291,6 \text{ мм}^2.$$

Кількість робочих стержнів приймаємо, виходячи з максимально допустимої відстані між стержнями, $s = 200$ мм

$$n = \frac{a_f - 2 \cdot 50}{s} + 1 = \frac{3500 - 100}{200} + 1 = 18 \text{ стержнів.}$$

Приймаємо 18Ø18A400C, $A_s = 4580 \text{ мм}^2$ із кроком 200 мм.

При компоновці сітки зазначена кількість стержнів приймається однаковою в обох напрямках. Крім того, повинна виконуватись умова

$$A_{s,\min} = c_{\min} \cdot b_f \cdot d_{eff} = 0,0013 \cdot 3500 \cdot 645 = 2934,75 \text{ мм}^2 < A_s = 4580 \text{ мм}^2.$$

Умова виконується.

9.6. Перевірка фундаментної плити за міцністю на продавлювання

Спочатку визначимо величини продавлюючих сил в межах відповідних периметрів продавлювання.

Розрахунок зводимо в таблицю 21.

Таблиця 21

Продавлюючі сили

№ перим	Довжина периметру і площа в межах периметру		Продавлююча сила по периметру продавлювання
	Довжина L_n , м	Площа S_n , м ²	
			$V_{Ed} = \zeta_f \cdot b_f \cdot s_n \cdot q$, кН
u_0	$4 \cdot h_c = 4 \cdot 0,4 = 1,6$	—	$\zeta_f \cdot 3,5 - 0 \cdot 233,1 = 2855,37$
u_2	$4 \cdot a_2 = 4 \cdot 1,69 = 6,76$	$a_2 \cdot b_2 = 1,69 \cdot 1,69 = 2,856$	$\zeta_f \cdot 3,5 - 2,856 \cdot 233,1 = 2189,74$
u_1	$4 \cdot a_1 = 4 \cdot 2,98 = 11,92$	$a_1 \cdot b_1 = 2,98 \cdot 2,98 = 8,88$	$\zeta_f \cdot 3,5 - 8,88 \cdot 233,1 = 785,55$

Визначимо коефіцієнти армування за взаємно перепендикулярними напрямками x і z при розрахункових висотах у напрямку y (рис. 34).

Висоти перерізів

$$d_x = d_{eff} + \frac{d_s}{2} = 645 + \frac{18}{2} = 654 \text{ мм,}$$

$$d_z = d_{eff} - \frac{d_s}{2} = 645 - \frac{18}{2} = 636 \text{ мм.}$$

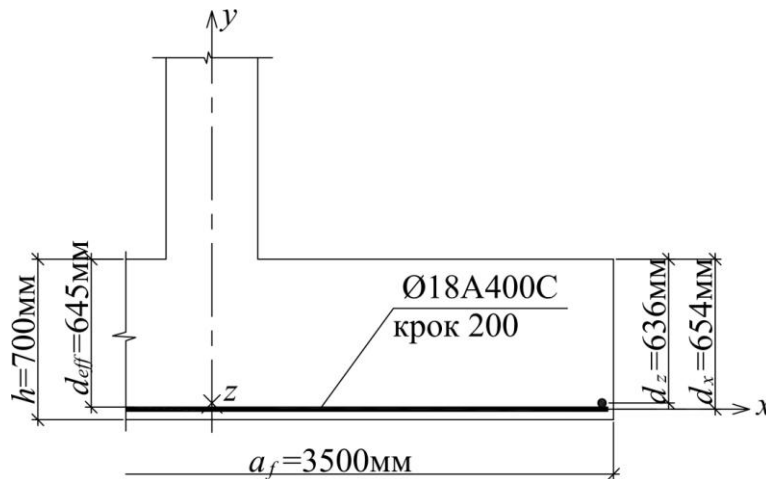


Рис. 34. Напрямки x , y та z для визначення коефіцієнтів армування

Коефіцієнти армування:

$$\text{а) в напрямі } x, c_x = \frac{A_s}{a_f \cdot d_x} = \frac{4580}{3500 \cdot 654} = 0,002,$$

$$\text{б) в напрямі } z, c_z = \frac{A_s}{a_f \cdot d_z} = \frac{4580}{3500 \cdot 636} = 0,00205.$$

Визначимо зведений коефіцієнт армування c_1

$$c_1 = \sqrt{c_x \cdot c_z} = \sqrt{0,002 \cdot 0,00205} = 0,002 \leq 0,2.$$

Умова виконується. Коефіцієнт армування є оптимальним.

9.6.1. Перевірка плити на зріз при продавлюванні колоною по контуру колони u_0

Напруження зрізу на площині зрізу по периметру u_0

$$n_{Rdc} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} = \frac{2855,37 \cdot 10^3}{1,60 \cdot 10^3 \cdot 645} = 2,767 \text{ МПа.}$$

Максимальний опір бетону на зріз визначимо за формулою:

$$\begin{aligned} n_{Rd,max} &= 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = \\ &= 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{15}{250}\right) \cdot 11,5 = 3,243 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Якщо $n_{Rd,max} = 3,243 \text{ МПа} > n_{Rdc} = 2,767 \text{ МПа}$, вважається, що прийнята висота фундаментної плити $h = 700 \text{ мм}$ є достатньою для сприйняття зусиль зрізу по периметру u_0 .

9.6.2. Перевірка плити на зріз при продавлюванні по периметру u_2

Визначимо міцність бетону на периметрі u_2 , розташованого на відстані $a = d_{eff}$ від грані колони при відсутності поперечної арматури

$$n_{Rdc} = \left[c_{Rdc} \cdot k \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} \frac{2d_{eff}}{a},$$

де мінімальне розрахункове значення міцності бетону на зсув становитиме

$$c_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_{ct}} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \text{ МПа},$$

$$\text{Коефіцієнт } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{645}} = 1,55 < 2,0.$$

Приймаємо $k = 1,55$.

