

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ОДЕСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»
ІНСТИТУТ ЦИФРОВИХ ТЕХНОЛОГІЙ, ДИЗАЙНУ ТА ТРАНСПОРТУ
КАФЕДРА ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ПРОЄКТУВАННЯ ТА ДИЗАЙНУ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції»
до курсового проєкту на тему: «Розрахунок і конструювання залізобетонного
збірного ребристого перекриття»
для здобувачів вищої освіти освітньої програми
«Проекткування будівель і споруд»
за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітній рівень – перший (бакалаврський)

Одеса - 2025

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ОДЕСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»
ІНСТИТУТ ЦИФРОВИХ ТЕХНОЛОГІЙ, ДИЗАЙНУ ТА ТРАНСПОРТУ
КАФЕДРА ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ПРОЄКТУВАННЯ ТА ДИЗАЙНУ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції»
до курсового проєкту на тему: «Розрахунок і конструювання залізобетонного
збірного ребристого перекриття»
для здобувачів вищої освіти освітньої програми
«Проекткування будівель і споруд»
за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітній рівень – перший (бакалаврський)

Затверджено на засіданні
кафедри інформаційних технологій
проекткування та дизайну
Протокол № 1 від 27.08.2025 р.

Методичні вказівки до курсового проєкту на тему: «Розрахунок і конструювання залізобетонного збірного ребристого перекриття» з дисципліни: «Металеві, залізобетонні та кам'яні конструкції» для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія за освітньо-професійною програмою «Проектування будівель і споруд». / Укл.: В.С. Дорофєєв, Безушко Д.І., Г. В. Зінченко – Одеса : ОНПУ, 2025. – 38с.

Викладачі:

Дорофєєв В.С., д. т. н., проф.

Безушко Д.І., к.т.н., доцент

Зінченко Г.В., к. т. н.

Методичні рекомендації складені відповідно до навчального плану, силабусу та робочої програми для здобувачів освітнього рівня «Бакалавр» спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньої програми – Проектування будівель і споруд, що вивчають дисципліну «Залізобетонні та кам'яні конструкції».

У методичних рекомендаціях наведено зміст пояснювальної записки курсового проєкту, розглянуто приклади розрахунку залізобетонних конструкцій збірного перекриття багатоповерхової будівлі. У додатках наведені необхідні допоміжні дані для виконання розрахунків і конструювання елементів перекриття.

Методичні рекомендації з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» до курсового проєкту призначенні для здобувачів денної і заочної форм навчання.

ЗМІСТ

Вступ.	3
Зміст проєкту	3
1. Компонування збірного каркасу будівлі	4
1.1. Загальні відомості.	4
1.2. Компонування конструктивної схеми збірного ребристого перекриття.	5
1.3. Конструкції збірного ребристого перекриття	7
2. Приклад розрахунку панелі перекриття	9
2.1. Збір навантажень на панель перекриття.	10
2.2. Визначення параметрів еквівалентного перерізу панелі.	11
2.3. Визначення розрахункового прольоту панелі	12
2.4. Визначення зусиль в небезпечних перерізах панелі	12
2.5. Підбір поздовжньої арматури	13
2.6. Підбір поперечної арматури	14
3. Приклад розрахунку ригеля	17
3.1. Призначення розмірів поперечного перерізу ригеля.	18
3.2. Збір навантажень на ригель	19
3.3. Визначення внутрішніх зусиль в ригелі.	20
3.4. Уточнення розмірів поперечного перерізу ригеля	21
3.5. Розрахунок міцності ригеля по нормальним перерізам	23
3.6. Розрахунок міцності ригеля по похилим перерізам	26
Література.	29
Додатки.	30

ВСТУП

Багатоповерхові будівлі зі збірного залізобетону широко розповсюджені у громадському і промисловому будівництві. Ці будівлі уніфіковані, їх об'ємно-планувальні і конструктивні рішення чітко відпрацьовані, однак у зв'язку з прогресом іноді відбувається їх вдосконалення.

Студентам спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» необхідно мати навички щодо розрахунку та конструювання елементів багатоповерхових будівель. Дані методичні рекомендації мають на меті допомогти студентам засвоїти особливості проектування збірних конструкцій на прикладі залізобетонного збірного ребристого перекриття. Розрахунки проводяться вручну, алгоритми виконання цих розрахунків розглянуті у даних методичних рекомендаціях. Виконання даної розрахунково-графічної роботи дозволить студентам засвоїти основні поняття щодо проектування та конструювання залізобетонних конструкцій, що працюють на згин.

ЗМІСТ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

Проєкт, що належить виконати студентам, розробляється на основі завдання, виданого керівником (бланк завдання див. у Додатку А), і складається з розрахунково-пояснювальної записки на 20-25 сторінок (оформлення титульного аркушу див. у додатку Б) і робочих креслень розрахованих конструкцій.

У проєкті студенти виконують проектування конструкцій збірного ребристого перекриття багатоповерхової цивільної будівлі з неповним залізобетонним каркасом і несучими зовнішніми стінами.

Склад проєкту:

- компонування збірного каркасу будівлі. На першому етапі обирається сітка колон, призначається напрямок ригелів, тип та ширина плит перекриття. Тип покриття, матеріал і товщина стін задаються викладачем у вихідних даних до РГР;
- розрахунок і конструювання збірної плити перекриття. Збірну залізобетонну плиту перекриття розраховують за першою групою граничних станів (підбір арматури); виконується конструювання зварних каркасів і сіток;
- розрахунок і конструювання ригеля. Збірний залізобетонний ригель перекриття розраховують за першою групою граничних станів (підбір поперечного перерізу та арматури); виконується конструювання зварних каркасів;

- графічна частина проекту: креслення – три аркуші формату А3, на яких виконують: план і поперечний розріз будівлі (в масштабі 1:100; 1:200) з розкладкою і маркуванням збірних елементів перекриття; опалубне креслення плити і ригеля; креслення армування плити і ригеля, специфікація арматури, відомість деталей.

1. КОМПОНУВАННЯ ЗБІРНОГО КАРКАСУ БУДІВЛІ

1.1. Загальні відомості

У даному проекті розглядається багатоповерхова будівля з неповним залізобетонним каркасом і зовнішніми несучими стінами. Такі будівлі застосовують для розміщення промисловості різного профілю, а також в якості адміністративних та інших громадських будівель. Конструктивна особливість будівель з неповним каркасом полягає в тому, що ригелі і плити перекриттів крайніх прольотів спираються одним кінцем на зовнішні несучі стіни.

Серед перекриттів зі збірного залізобетону широко застосовуються балочні ребристі. Вони представляють собою систему балок (ригелів), розташованих в одному (поздовжньому або поперечному) або в двох напрямках, і працюють сумісно з плитами перекриття. З метою зменшення будівельної висоти перекриття і більш раціональних витрат матеріалів ригелі проектують нерозрізними, які мають розрізку на опорах. Колони каркасу – збірні залізобетонні квадратного перерізу з розрізкою на один поверх. З'єднання всіх конструкцій здійснюється за допомогою стиків.

Покриття таких будівель зазвичай суміщене, його уклін забезпечують нахилом всієї конструкції покриття або змінюючи товщину теплоізоляційного шару по горизонтальному покриттю.

Зовнішні несучі стіни виконують з крупних блоків або з цегляної кладки.

Фундаменти під колони – залізобетонні збірні ступінчасті, під зовнішні стіни – збірні стрічкові.

Просторова жорсткість таких будівель забезпечується: каркасом, вертикальними в'язевими діафрагмами, поздовжніми і поперечними стінами; приварюванням кожної плити перекриття до ригеля не менше ніж в трьох кутах, а також за допомогою розпірних плит між колонами. Кам'яні стіни, розташовані по периметру будівлі, зв'язують з перекриттями анкерними гнучкими в'язами. Анкери перерізом не менше $0,5 \text{ см}^2$ розташовують на відстанях не більше 3-х метрів один від одного (без розрахунку), і встановлюють у шви між плитами перекриття або приварюють їх до петель. Ригелі каркасу також повинні бути зв'язані зі стінами анкерами.

1.2. Компонування конструктивної схеми збірного ребристого перекриття

Компонування перекриття полягає у виборі типу, напрямку і прольотів ригелів, призначенні кроку, типу і ширини панелей, виборі типу стиків. При цьому об'ємно-планувальні і конструктивні рішення будівлі повинні забезпечувати уніфікацію, скорочення кількості типорозмірів і марок конструкції на основі модульної системи в будівництві.

Напрямок ригелів каркасу може бути обраний вздовж або поперек будівлі: у промислових будівлях зазвичай приймають поперечне розташування ригелів, у громадських – переважно поздовжнє (рис.1.1). Сітку колон і висоту поверхів будівлі приймають за завданням. Прив'язку до осей приймають 250 мм. Спирання ригелів на стіни приймають 250 мм, плит перекриття – не менше 90 мм (120...130 мм при цегляних стінах). При компонуванні перекриття необхідно враховувати призначення будівлі, величину змінного навантаження, архітектурно-планувальне рішення будівлі та інші фактори.

Приклад конструктивної схеми збірного перекриття див. на рис.1.2.

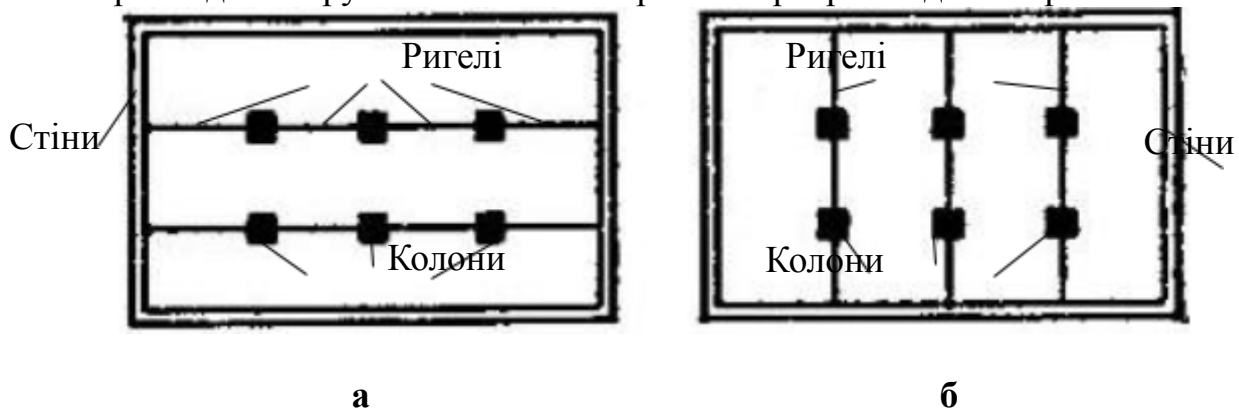


Рис. 1.1. Варіанти компонування збірному каркасу: а – з поздовжнім напрямком ригелів; б – з поперечним напрямком ригелів.

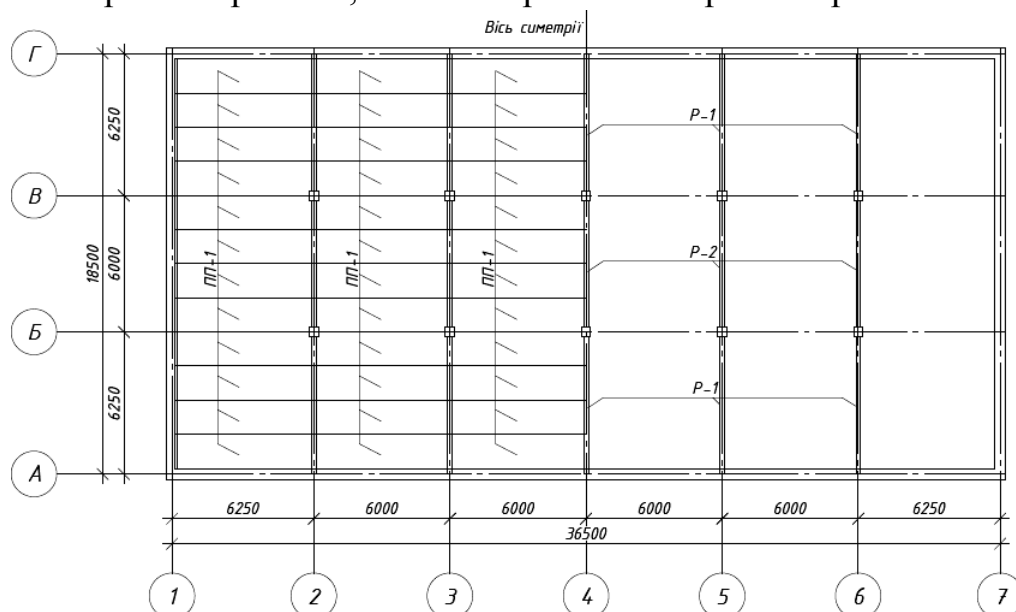


Рис. 1.2. Конструктивна схема збірного ребристого перекриття з багатопустотними панелями.

У практиці будівництва багатоповерхових і цивільних будівель зі збірного залізобетону застосовують, в основному, дві групи конструкцій. Фактор, що визначає вибір групи конструкцій, це величина змінного корисного навантаження на перекриття будівлі.

До першої групи конструкцій під змінні корисні навантаження $4...12 \text{ кН/м}^2$ входять:

- плити перекриттів з круглими пустотами висотою 220 мм;
- ригелі таврового профілю перерізом $200 \times 450 \text{ мм}$ з полицями знизу для спирання плит перекриття;
- колони перерізом $300 \times 300 \text{ мм}$ і $400 \times 400 \text{ мм}$ з консолями прямокутної форми розмірами $150 \times 150 \text{ мм}$ для з'єднання з ригелями "в рівень" (рис.3).

До другої групи конструкцій під змінні корисні навантаження $10...25 \text{ кН/м}^2$ для промислових будівель входять:

- ребристі плити перекриття з полицею у стиснутій зоні висотою 400 мм;
- ригелі перерізом $300 \times 800 \text{ мм}$ з полицями для спирання плит перекриття;
- колони перерізом $400 \times 400...400 \times 600 \text{ мм}$ з потужною консолю, яка має нахилену грань під кутом 45° для з'єднання з ригелем по верху консолі. У торцях плит перекриття, які одночасно слугують розпірками між колонами, влаштовуються вирізи в полиці для пропуску колон. Можливо вкладання спеціальних розпірок, тобто плит шириною, що дорівнює поперечному розміру колон. Якщо між крайньою плитою і стіною утворюються зазори, то їх заповнюють добірними елементами або замоноличують.

Приклад поперечного перерізу збірної будівлі див. на рис.1.3.

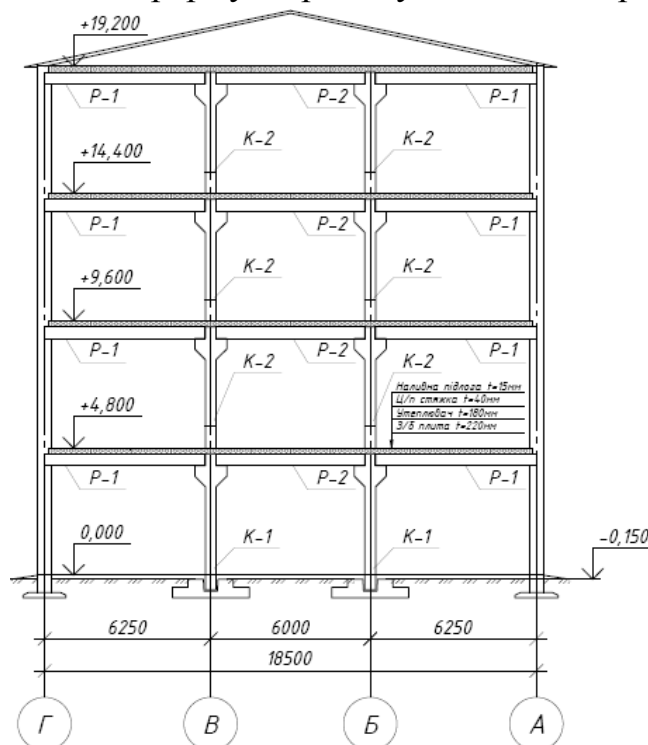


Рис. 1.3. Поперечний переріз збірної будівлі.

1.3. Конструкції збірного ребристого перекриття

Найбільші витрати бетону у перекритті (65%) приходяться на панелі. За формою поперечного перерізу розрізняють ребристі, багатопустотні і суцільні панелі.

Ребристі панелі бувають з ребрами догори і з ребрами донизу (рис.1.4), застосовуються переважно у промислових будівлях. Ширина 1...1,8 м через 0,1м, висота перерізів панелі 25...35 см. Плити з ребрами догори використовується рідше, оскільки необхідно влаштовувати настил для підлоги, при цьому вартість перекриття зростає.

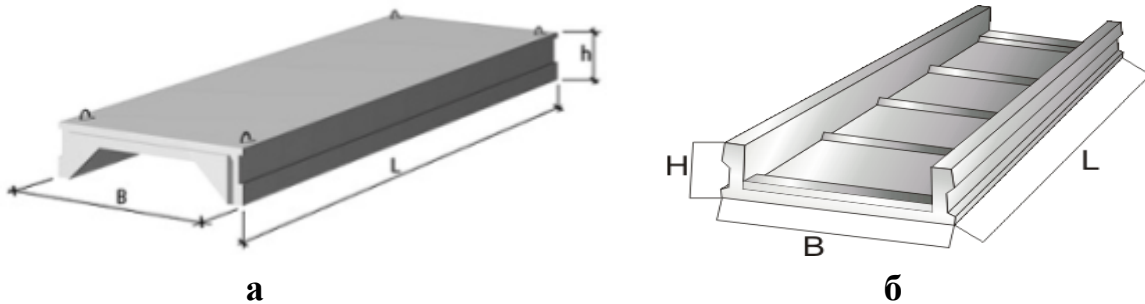


Рис. 1.4. Ребристі панелі: а – з ребрами донизу; б – з ребрами догори.

Багатопустотні панелі застосовуються у цивільному будівництві. Найбільш розповсюджені панелі з округлими порожнинами, ширина 1,4...2,4 м через 0,1 м, висота панелей 20...24 см (рис.1.5).



Рис. 1.5. Багатопустотні панелі.

Суцільні панелі можуть бути одношарові і двошарові з верхнім шаром з легкого бетону, останні мають високі теплоізоляційні властивості, малу звукопровідність і застосовуються в горищних перекриттях, їх товщина 8...16 см (рис.1.6).



Рис. 1.6. Суцільні панелі.

Клас бетону для панелей С12/15, С16/20, С20/25. Армують панелі зварними каркасами і сітками. Сітки встановлюють в полицях, каркаси – в ребрах.

Монтажні петлі закладають по чотирьом кутам і приварюють до основної арматури. Стикування панелей здійснюють зварюванням закладних деталей, шви заповнюють бетоном.

Довжину обпирання панелей на цегляні стіни визначають розрахунком кладки на місцеве стиснення і приймають не менше 75 мм при прольотах до 4 м і не менше 120 мм для більших прольотів (рис. 1.7).