Таким чином, міцність бетону фундаментної плити на зріз при $d_{eff} = 645$ мм і $a = d_{eff} = 645$ мм матиме значення:

$$\begin{aligned} n_{Rdc} &= \left[c_{Rdc} \cdot k \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} \frac{2d_{eff}}{a} = \\ &= \left[0,12 \cdot 1,55 \cdot 0,002 \cdot 15 \right]^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2 \cdot 645}{645} = 0,539 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Обчислимо розрахункові напруження в площині контрольного периметру u_2 при дії продавлюючої сили $V_{Ed} = 2189,74$ кН

$$n_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_2 \cdot d_{eff}} = \frac{2189,74 \cdot 10^3}{6,76 \cdot 10^3 \cdot 645} = 0,502 \text{ МПа}.$$

Так як $n_{Ed} = 0,502$ МПа $<$ $n_{Rdc} = 0,539$ МПа, то необхідність армування плити поперечною арматурою відсутня.

У випадку, коли $n_{Ed} > n_{Rdc}$ необхідно виконати розрахунок поперечної арматури, або підвищити клас бетону чи висоту фундаментної плити.

Перевірку плити на зріз при продавлюванні по периметру u_1 не виконуємо в зв'язку з незначною величиною продавлюючої сили в зазначеному периметрі (табл. 21).

КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТУ

Під фундаментом будь-якого типу влаштовують бетонну підготовку з бетону класу С7.5 – С10 товщиною 80 – 100 мм.

Захисний шар бетону для робочої арматури приймають 75 мм при відсутності підготовки і 35 – 50 мм – при наявності бетонної підготовки. З торця арматурних стержнів захисний шар приймають 25 – 50 мм.

Фундамент армують в'язаними або зварними сітками з арматури класів А400С або А500С.

Мінімальний діаметр поздовжньої арматури плити фундаменту становить 12 мм з кроком 200 – 250 мм.

При товщині фундаментної плити $h = 500$ мм і більше по верхній грані необхідно встановити протиусадкову арматуру діаметром $\varnothing 8$ – 10 мм з кро-

ком 250 – 300 мм в обох напрямках.

Для забезпечення в проектному положенні протиусадкової арматури встановлюють поперечну (вертикальну) арматуру із стержнів діаметром $\varnothing 10$ – 12 мм з кроком 400 – 500 мм в обох напрямках, до якої прикріплюють сітку протиусадкової арматури.

Максимальний процент армування плити фундаментів в одному напрямі становить 4 %. Конструктивна схема фундаменту показана на рис. 35.