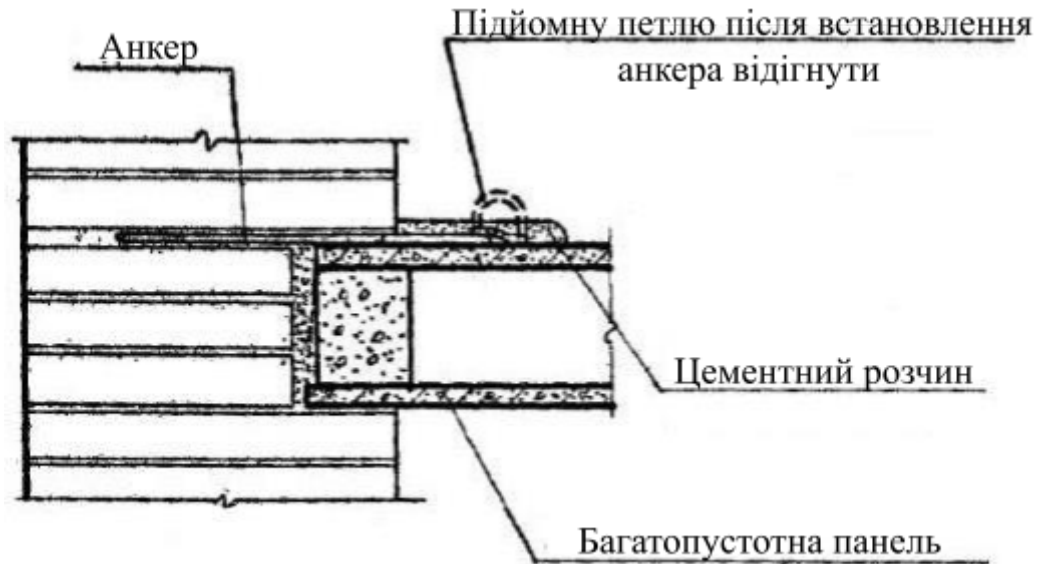


Рис. 1.7. Конструкція обпирання панелі на стіну.

Усі типи панелей представляють собою однопролітну балку, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, максимальні зусилля в якій (згинальний момент і поперечна сила) визначаються за формулами : $M_{max} = ql_0^2/8$; $V_{max} = ql_0/2$ (рис. 1.8).

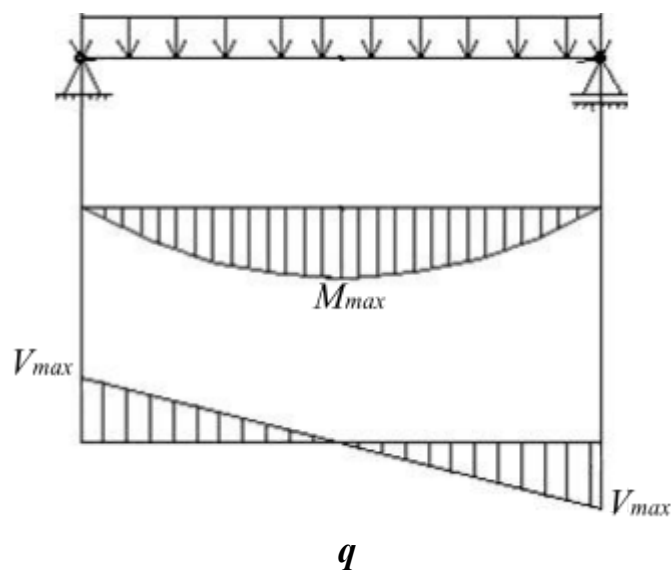


Рис. 1.8. Розрахункова схема та епюри внутрішніх зусиль у збірній панелі перекриття.

Поперечний переріз ригеля може бути прямокутним, тавровим з полицями зверху і тавровим з полицями знизу. Виготовляють з бетону класів С12/15...С25/30 (рис.1.9, 1.10).

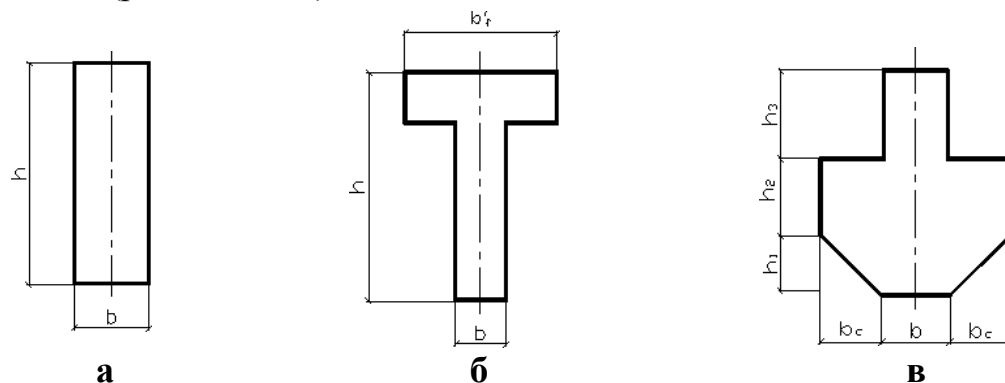


Рис. 1.9. Поперечний переріз ригеля: а – прямокутний; б – тавровий з полицями зверху; в – тавровий з полицями знизу.

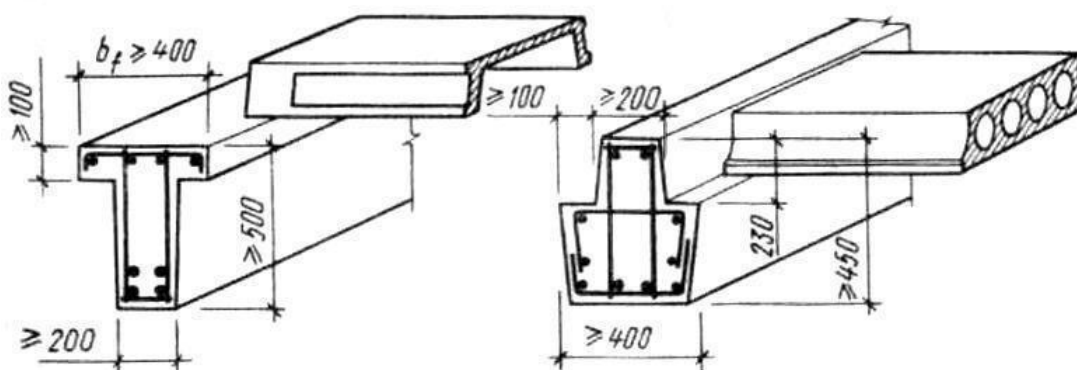


Рис. 1.10. Приклади спирання панелей на ригелі.

Ригель балочного збірного перекриття будівлі з повним каркасом представляє собою елемент рамної конструкції. В будівлі з неповним каркасом при однакових прольотах і невеликому тимчасовому навантаженні ригель розглядають як нерозрізну балку.

2. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ПАНЕЛІ ПЕРЕКРИТТЯ

Вихідні дані до проектування перекриття:

- бетон класу С20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа, $f_{ctd} = 1,05$ МПа, додаток В);
- робоча арматура класу А400С ($f_{yd} = 365$ МПа додаток Г);
- конструктивна арматура класу А240С;
- корисне змінне навантаження $v = 4, 5$ кН/м²;
- конструкція підлоги – П-5 (додаток Д);

- клас відповідальності будівлі – СС2, категорія відповідальності
конструкції – А (згідно ДБН В.1.2-14-2009),
коефіцієнт надійності за відповідальністю

$$\gamma_n = 0,95 .$$

При корисному змінному навантаженні до 12 кН/м² приймаються панелі з круглими пустотами висотою 220 мм. Приймаємо багатопустотні панелі ВхЛ=1,5х6,0 м, h = 220мм.

2.1. Збір навантажень на панель перекриття

Розрахункове навантаження на 1 м² плити складається з постійного навантаження g (від маси панелі і конструкції підлоги) та корисного змінного навантаження v (приймається за [3] або згідно із завданням на проектування).

Характеристичне значення постійного навантаження являє собою розподілену на 1 м² перекриття вагу від власної маси цього перекриття і маси кожного з шарів підлоги:

■

$$g_0 = \sum_{i=1} \delta_i \cdot \rho_i$$

де: δ_i – товщина перекриття або шару підлоги, м.

ρ_i – щільність матеріалу перекриття або шару підлоги, кН/м³. Щільність важкого бетону прийнята 25 кН/м³.

При визначенні розрахункових граничних значень навантажень g і v їх характеристичні значення g_0 і v_0 перемножують на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm} [3] і коефіцієнт надійності за відповідальністю будівель і споруд γ_n [4]. Таким чином:

$$g = g_0 \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n; v = v_0 \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n$$

Розрахункове граничне значення загального навантаження: $q = g + v$.

Для зручності розрахунки проводяться в табличній формі.

Збір навантаження на 1 м² перекриття

№	Підлога	Характеристичне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Коефіцієнт надійності по відповідальності, γ_n	Розрахункове граничне значення навантажень, кН/м ²
1	2	3	4	5	6
	Постійне				
1	Керамограніт t=10 мм=0,01 м, $\rho=2900$ кг/м ³ =	0,29	1,3		0,36

	=29 кН/м ³			0,95	
2	Стяжка t=50 мм= =0,05 м, ρ=2000 кг/м ³ = =20 кН/м ³	1	1,3		1,24
3	Пароізоляція t=3мм = 0,003 м ρ=1800кг/м ³ = =18 кН/м ³	0,054	1,3		0,067

1	2	3	4	5	6
4	З/Б плита перекрыття h=220мм, ρ=25 кН/м ³	2,6	1,1		2,72
	Разом	3,89			g = 4,33
5	Корисне змінне	4,5	1,2	0,95	v = 5,13

2.2. Визначення параметрів еквівалентного перерізу панелі

Прийнята панель – з круглими пустотами висотою $h = 220$ мм, шириною $b'_f = 1490$ мм (рис.2.1). Така панель розраховується як балка двотаврового перерізу. Параметри двотаврового перерізу визначають замінюючи круглі пустоти прямокутними, еквівалентними їм по площі та по моменту інерції.

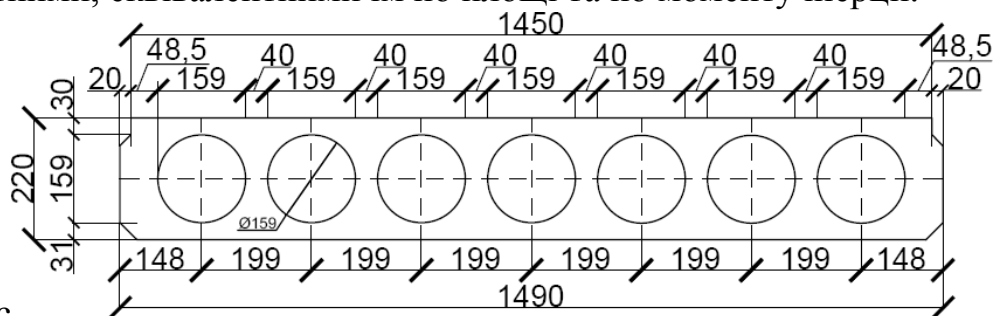


Рис. 2.1. Двотавровий переріз еквівалентної панелі перекрыття. Визначимо параметри еквівалентного двотаврового перерізу.

Площа отвору пустотної панелі:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 15.9^2}{4} = 198,46 \text{ см}^2;$$

Момент інерції отвору:

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \cdot 15.9^4}{64} = 3135,73 \text{ см}^4;$$

Еквівалентна висота прямокутного отвору:

$$h_e = \sqrt{\frac{12I}{A}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 3135,73}{198,46}} = 13,8 \text{ см};$$

Еквівалентна ширина отвору:

$$b_e = \frac{A}{h_e} = \frac{198,46}{13,8} = 14,4$$

см; Висота полиці двотаврового перерізу:

$$h'_f = h_f = \frac{h - h_e}{2} = \frac{22 - 13,8}{2} = 4,1 \text{ см};$$

Ширина ребра:

$$b = b'_f - n = 145 - 7 \cdot 14,4 = 44,2 \text{ см}.$$

Отже за визначеними параметрами для подальшого розрахунку отримуємо еквівалентний поперечний переріз панелі перекриття (рис.2.2).

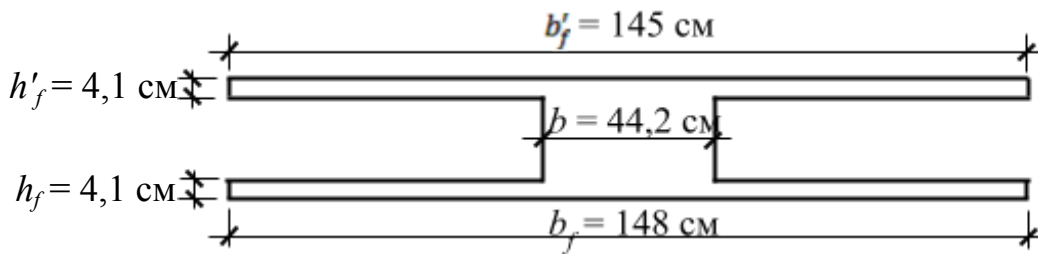


Рис. 2.2. Еквівалентний поперечний переріз багатопустотної панелі перекриття.

2.3. Визначення розрахункового прольоту панелі

Панель працює в поздовжньому напрямку як однопролітна балка на вільних опорах, навантажена рівномірно розподіленим навантаженням (рис.1.10, 2.3). Розрахунковий проліт дорівнює відстані між осями опорних площадок на ригелях.

$$l_0 = l_2 - 2 \cdot 160 = 6000 - 320 = 5680 \text{ мм.}$$

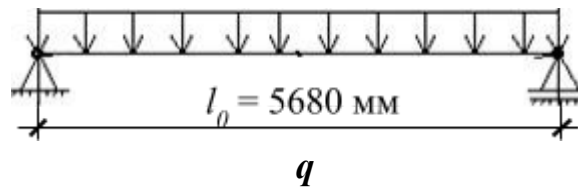


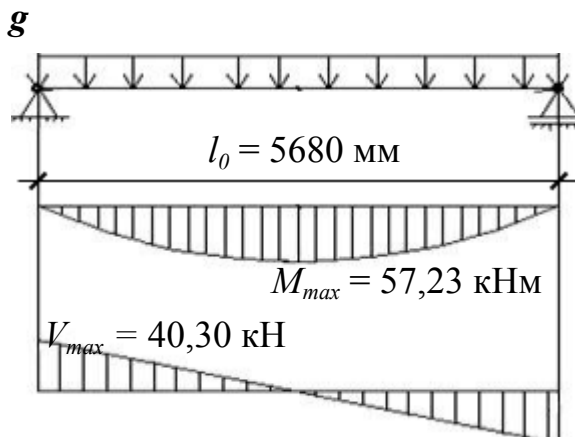
Рис. 2.3. Розрахунковий переріз панелі.

2.4. Визначення зусиль в небезпечних перерізах панелі

Визначимо максимальні значення моменту і поперечної сили, що діють в панелі (за формулами опору матеріалів для однопролітних балок на вільних опорах, навантажених рівномірно розподіленим навантаженням) (рис.2.4):

$$M_{\max} = \frac{(g + v) \cdot b_{\text{ном}} \cdot l_0^2}{8} = \frac{(4,33 + 5,13) \cdot 1,5 \cdot 5,68^2}{8} = 57,23 \text{ кНм,}$$

$$V_{\max} = \frac{(g + v) \cdot b_{\text{ном}} \cdot l_0}{2} = \frac{(4,33 + 5,13) \cdot 1,5 \cdot 5,68}{2} = 40,30 \text{ кН.}$$



$$V_{max} = 40,30 \text{ кН}$$

Рис. 2.4. Розрахункова схема та епюри внутрішніх зусиль в панелі.

2.5. Підбір поздовжньої арматури

Вихідні дані:

- бетон класу C20/25: $f_{cd} = 14,5$ МПа; $f_{ctd} = 1,05$ МПа;
- робоча арматура класу A400C: $f_{yd} = 365$ МПа; $f_{yk} = 365$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа;
- захисний шар бетону: $a = 2$ см.

Спочатку необхідно перевірити умову рівноваги для бетонної частини перерізу:

$$M_{Ed,max} \leq M_u$$

де $M_{Ed,max} = 57,23$ кНм = 5723 кНсм – згинальний момент від зовнішнього навантаження, що діє на панель;

M_u – згинальний момент, який може сприйняти переріз панелі:

$$M_u = \eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot x \cdot b_{nom} \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right).$$

Для визначення висоти стиснутої зони бетону x потрібно віднайти відносну деформацію арматури:

$$\epsilon_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{365}{1,1 \cdot 2 \cdot 10^5} = 0,0017,$$

де $f_{yk} = 365$ МПа – розрахунковий опір сталі A400C для другої групи граничних станів (додаток Г);

$\gamma_s = 1,1$ – коефіцієнт надійності по арматурі;

$E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа – модуль пружності сталі A400C (додаток Г).

Робоча висота перерізу панелі:

$$d = h - a = 22 - 2 = 20 \text{ см.}$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_s + \epsilon_{cu3}} = \frac{3,1 \cdot 0,001 \cdot 20}{3,1 \cdot 0,001 + 0,0017}$$

$$= 12,92 \text{ см.}$$

де $\varepsilon_{cu3} = 3,1\text{‰}$ – відносна деформація важкого бетону;

$d = 20$ см – робоча висота перерізу панелі;

$\varepsilon_s = 0,0017$ – відносна деформація арматурної сталі.

Отже, згинальний момент, який може сприйняти переріз панелі:

$$M_u = \eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot x \cdot b_{nom} \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 1 \cdot 14,5 \cdot 0,1 \cdot 0,8 \cdot 12,92 \cdot 150 \left(20 - \frac{0,8 \cdot 12,92}{2} \right) =$$

$$= 33343,52 \text{ кНсм,}$$

де $\eta = 1$;

$f_{cd} = 14,5$ МПа – розрахунковий опір бетону класу С20/25 при стиску (додаток В), МПа, ($1 \text{ МПа} = 0,1 \text{ кН/см}^2$);

$\lambda \cdot x$ – розрахункова висота стиснутої зони бетону; $\lambda = 0,8$;

$b = 1500 \text{ мм} = 150 \text{ см}$ – номінальна ширина перерізу панелі;

$d = 20 \text{ см}$ – робоча висота перерізу панелі.

Перевіримо виконання умови рівноваги для бетонної частини перерізу:

$$M_{Ed,max} \leq M_u$$

$$5723 \text{ кНсм} < 33343,52 \text{ кНсм}$$

Умова рівноваги виконується.

Визначимо необхідну площу арматури:

$$A_s = \frac{M_{Ed,max}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)} = \frac{5723}{365 \cdot 0,1 \cdot \left(20 - \frac{0,8 \cdot 12,92}{2} \right)} = 10,57 \text{ см}^2.$$

де $M_{Ed,max} = 57,23 \text{ кНм} = 5723 \text{ кНсм}$ – згинальний момент від зовнішнього навантаження, що діє на панель;

f_{yd} – розрахунковий опір арматурної сталі класу A400C при стиску для першої групи граничних станів (додаток Г), МПа ($1 \text{ МПа} = 0,1 \text{ кН/см}^2$).

Відповідно до знайденої необхідної площі поперечного перерізу арматури за сортаментом (додаток Е) приймаємо 4Ø20 A400C з $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

Багатопустотні панелі в ребрах зазвичай армуються зварними каркасами. Верхні стержні в каркасах приймаємо конструктивно Ø10 A240C. Також для каркасів потрібно підібрати поперечну арматуру.