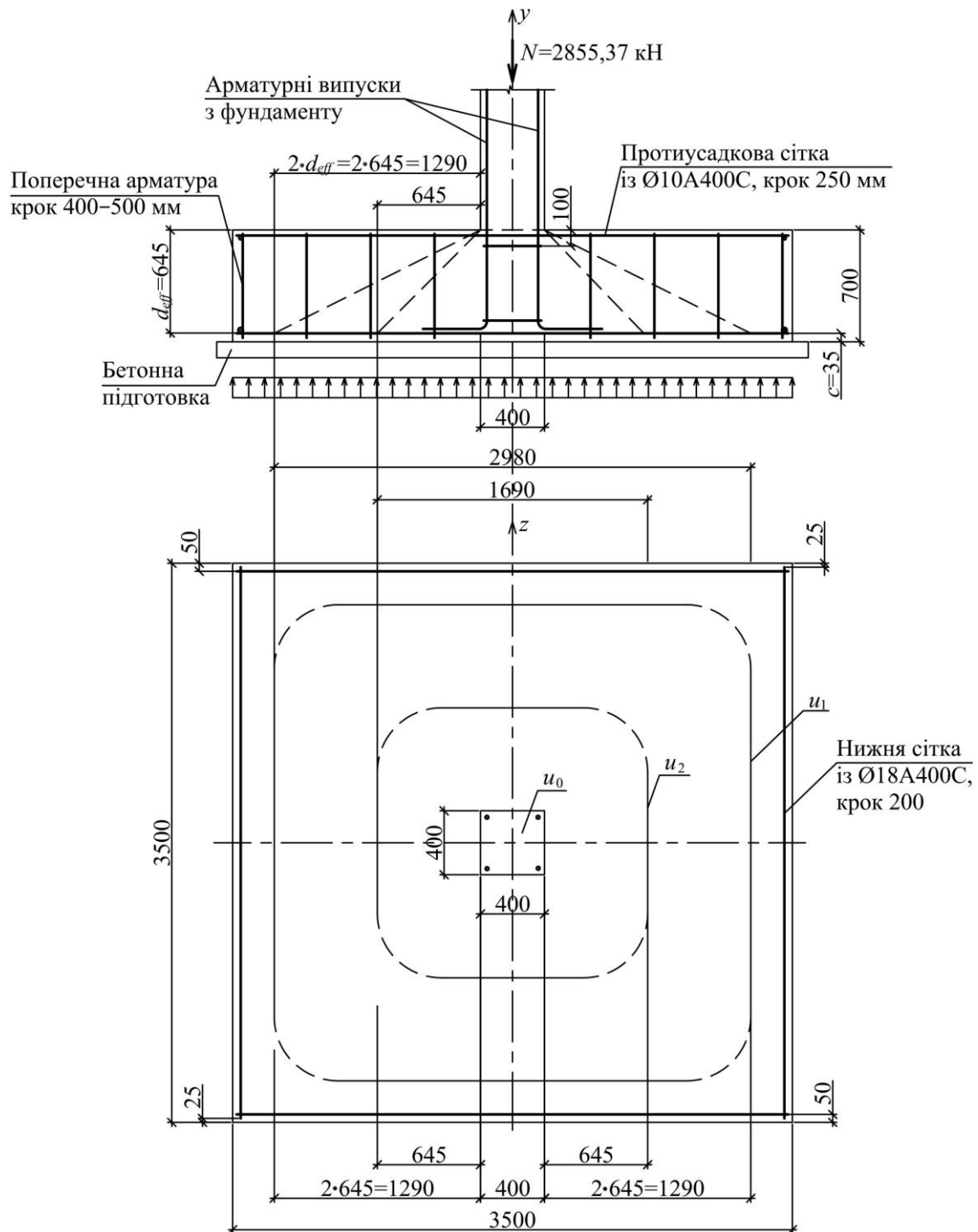


Рис. 35. Конструктивна схема плитного фундаменту

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 бетону 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 у разі дії поперечної сили?
11. Який крок поперечної арматури в балках висотою до 45 см та більше?
12. На якій ділянці другорядної балки хомути встановлюють за розрахунками?
13. Вкажіть 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 обпирання другорядної балки на головну встановлюються додаткові хомути?
18. Яка мета побудови епюри матеріалів?
19. Як визначаються місця теоретичного обриву поздовжніх стержнів?
20. У 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. Який крок арматурних стержнів в сітках фундаменту?
29. Яка величина захисного шару бетону у підшві фундаменту?
30. В яких перерізах фундаменту визначається площа арматури?
31. При якій висоті фундаментної плити встановлюють протиусадкову арматуру по верхній грані?
32. Який діаметр арматури та кроки приймають в протиусадкових сітках?

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. УКНД 91.080.40 [Текст] : затв. : Наказ Мінрегіонбуду України 24.12.09. № 680 / Мінрегіонбуд України. – К., 2011. – 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. УКНД 91.080.40 [Текст] : затв. : Наказ Мінрегіонбуду України 28.12.10. № 566 / Мінрегіонбуд України. – К., 2011. – 118 с.
3. ДСТУ 3760: 2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. УКНД 77.140.15 [Текст] : затв. : Наказ Держспоживстандарту України 11.12.06. № 343 / Держспоживстандарт України. – К., 2007. – 28 с.
4. EN 1992-1-1-2004: Eurocod 2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
5. Narayanan R.S., Goodchild C.H. Concise Eurocode2. – BSA, 2005. – 107 p.
6. Мурашко Л.А. Розрахунок за міцністю перерізів, нормальних до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009. Навч. посіб / Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. – К. :КНУБА, 2012. – 62 с.
7. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А.Я. Барашикова. – К. : Вища шк., 1987. – 416 с.
8. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособ / Под ред. А. Б. Гольшева. – К. : Будівельник, 1990. – 542 с.

ДОДАТОК А

Таблиця 1

Основні позначення, прийняті в ДБН В.2.6-98:2009 і їх аналог у СНиП 2.03.01-84*

Позначення за ДБН В.2.6-98:2009	Позначення за СНиП 2.03.01-84*	Пояснення
1	2	3
Латинські великі букви		
A	A	Площа поперечного перерізу
A_c	A_b	Площа поперечного перерізу бетону
A_s	A_s	Площа поперечного перерізу арматури
C	B	Клас бетону
E_{cm}	E_b	Фактичний модуль пружності бетону
E_s	E_s	Розрахункове значення модуля пружності сталі
EI	B	Згинальна жорсткість
I	I_b	Момент інерції площі бетонного перерізу
L	l	Довжина
M	M	Згинальний момент
M_{Ed}	M	Розрахункове значення зовнішнього прикладеного згинального моменту
N	N	Осьова сила
N_{Ed}	N	Розрахункове значення зовнішньої прикладеної осьової сили (розтягу або стиску)
P	P	Зусилля попереднього напруження
P_o	P_o	Початкова сила на кінці пучка у момент прикладення попереднього напруження
V_{Ed}	Q	Розрахункове значення прикладеної поперечної сили
V	Q	Поперечна сила
Латинські малі букви		
b_f	b_f	Загальна ширина поперечного перерізу або фактична ширина полицки в Т – або Г – подібних балках
d	h_o	Робоча висота поперечного перерізу
e	e	Ексцентриситет прикладення сили
f_c	R	Міцність бетону на стиск
f_{cd}	R_b	Розрахункове значення міцності бетону на стиск
f_{ck}	$R_{b,ser}$	Характеристична (нормативна) міцність бетону на стиск
f_{ctk}	$R_{b,ser}$	Характеристична (нормативна) міцність бетону на розтяг
f_{ctd}	R_{bt}	Розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг

Закінчення табл. 1

1	2	3
f_{yd}	R_s	Розрахункова міцність арматури на границі текучості
f_{yk}	$R_{s,ser}$	Характеристична (нормативна) міцність арматури на границі текучості
f_{ywd}	R_{sw}	Розрахункова міцність поперечної арматури на границі текучості
h	h	Висота
h	h	Загальна висота перерізу
i	i	Радіус інерції
l	l	(l або L) Довжина; прольот
r	r	Радіус
$1/c$	$1/c$	Кривизна при певному перерізі
t	t	Товщина
t_0	t_0	Вік бетону в момент прикладення навантаження
u, v, w	x, y, z	Компоненти переміщень точки
x	x	Висота стиснутої зони
z	z	Плече пари внутрішніх сил
Грецькі малі букви		
γ	γ	Коефіцієнт надійності
γ_C	γ_b	Коефіцієнт надійності для бетону
γ_S	γ_s	Коефіцієнт надійності для арматури
ε_c	ε_b	Деформації стиску бетону
ε_{cl}	ε_{bR}	Деформації стиску бетону при максимальних напруженнях $f_c (R_b)$
ε_{cu}	ε_{bu}	Граничні деформації стиску бетону
ε_u	ε_{su}	Деформації арматури або попередньо напруженої арматури при максимальному навантаженні
c_{1000}	ΔP_{ir}	Величина втрат від релаксації (%) через 1000 год після попереднього напруження і при середній температурі 20° С
ξ	ξ	Відносна висота стиснутої зони бетону
ρ_f	μ	Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
σ_c	σ_b	Напруження стиску у бетоні
σ_{cp}	σ_{bp}	Напруження стиску у бетоні від осового навантаження або попереднього напруження
σ_{cu}	σ_{bu}	Напруження стиску у бетоні при граничній деформації стиску ε_{cu}