2.6. Підбір поперечної арматури

Для того, щоб визначити яким чином підбирати поперечні стержні – за розрахунком або за конструктивними вимогами, необхідно перевірити умову:

$$V_c > V_{max},$$

де V_c – мінімальна величина поперечної сили, яку може сприйняти бетон без появи тріщин;

V_{max} – максимальна поперечна сила, що діє в панелі (визначена у п.2.4).

Якщо умова виконується, поперечні стержні підбирають за конструктивними вимогами, якщо ні – за розрахунком.

Спочатку визначимо мінімальну величину поперечної сили, яку може сприйняти бетон без появи тріщин:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d = 0,6 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 0,9 \cdot 44,2 \cdot 20 = 50122,8 \text{ Н},$$

де f_{ctd} – розрахунковий опір бетону стиску (додаток В);

$\gamma_{c2} = 0,9$ – коефіцієнт надійності по бетону;

b – ширина ребра еквівалентного перерізу панелі;

d – робоча висота панелі.

Перевіримо умову міцності:

$$50122,8 \text{ Н} > 40300 \text{ Н}.$$

Умова виконується, тому поперечна арматура встановлюється конструктивно. Підбираємо її з умови зварюваності з $\varnothing 20$ (додаток Ж), який

був підібраний у п.2.5, приймаємо діаметр поперечних стержнів 6 мм класу А240С з $A_{sw}=1,13 \text{ см}^2$.

За конструктивними вимогами крок поперечних стержнів біля опор панелі приймається з таких умов:

$$1) S_1 \leq \frac{h}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ мм};$$

$$2) S_1 \leq 150 \text{ мм}.$$

Приймаємо кратно 5 см $S_1 = 100 \text{ мм}$.

В середній частині панелі:

$$1) S_2 \leq \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 220 = 165 \text{ мм};$$

$$2) S_2 \leq 300 \text{ мм};$$

Приймаємо кратно 5 см $S_2 = 150 \text{ мм}$.

Відстані, на які потрібно встановити поперечну арматуру з визначеними кроками, вираховуються за конструктивними вимогами (рис.2.5).

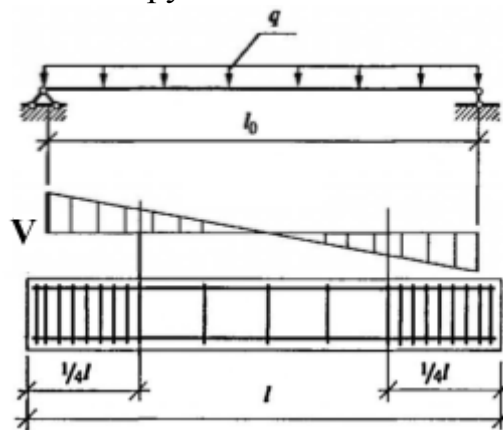


Рис. 2.5. Конструктивні вимоги щодо встановлення поперечних стержнів.

Полиці панелі армуються конструктивними сітками С-1 і С-2 з арматурного дроту Ø3 Вр-1 з кроком 200 мм. Прийняте армування панелі зображене на рис.2.6...2.8.

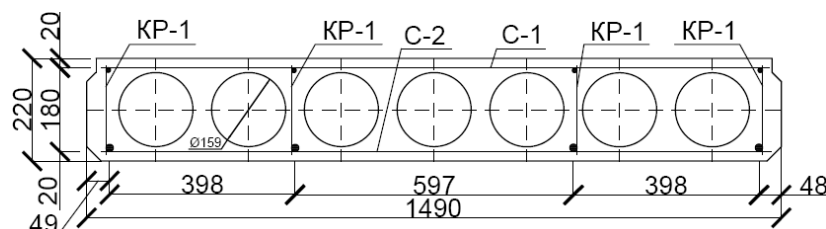


Рис. 2.6. Поперечний переріз панелі з армуванням.

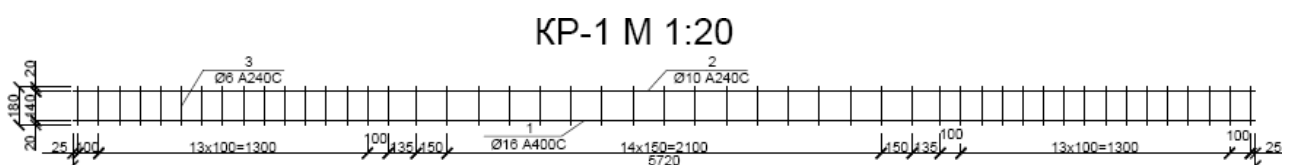


Рис. 2.7. Загальний вигляд каркасу Кр-1.

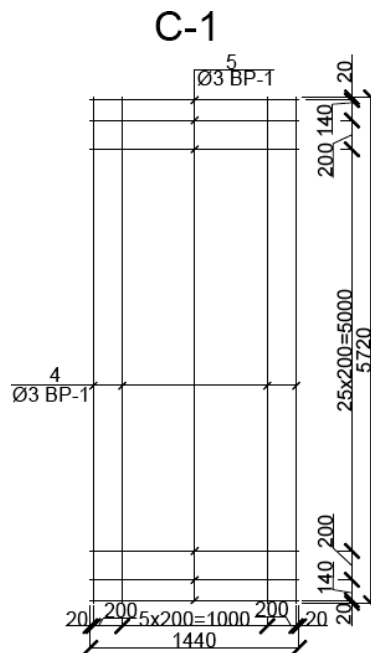


Рис. 2.8. Конструктивна сітка С-1 для верхньої полиці панелі.

Якщо умова $V_c > V$ не виконується – поперечну арматуру підбирають за розрахунком. Діаметр поперечних стержнів приймають за умовою зварюваності з робочими стержнями панелі (додаток Ж),

Визначають крок поперечних стержнів, який повинен бути не більше величини:

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{c2} \times f_{ctd} \times 10^2 \times \gamma_{c2} \times b \times d^2 (1 + \varphi_f)}{V \cdot 10^3},$$

де φ_{c2} – коефіцієнт, що враховує вид бетону, для важкого бетону $\varphi_{c2} = 2$;

φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць:

$$\varphi_f = 0,75 \times \frac{(b_f' - b) \times h_f'}{b \times d} \leq 0,5;$$

$$\varphi_f = 0,75 \times \frac{(145 - 44,2) \times 4,1}{44,2 \times 20} = 0,35 < 0,5.$$

Якщо S_{max} виходить більше 15 см, крок поперечних стержнів на приопорних ділянках панелі приймають за конструктивними вимогами:

1) $S_1 \leq \frac{h}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ мм};$

2) $S_1 \leq 150 \text{ мм}.$

Приймають кратно 5 см $S_1 = 100 \text{ мм}.$

Якщо поперечні стержні недостатньо заанкерені у полиці або їх кількість менше $\rho_w = 0,0015$, тоді у подальших розрахунках $\phi_f = 0$.

Для цього перевіряють умову:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \times S_1} = \frac{A_{sw}}{44,2 \times 10} < 0,0015.$$

При призначеному діаметрі і кроці поперечних стержнів погонне зусилля, що сприймається поперечними стержнями, визначається за формулою:

$$q_{sw} = \frac{f_{ywd} \times A_{sw}}{S} = \frac{260 \times 10^2 \times A_{sw}}{10}, \frac{\text{Н}}{\text{см}};$$

Визначають довжину проекції невідгідного похилого перерізу:

$$c = \sqrt{\frac{\phi_{c2} \times f_{ctd} \times 10^2 \times \phi_{c2} \times b \times d^2}{q_{sw}}}, \text{ см};$$

Перевіряють умову: $c \leq 2 \times d = 2 \times 20 = 40 \text{ см}$.

Якщо умова не виконується, далі в розрахунках приймають $c = 40 \text{ см}$.

Визначають зусилля, що сприймається поперечними стержнями:

$$V_{sw} = q_{sw} \times c; \text{ Н}.$$

Визначають зусилля, що сприймається бетоном:

$$V_c = \frac{\phi_{c2} \times f_{ctd} \times 10^2 \times \gamma_{c2} (1 + \phi_f) \times b \times d^2}{c}, \text{ Н}.$$

Перевіряють умову міцності похилого перерізу на дію поперечної сили:

$$V \leq V_{sw} + V_c.$$

Порівнюють в одних одиницях вимірювання – або в ньютонх, або в кілоньютонх.

Якщо умова не виконується, збільшують діаметр поперечних стержнів і повторюють розрахунок.

В середній частині панелі крок поперечних стержнів приймається з умов:

$$1) \quad S_2 \leq \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 220 = 165 \text{ мм};$$

$$2) \quad S_2 \leq 300 \text{ мм};$$

Приймаємо кратно 5 см $S_2 = 150 \text{ мм}$.

Відстані, на які потрібно встановити поперечну арматуру з визначеними кроками, вираховуються за конструктивними вимогами (рис.2.5).

3. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ РИГЕЛЯ

Ригель балочного збірного перекриття будівлі з неповним каркасом при

однакових прольотах і невеликому тимчасовому навантаженні розглядають як нерозрізну багатопролітну балку (рис.3.1).

У даному прикладі розглядається ригель с полицями вниз для спирання на них багатопустотних панелей (рис.3.2, 1.10).