ДОДАТОК Б

Таблиця 1

Коефіцієнти надійності для бетону і звичайної арматури

Вид матеріалу	γ_c	γ_{ct}	γ_s
Бетон конструкційний важкий та легкий	1,3	1,5/1,3	
Стержнева арматура класів: A240С			1,05
A400С діаметром 6-40 мм			1,10
A500С діаметром 8-22 мм			1,15
25-32 мм			1,20

Таблиця 2

Характеристики міцності і деформативності бетону

	Клас міцності бетону										
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$f_{ck,cube}$, (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{cm,cube}$, (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77
$f_{ck,prism}$, (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	2265	29	32	36	39,5	43
f_{cd} , (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
f_{ctm} , (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk0,05}$, (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0
$E_{cm} \cdot 10^3$, (МПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40
$E_{cd} \cdot 10^3$, (МПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34
$\varepsilon_{cl,ck}$, (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02

Закінчення табл. 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$\varepsilon_{cl,cd}$, (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91
$\varepsilon_{cu1,ck}$, (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,4
$\varepsilon_{cu1,cd}$, (‰)	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29
$\varepsilon_{cu3,cd}$, (‰)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06

Таблиця 3

Міцність бетону на зсув (зріз)

Клас бетону	C15	C20	C25	C30	C35	C45	C50	C55	C60
$C_{Rd,c}$, МПа	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

Таблиця 4

Характеристичні і розрахункові значення опору і деформативних характеристик гарячекатаної арматури за ДСТУ 3760-06

Характеристики	Класи арматури			
	A240C	A400C	A500C	A500
f_{yk} , МПа	240	400	500	500
f_{yd} , МПа	225	375(365)	435	435
f_{ywd} , МПа	170	285	300	500
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$1,9 \times 10^5$
ε_{so}	0,00107	0,00174	0,0021	0,0023
ε_{ud}	0,025	0,025	0,02	0,02

Таблиця 5

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони ξ_R

Бетон		Арматура			
Класи	$\varepsilon_{cu,3} (\text{‰})$	A240C	A400C	A500C	A500
		$\varepsilon_{yk} = 1,07$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 1,74$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,1$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,3$ ‰
C10	3,38	0,769	0,660	0,617	0,595
C15	3,33	0,758	0,657	0,613	0,591
C20	3,23	0,751	0,650	0,606	0,584
C25	3,10	0,743	0,640	0,596	0,574
C30	3,00	0,737	0,633	0,588	0,566
C35	2,80	0,729	0,618	0,571	0,540
C40	2,64	0,711	0,603	0,557	0,534
C45	2,45	0,696	0,585	0,544	0,516
C50	2,31	0,683	0,570	0,524	0,501
C55	2,19	0,672	0,557	0,520	0,488
C60	2,06	0,658	0,542	0,495	0,472

Таблиця 6

Відношення f_{yd}/f_{cd}

Класи бетону	Класи арматури			
	A240C	A400C	A500C	ВрІ
C15	26,47	42,94	51,18	42,35
C20	19,56	31,74	37,82	31,30
C25	15,52	25,17	30,0	24,83
C30	13,24	21,47	25,58	21,77
C35	11,54	18,72	22,31	18,46
C40	10,23	16,59	19,77	16,36
C45	9,00	14,60	17,40	14,40
C50	12,86	13,27	15,82	13,09
C60	6,82	11,06	13,18	10,91

Таблиця 7

Мінімальні коефіцієнти поперечного армування

Класи бетону за міцністю	Класи арматури		
	A240C	A400C	A500C
C15 до C25	0,0016	0,0009	0,0007
C30 до C45	0,0024	0,0013	0,0011
C50 до C60	0,0030	0,0016	0,0013

Таблиця 8

Значення коефіцієнтів α_m , ξ , ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,2	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,5	0,800	0,320			

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

Таблиця 9

Сортамент арматури

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, мм ² , при кількості стержнів										Маса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	71	0,055
4	12,6	25	38	50	63	75	88	101	113	126	0,099
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	196	0,154
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	283	0,222
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	385	0,302
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	452	503	0,395
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	785	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131	0,888
14	153,9	308	462	616	770	924	1078	1231	1385	1539	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2545	1,998
20	314,2	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	3142	2,466
22	380,1	760	1140	1521	1901	2281	2661	3041	3421	3801	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	4909	3,853
28	615,7	1231	1847	2463	3079	3694	4310	4926	5542	6157	4,834
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	8042	6,313
36	1018	2036	3054	4071	5089	6107	7125	8143	9161	10179	7,990
40	1257	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11310	12566	9,865

Таблиця 10

Характеристики дротяної арматури

Дротяна арматура класів ГОСТ	Діаметр арматури, мм	Розрахункові опори для розрахунку за першою групою граничних станів, МПа		Для розрахунку за другою групою граничних станів, МПа, f_{yk}	Модуль пружності, МПа, E_s
		На розтяг			
		поздовжньої f_{yd}	Поперечної (хомутів і відігнутих стержнів) f_{ywd}		
Вр-I 6727-80	3-5	410	290(3000) у в'язаних кар. 3250	490(5000)	170000
В-II 7348-81	3	1250	1000	1500	200000
	4-5	1170	940	1400	
	6	1050	835	1300	
	7	1000	785	1200	
	8	915	730	1100	
В-II 7348-81	3	1250	1000	1500	200000
	4-5	1170	940	1400	
	6	1000	785	1200	
	7	915	730	1100	
	8	850	680	1000	
К-7 13840-68	6,9,12	1250	1000	1500	180000
	15	1180	945	1400	

Таблиця 11

Сортамент зварних сіток з поперечною робочою арматурою

Тип сітки	Площа арматури на метр погонної довжини		Теоретична вага, кг
	поздовжня	поперечна	
$\frac{3Bp-I-250}{4Bp-I-200}$	0,28	0,63	0,71
$\frac{3Bp-I-250}{4Bp-I-150}$	0,28	0,84	0,81
$\frac{3Bp-I-250}{4Bp-I-100}$	0,28	1,26	1,21
$\frac{3Bp-I-250}{5Bp-I-200}$	0,28	0,98	0,99
$\frac{3Bp-I-250}{5Bp-I-150}$	0,28	1,31	1,24
$\frac{3Bp-I-250}{5Bp-I-100}$	0,28	1,96	1,75
$\frac{4Bp-I-250}{6A400C-I-200}$	0,28	1,41	1,32
$\frac{4Bp-I-250}{6A400C-I-150}$	0,5	1,89	1,88
$\frac{4Bp-I-250}{6A400C-I-100}$	0,5	2,83	2,61
$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-I-200}$	0,5	2,51	2,59
$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-I-150}$	0,5	3,36	3,03
$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-I-100}$	0,5	5,03	4,34

Таблиця 12

Значення коефіцієнтів $-\beta$

v g	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	-0,003	+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	-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	-0,019	+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	-0,023	-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	-0,025	-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	-0,028	-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	-0,029	-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	-0,030	-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	-0,032	-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	-0,033	-0,018	-0,033	-0,0625

Примітка: 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_H і зверху i_B , та погонних жорсткостей ригелів i_H і $i_B = B_B / l_B$; $i_P = B_P / l_P$, де l_H і l_B — повна довжина нижньої та верхньої колони (висота поверху багатоповерхової рами).

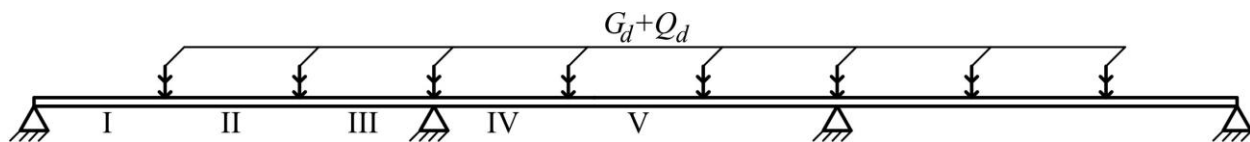


Рис. 2. Розрахункова схема трипрілітної головної балки

Таблиця 13

**Ординати розрахункових згинальних моментів та поперечних сил
для трипрілітних головних балок**

$\frac{x}{l}$	Ординати згинальних моментів			Ділянка балки	Ординати поперечних сил		
	Коефіцієнти				Коефіцієнти		
	α	β_1	β_2		γ	δ_1	δ_2
0,333	0,2444	0,2889	0,0444	I	0,7333	0,8667	0,1332
0,667	0,1656	0,2444	0,0889	II	-0,2667	0,279	0,5457
0,849	-0,075	0,0377	0,1127	III	-1,2667	0,0444	1,3111
1,0	-0,2667	0,0444	0,3111	IV	1	1,222	0,2222
1,133	-0,1333	0,0133	0,1467	V	0	0,5333	0,5333
1,20	-0,0667	0,0667	0,1333				
1,333	0,0667	0,2	0,1333				
1,50	0,0667	0,2	0,1333				

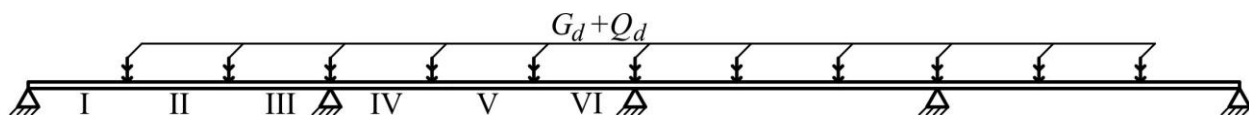


Рис. 3. Розрахункова схема чотирипролітної головної балки

Таблиця 14

**Ординати розрахункових згинальних моментів та поперечних сил
для чотирипролітних головних балок**

Ординати згинальних моментів				Ординати поперечних сил			
$\frac{x}{l}$	Коефіцієнти			Ділянка балки	Коефіцієнти		
	α	β_1	β_2		γ	δ_1	δ_2
0,333	0,2381	0,2857	0,0476	I	0,7113	0,8571	0,1428
0,667	0,1429	0,2381	0,0958	II	-0,2857	0,2698	0,5555
0,848	-0,0907	0,0303	0,1211	III	-1,2857	0,0357	1,3214
1,0	-0,2857	0,0357	0,3214	IV	1,0953	1,2738	0,1785
1,133	-0,1400	0,0127	0,1528	V	0,0958	0,5874	0,4921
1,20	-0,0667	0,0667	0,1333	VI	-0,9047	0,2858	1,1905
1,333	0,0794	0,2063	0,1270				
1,667	0,1111	0,2222	0,1111				
1,79	0,0	0,1053	0,1053				
1,858	-0,0623	0,0547	0,1170				
2,00	-0,1905	0,0952	0,2857				