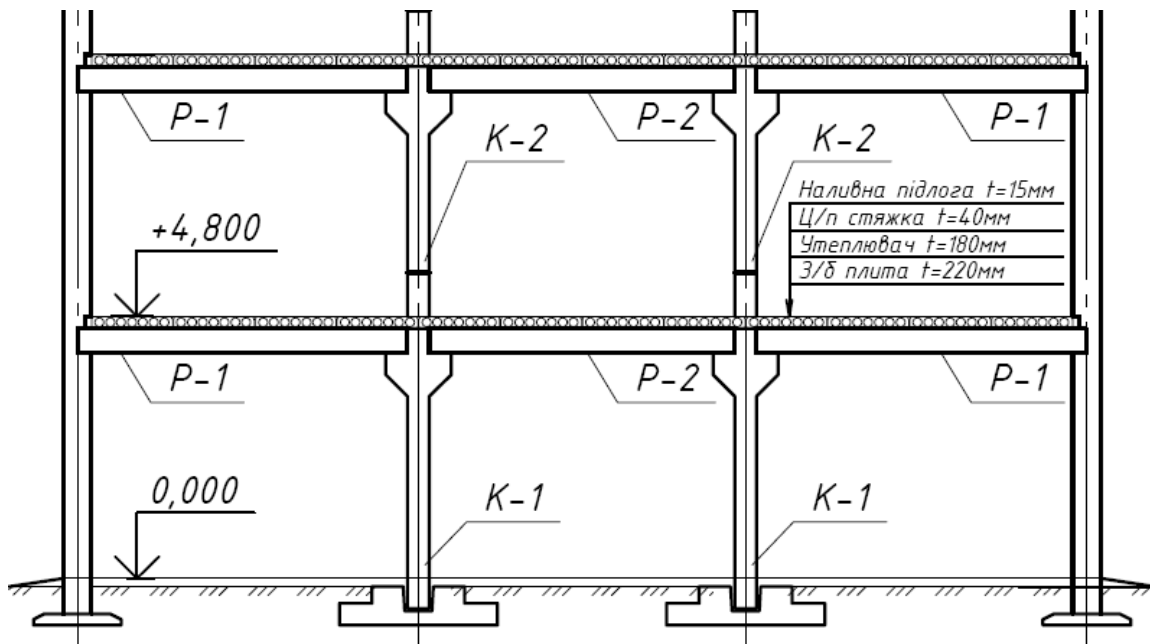


Рис. 3.1. Фрагмент поперечного розрізу збірної будівлі.

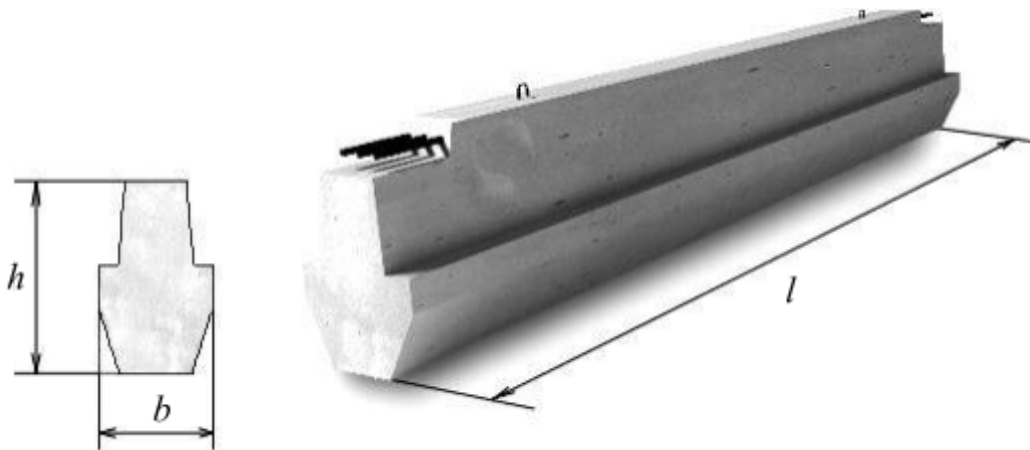


Рис. 3.2. Збірний залізобетонний ригель з полицями внизу.

Вихідні дані:

- бетон класу C20/25: $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$; $f_{ctd} = 1,05 \text{ МПа}$;
- робоча арматура класу A400C: $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$; $f_{yk} = 365 \text{ МПа}$; $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

3.1. Призначення розмірів поперечного перерізу ригеля

Спочатку необхідно задатись розмірами поперечного перерізу ригеля за пропорціями, відомими з досвіду проектування:

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{18} \right) l_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{18} \right) \cdot 600 \text{ см} = 50 \dots 33,3 \text{ см};$$

$$b_p = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) h_p = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) \cdot 45 \text{ см} = 22,5 \dots 15 \text{ см};$$

де $l_p = 6 \text{ м}$ – довжина ригеля, відома з компонування перекриття.

Приймаємо: $h_p = 45 \text{ см}$; $b_p = 20 \text{ см}$ (рис.3.3).

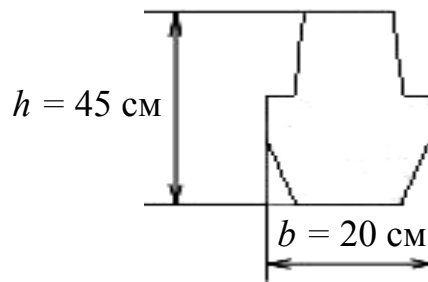


Рис. 3.3. Прийняті розміри поперечного перерізу ригеля.

3.2. Збір навантажень на ригель

Розрахункове навантаження на 1 м.п. ригеля складається з постійного навантаження g (від маси панелі і конструкції підлоги), корисного змінного навантаження v , зібраних з довжини ригеля $l_p = 6$ м (рис.3.4), та власної ваги ригеля.

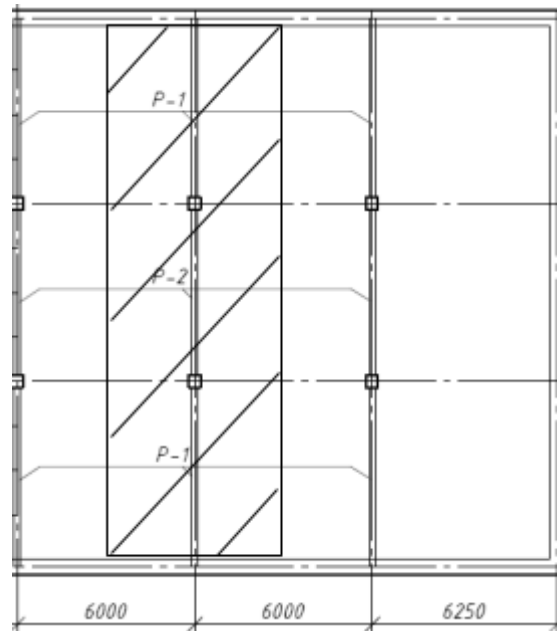


Рис. 3.4. Вантажна площа, з якої збирається навантаження на ригель.

Навантаження від підлоги і перекриття беруться з розрахунку панелі (п.2.1):
 $g_{пан} = 4,33 \text{ кН/м}^2$; $v_{пан} = 5,13 \text{ кН/м}^2$.

Визначимо навантаження від власної ваги ригеля:

- характеристичне:

$$g_p^n = \left(0,20 \cdot 0,45 + \frac{1}{2} \cdot 0,125 \cdot 0,25 \cdot 2 \right) \cdot 2500 \cdot 10 = 3,81 \text{ кН/м};$$

де 2500 кг/м^3 – щільність важкого бетону;

10 – для узгодження одиниць вимірювання;

- розрахункове:

$$g_p = g_p^n \cdot 1,1 = 3,81 \cdot 1,1 = 4,19 \text{ кН/м};$$

де 1,1 – коефіцієнт надійності по навантаженню.

Визначимо постійне розрахункове навантаження на 1 м.п. ригеля:

$$g = g_{\text{пан}} \cdot 6 + g_p = 4,33 \cdot 6 + 4,19 = 30,17 \text{ кН/м};$$

Визначимо змінне розрахункове навантаження на 1 м.п. ригеля:

$$v = v_{\text{пан}} \cdot 6 = 5,13 \cdot 6 = 30,78 \text{ кН/м}.$$

3.3. Визначення внутрішніх зусиль в ригелі

Значення моментів і поперечних сил, що діють в нерозрізному ригелі, визначаються за такими формулами:

$$M = (\alpha \cdot g \pm \beta \cdot v) \cdot l^2; \quad V = (\gamma \cdot g \pm \delta \cdot v) \cdot l,$$

де $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ – табличні коефіцієнти, які обираються з довідкових таблиць залежно від кількості прольотів ригеля;

g, v – навантаження, зібрані на ригель;

l – відстань між осями опор;

$$l_{\text{кр}} = 6 + \frac{0,25}{2} = 6,125 \text{ м};$$

де 0,25 м – відстань, на яку спирається ригель на стіну;

$$l_{\text{сер}} = 6 \text{ м}.$$

Зусилля в перерізах по довжині ригеля визначають через 0,2 довжини прольоту. Розрахунок ведуть в табличній формі.

Визначення згинальних моментів у перерізах ригеля

Переріз	gl^2	α	$M_g = \alpha gl^2$	$v \cdot l^2$	β		$M_v = \beta vl^2$		$M = (\alpha \cdot g \pm \beta \cdot v) \cdot l$ кНм	
					Max+	Min-	Max+	Min-	Max+	Min-
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,2	30,17* *6,125 ² = =1131,85	0,06	67,91	30,78* *6,125 ² = = 1153,8	0,07	-0,01	80,77	-11,54	148,68	56,37
0,4		0,08	90,55		0,1	-0,02	115,38	-23,08	205,93	67,47
0,6		0,06	67,91		0,09	-0,03	103,84	-34,61	171,75	33,3
0,8		0	0		0,0402	-0,0402	46,38	-46,38	46,38	-46,38
1,0		-0,1	-113,19		0,0167	-0,1167	19,27	-134,65	-93,92	-247,84
1,2	30,17*6 ² = =1086,12	-0,02	-21,72	30,78* *6 ² = =1108,08	0,03	-0,05	33,24	-55,40	11,52	-77,12
1,4		0,02	21,72		0,07	-0,05	77,57	-55,40	99,29	-33,68
1,5		0,025	27,15		0,075	-	83,11	-	110,26	-