ДОДАТОК В

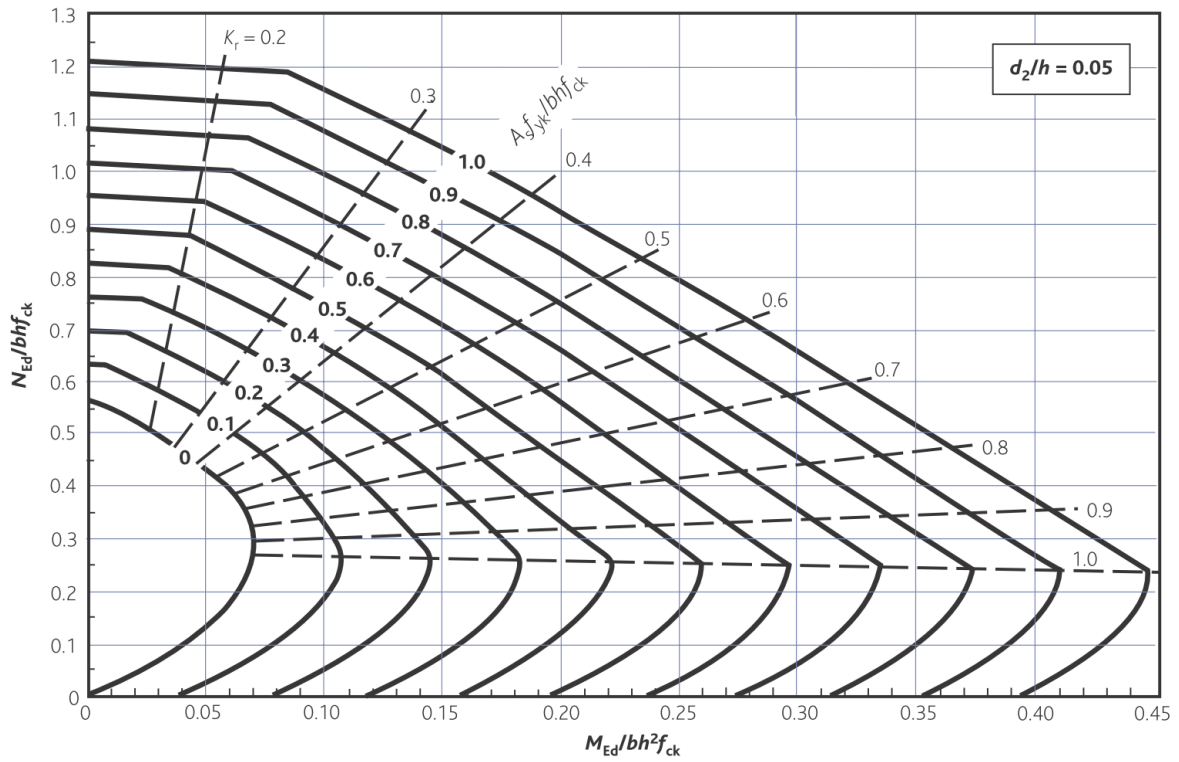


Рис. 1. Номограма для відношення $\frac{d_2}{h_c} = 0,05$

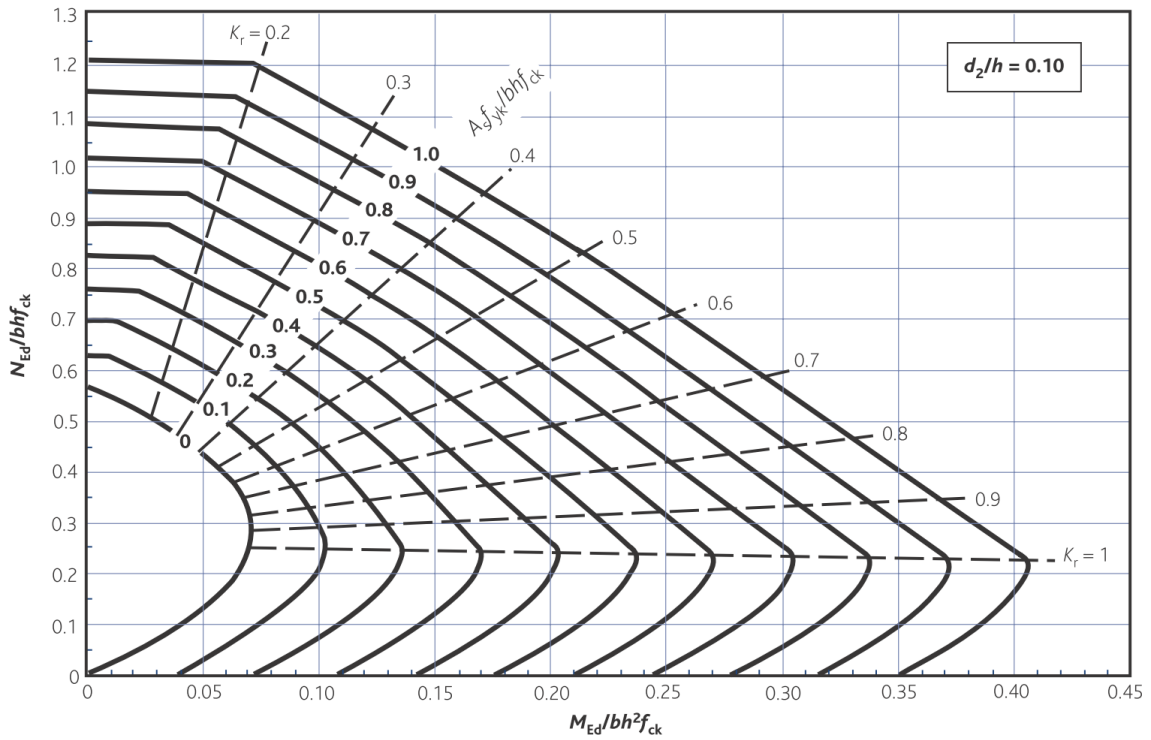


Рис. 2. Номограма для відношення $\frac{d_2}{h_c} = 0,10$

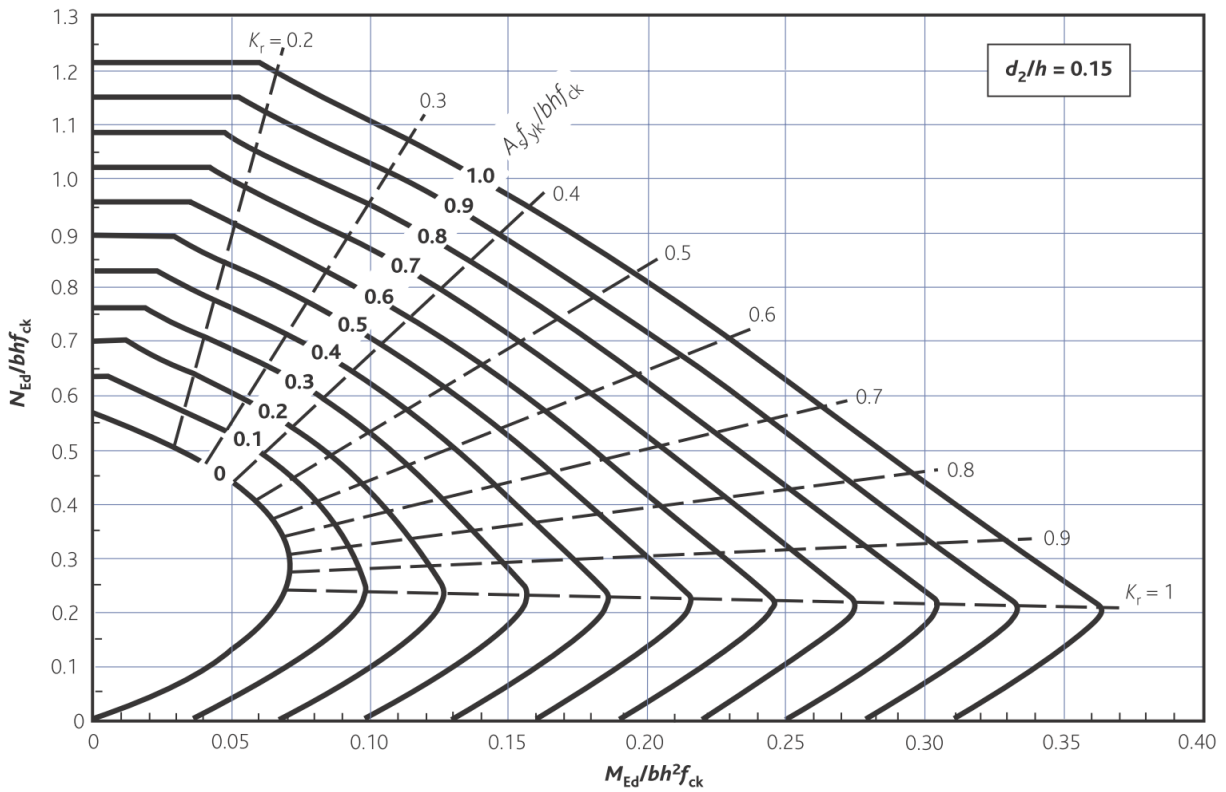


Рис. 3. Номограма для відношення $\frac{d_2}{h_c} = 0,15$

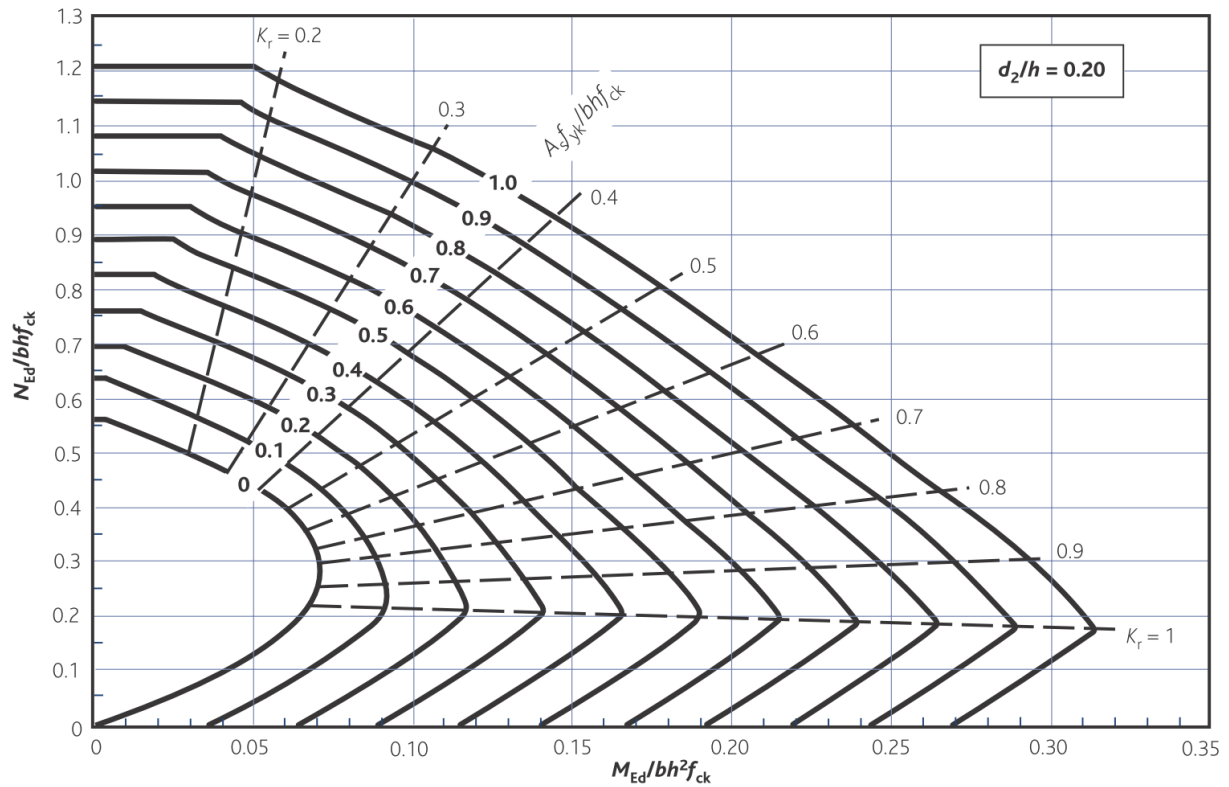


Рис. 4. Номограма для відношення $\frac{d_2}{h_c} = 0,20$

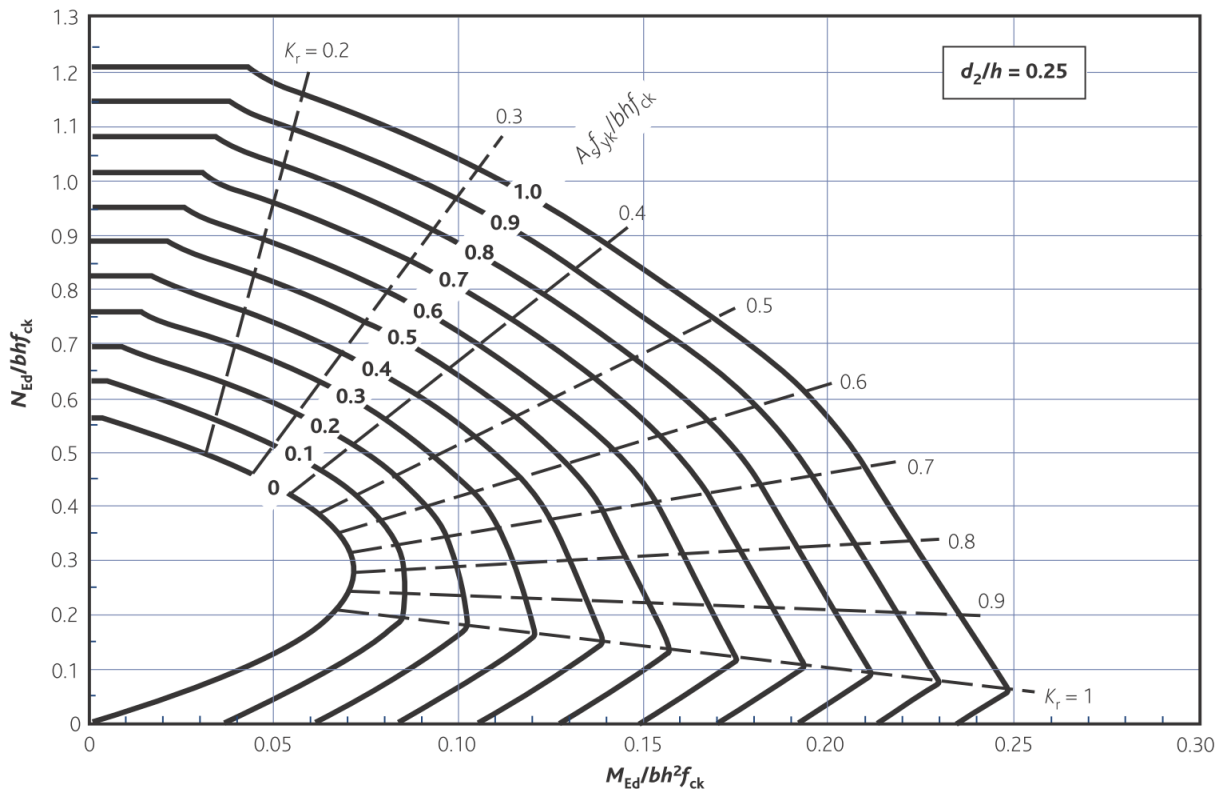


Рис. 5. Номограма для відношення $\frac{d_2}{h_c} = 0,25$

ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ	4
2. Вказівки до компоновки міжповерхового перекриття	5
3. Конструктивна схема перекриття	8
4. Попереднє визначення товщини плити і розмірів поперечного перерізу балок	8
5. Розрахунок та конструювання плити	11
5.1. Вибір розрахункової схеми	11
5.2. Визначення розрахункових прольотів плити	11
5.3. Визначення навантаження на плиту	12
5.4. Визначення згинальних моментів	13
5.5. Визначення товщини плити	14
5.6. Визначення площі поздовжньої робочої арматури	15
6. Розрахунок та конструювання другорядної балки	18
6.1. Вибір розрахункової схеми	18
6.2. Визначення розрахункових прольотів	19