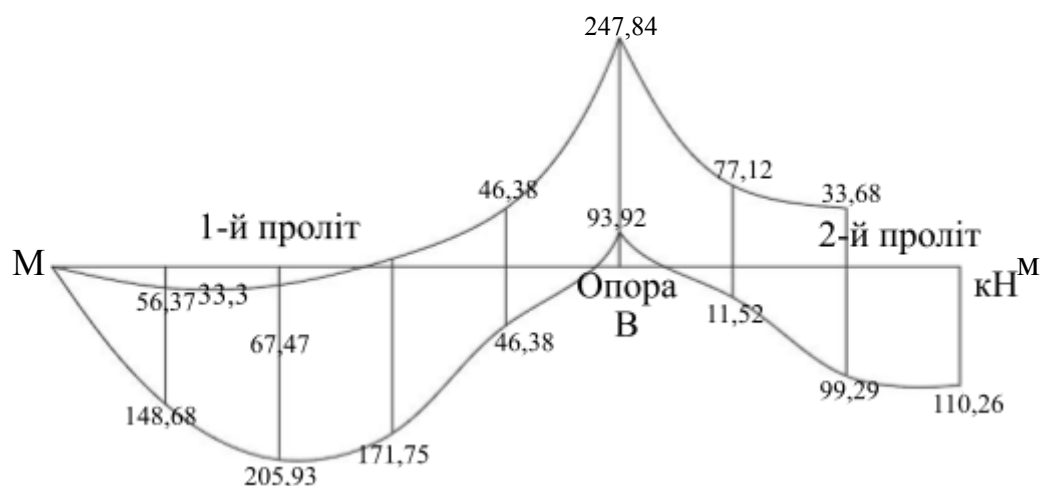


Рис. 3.5. Епюра згинальних моментів.

Визначення поперечних сил у перерізах ригеля

Переріз	$g \cdot l$	γ	$V_g = \gamma \cdot g \cdot l$	$v \cdot l$	δ		$V_v = \delta \cdot v \cdot l$		$V = (\gamma \cdot g \pm \delta \cdot v) \cdot l$ кНм	
					Max+	Min-	Max+	Min-	Max+	Min-
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	30,17* *6,125= =184,79	0,4	73,92	30,78* *6,125= =188,53	0,45	-0,05	84,84	-9,43	158,76	64,49
0,2		0,2	36,96		0,2752	-0,0752	51,88	-14,18	88,84	22,78
0,4		0	0		0,1496	-0,1496	28,20	-28,20	28,20	-28,20
0,6		-0,2	-36,96		0,0694	-0,2694	13,08	-50,79	-23,88	-87,75
0,8		-0,4	-73,92		0,028	-0,4280	5,28	-80,69	-68,64	-154,61
1,0		-0,6	-110,87		0,0167	-0,6167	3,15	-116,27	-107,72	-227,14
1,0	30,17* *6= =181,02	0,5	90,51	30,78* *6= =184,68	0,5833	-0,0833	107,72	-15,38	198,23	75,13
1,2		0,3	54,31		0,3991	-0,0991	73,71	-18,30	128,02	36,01
1,4		0,1	18,10		0,2537	-0,1537	46,85	-28,38	64,95	-10,28
1,5		0	0		0,1979	-0,1979	36,55	-36,55	36,55	-36,55
1,5		0	0		0,1979	-0,1979	36,55	-36,55	36,55	-36,55

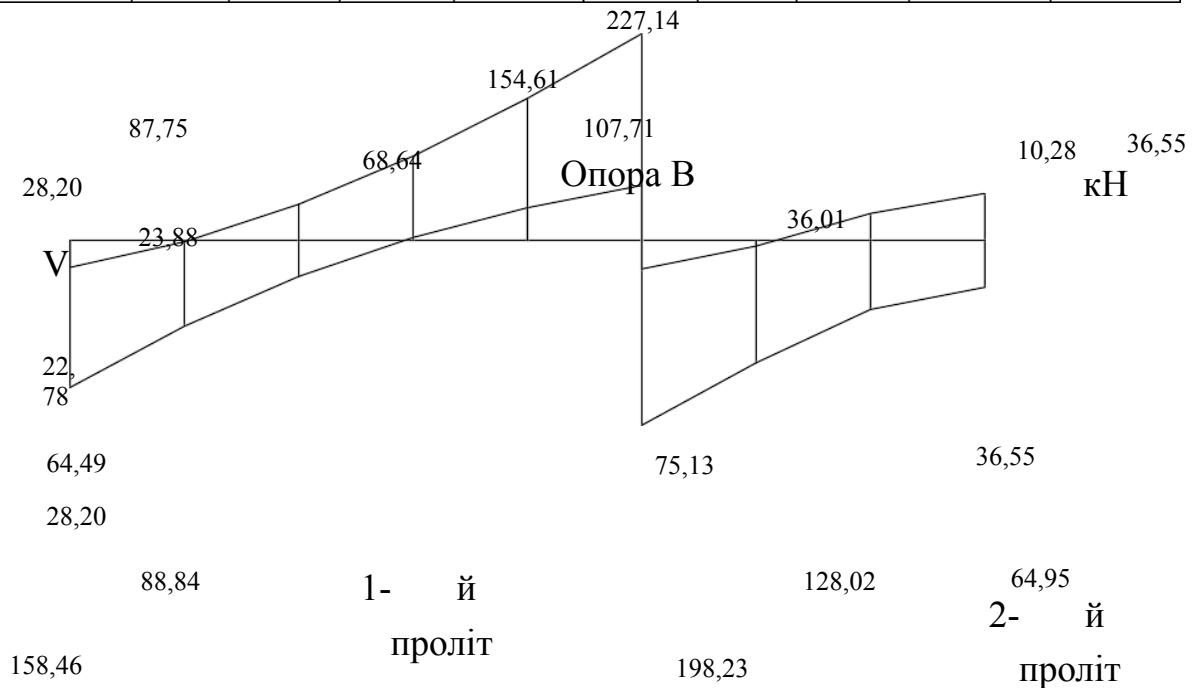


Рис. 3.6. Епюра поперечних сил.

3.4. Уточнення розмірів поперечного перерізу ригеля

Розрахунок на уточнення висоти ригеля виконують по опорному згинальному моменту, що діє на грані колони (переріз 1,0, рис.3.5, 3.6, 3.7):

$$M'_b = M_b - V_b \cdot \frac{h_{col}}{2} = 247,84 - 75,13 \cdot \frac{0,3}{2} = 236,57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

де 0,3 м – переріз колони.

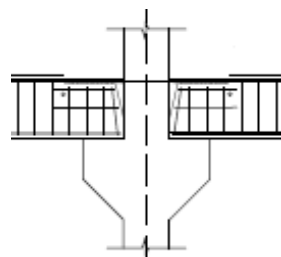


Рис. 3.7. До визначення згинальному моменту, що діє на грані колони.

Мінімальна робоча висота перерізу ригеля:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_{\text{сд}}}{R \cdot b}} = \sqrt{\frac{236,57 \cdot 10^5}{0,405 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 0,9}} = 47,31 \text{ см},$$

де α_R – коефіцієнт, що обирається за додатком 3 в залежності від класу бетону та арматури;

$f_{cd} = 14,5$ МПа – розрахунковий опір бетону класу C20/25 при стиску (додаток В);

$\gamma_{c2} = 0,9$ – коефіцієнт надійності по бетону;

$b = 20$ см – ширина перерізу ригеля, прийнята раніше.

Попередньо приймаємо діаметр робочих стержнів на опорі – 32 мм. Враховуючи їх однорядне розташування відстань до центру ваги арматури: $a = 32 + 32/2 = 48$ мм, приймаємо $a = 5$ см, тоді повна висота перерізу ригеля:

$$h = d_{min} + a = 47,31 + 5 = 52,31 \text{ см, попередньо приймаємо } h = 55$$

см; Перевіряємо співвідношення розмірів перерізу:

$$\frac{b}{h} = \frac{20}{55} = \frac{1}{2,75}$$

, що менше $1/3$, отже співвідношення виконується, приймаємо

$$b \times h = 20 \times 55 \text{ см.}$$

Якщо співвідношення не виконується, потрібно збільшити ширину перерізу b і повторити розрахунок.

Перевіряємо достатність розмірів ригеля з умови міцності по стиснутій похилій смузі (рис.3.8):

$$V_{max} < V$$

де $V_{max} = 227,14$ кН – максимальна поперечна сила, що діє на опорі (переріз 1,0, рис.3.6).

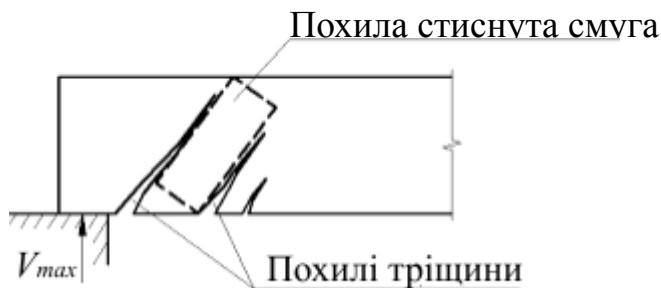


Рис. 3.8. Руйнування по похилій стиснутій смузі.

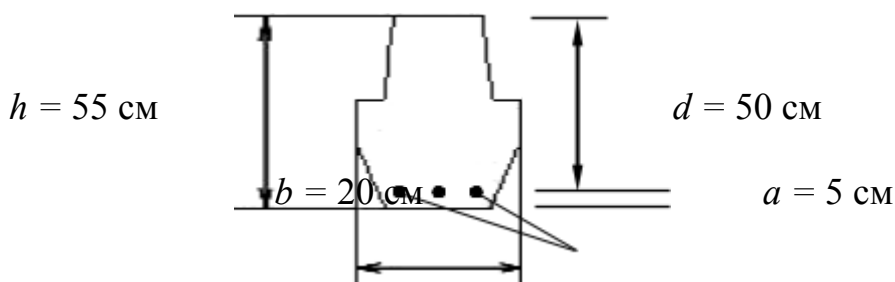
Визначимо поперечну силу, яку може сприйняти стиснута похила смуга бетонного перерізу ригеля з прийнятими розмірами:

$$V = 0,3 \cdot \varphi_w \cdot \varphi_{c2} \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot 1 \cdot 0,855 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 50 = 334,7 \text{ кН,}$$

де:

$$\varphi_{c1} = 1 - 0,01 \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855$$

$d = h - a = 55 - 5 = 50$ см – робоча висота перерізу (рис.3.9).