6.3. Визначення навантаження на балку	19
6.4. Визначення розрахункових згинальних моментів	20
6.5. Визначення поперечних сил	23
6.6. Визначення розмірів поперечного перерізу другорядної балки	23
6.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу другорядної балки	25
6.8. Визначення площі поздовжньої робочої арматури	25
6.9. Розрахунок міцності другорядної балки за похилими перерізами	26
6.10. Побудова епюри матеріалів другорядної балки	30
6.11. Визначення довжини анкерування обірваних робочих стержнів в каркасах	33
7. Розрахунок та конструювання головної балки	36
7.1. Вибір розрахункової схеми	37
7.2. Визначення розрахункових прольотів	37
7.3. Визначення навантаження на балку	37
7.4. Визначення згинальних моментів	38
7.5. Визначення поперечних сил	40
7.6. Визначення розмірів поперечного перерізу головної балки	41
7.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу балки	42
7.8. Визначення робочої арматури головної балки	43
7.9. Розрахунок міцності похилих перерізів	44
7.10. Розрахунок на відрив	48
7.11. Принцип побудови епюри матеріалів	49
8. Розрахунок та конструювання колони	52
8.1. Вибір розрахункової схеми	53

8.2. Визначення зусиль у колоні першого поверху	53
9. Розрахунок та конструювання фундаменту	59
9.1. Навантаження на фундамент	60
9.2. Визначення розмірів підшви фундаменту.....	60
9.3. Визначення висоти фундаментної плити	60
9.4. Визначення зусиль в перерізах фундаментної плити	61
9.5. Визначення площі перерізу робочої арматури	62
9.6. Перевірка фундаментної плити за міцністю на продавлювання	63
9.6.1. Перевірка плити на зріз при продавлюванні колоною по контуру колони u_0	64
9.6.2. Перевірка плити на зріз при продавлюванні по периметру u_2	64
ПИТАННЯ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЮ	67
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	68
ДОДАТОК А.....	69
ДОДАТОК Б.....	71
ДОДАТОК В	82

Навчальне видання

Кирпа Іван Іванович,
Тищенко Олена Андріївна.

МОНОЛІТНЕ ЗАЛІЗОБЕТОННЕ ПЕРЕКРИТТЯ

Навчальний посібник

Редагування і коректура *І. І. Кирпа*
Комп'ютерна верстка *О. А. Тищенко*

Формат 60x84 1/16. Ум. друк. арк. 5,12. Обл.-вид. арк. 5,21
Тираж 100 прим.

Дніпропетровський національний університет
залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна
вул. Лазаряна, 2, м. Дніпропетровськ, 49010.

Для нотаток