A_s

Рис. 3.9. До визначення робочої висоти перерізу.

Перевіряємо умову:

$$227,14 \text{ кН} < 334,7 \text{ кН}.$$

Умова виконується, розміри поперечного перерізу ригеля достатні, остаточно приймаємо $b \times h = 20 \times 55 \text{ см}$ (рис.3.10).

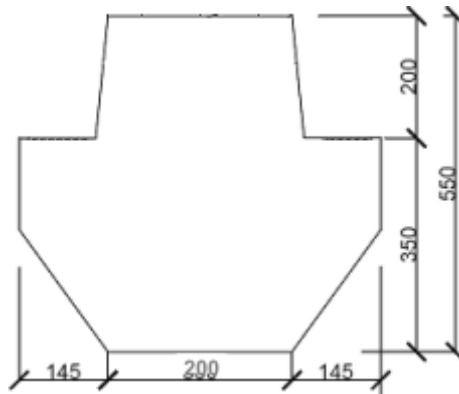


Рис. 3.10. Остаточно прийняті розміри поперечного перерізу ригеля.

3.5. Розрахунок міцності ригеля по нормальним перерізам

У даній розрахунково-графічній роботі приймається армування ригеля зварними каркасами.

1-й проліт:

Максимальний момент у 1-му прольоті: $M_{Ed,1} = 205,93 \text{ кНм} = 20593 \text{ кНсм}$ (див. таблицю визначення згинальних моментів у п.3.3, і рис.3.5).

Розміщуємо арматуру в два ряди.

Приймаємо попередньо діаметр стержнів 18 мм, тоді:

$$a = 3 \cdot \text{ш.} + \varnothing + u + \varnothing/2 = 18 + 18 + 18 + 18/2 = 63 \text{ мм}.$$

Приймаємо $a = 6,5 \text{ см}$.

Тоді робоча висота перерізу ригеля:

$$d = h - a = 55 - 6,5 = 48,5 \text{ см}.$$

Потрібна площа арматури в будь-якому перерізі ригеля визначається за формулою:

$$A_s = \frac{M_{Ed,i}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)},$$

де f_{yd} – розрахунковий опір арматурної сталі класу А400С при стиску для першої групи граничних станів (додаток Г), МПа ($1 \text{ МПа} = 0,1 \text{ кН/см}^2$);

$\lambda \cdot x$ – розрахункова висота стиснутої зони бетону; $\lambda = 0,8$;

x – висота стиснутої зони бетону.

Для визначення висоти стиснутої зони бетону x потрібно віднайти

відносну деформацію арматури:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{yk}}{\sigma_s \cdot E_s} = \frac{365}{1,1 \cdot 2 \cdot 10^5} = 0,0017,$$

де $f_{yk} = 365$ МПа – розрахунковий опір сталі А400С для другої групи граничних станів (додаток Г);

$\gamma_s = 1,1$ – коефіцієнт надійності по арматурі;

$E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа – модуль пружності сталі А400С (додаток Г).

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot d}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu3}} = \frac{3,1 \cdot 0,001 \cdot 48,5}{3,1 \cdot 0,001 + 0,0017} = 31,32 \text{ см.}$$

де $\varepsilon_{cu3} = 3,1\%$ – відносна деформація важкого бетону;

$\varepsilon_s = 0,0017$ – відносна деформація арматурної сталі.

Визначимо необхідну площу арматури у 1-му прольоті:

$$A_s = \frac{M_{Ed,1}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)} = \frac{20593}{365 \cdot 0,1 \cdot \left(48,5 - \frac{0,8 \cdot 31,32}{2} \right)} = 15,68 \text{ см}^2.$$

де f_{yd} – розрахунковий опір арматурної сталі класу А400С при стиску для першої групи граничних станів (додаток Г), МПа ($1 \text{ МПа} = 0,1 \text{ кН/см}^2$).

Відповідно до знайденої необхідної площі поперечного перерізу арматури за сортаментом (додаток Е) приймаємо 6Ø20 А400С з $A_s = 18,85 \text{ см}^2$ (поз. 1, 2 на рис.3.11), верхню арматуру у 1-му прольоті приймаємо конструктивно – 3Ø12 А240С (поз. 3 на рис.3.11).

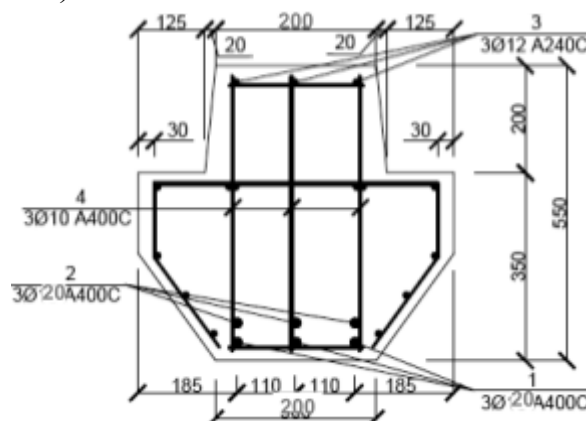


Рис. 3.11. Армонування ригеля у 1-му прольоті.

2-й проліт:

Максимальний момент у 2-му прольоті: $M_{Ed,2} = 110,26 \text{ кНм} = 11026 \text{ кНсм}$ (див. таблицю визначення згинальних моментів у п.3.3 і рис.3.5).

Оскільки згинальний момент в 2-му прольоті набагато менший ніж в першому, то арматуру розміщуємо в один ряд.

$$a = \text{з.ш.} + \varnothing/2 = 25 + 25/2 = 37,5 \text{ мм.}$$

Приймаємо $a = 4 \text{ см.}$

Тоді робоча висота перерізу ригеля:

$$d = h - a = 55 - 4 = 51 \text{ см.}$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu3}}{d} = \frac{3,1 \cdot 0,001 \cdot 51}{3,1 \cdot 0,001 + 0,0017} = 32,94 \text{ см.}$$

де $\varepsilon_{cu3} = 3,1\text{‰}$ – відносна деформація важкого бетону;
 $\varepsilon_s = 0,0017$ – відносна деформація арматурної сталі.

Визначимо необхідну площу арматури у 2-му прольоті:

$$A_s = \frac{M_{Ed,2}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)} = \frac{11026}{365 \cdot 0,1 \cdot \left(51 - \frac{0,8 \cdot 32,94}{2} \right)} = 7,99 \text{ см}^2.$$

де f_{yd} – розрахунковий опір арматурної сталі класу А400С при стиску для першої групи граничних станів (додаток Г), МПа (1 МПа = 0,1 кН/см²).

Відповідно до знайденої необхідної площі поперечного перерізу арматури за сортаментом (додаток Е) приймаємо 3Ø20 А400С з $A_s = 9,41 \text{ см}^2$ (поз. 5, 6 на рис.3.12).

У 2-му прольоті є від'ємний момент (-33,68 кНм) (див. таблицю визначення згинальних моментів у п.3.3 і рис.3.5), отже потрібний розрахунок верхньої арматури, який проводимо аналогічно.

Арматуру розміщуємо в один ряд: $d = h - a = 55 - 4 = 51 \text{ см.}$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu3}}{d} = \frac{3,1 \cdot 0,001 \cdot 51}{3,1 \cdot 0,001 + 0,0017} = 32,94 \text{ см.}$$

де $\varepsilon_{cu3} = 3,1\text{‰}$ – відносна деформація важкого бетону;
 $\varepsilon_s = 0,0017$ – відносна деформація арматурної сталі.

Визначимо необхідну площу верхньої арматури у 2-му прольоті:

$$A_s = \frac{M_{Ed,2\phi}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)} = \frac{3368}{365 \cdot 0,1 \cdot \left(51 - \frac{0,8 \cdot 32,94}{2} \right)} = 2,44 \text{ см}^2.$$

де f_{yd} – розрахунковий опір арматурної сталі класу А400С при стиску для першої групи граничних станів (додаток Г), МПа (1 МПа = 0,1 кН/см²).

Відповідно до знайденої необхідної площі поперечного перерізу арматури за сортаментом (додаток Е) приймаємо 3Ø12 А400С з $A_s = 3,39 \text{ см}^2$ (поз. 7 на

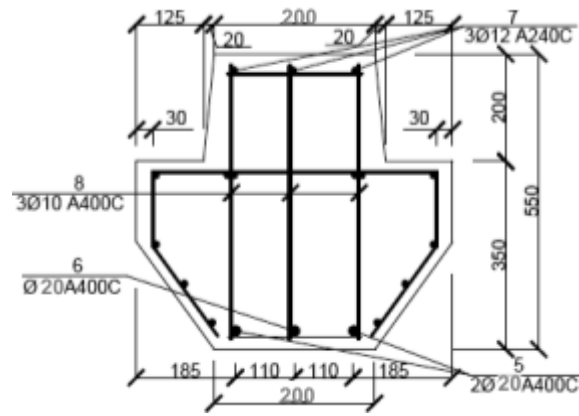


рис.3.12).

Рис. 3.12. Армування ригеля у 2-му прольоті.

Переріз на опорі В.

Максимальний момент на опорі В: $M_{Ed,B} = 247,84 \text{ кНм} = 24784 \text{ кНсм}$ (див. таблицю визначення згинальних моментів у п.3.3 і рис.3.5).

Розташування арматури – в один ряд: $d = h - a = 55 - 4 = 51 \text{ см.}$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot d}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_s} = \frac{3,1 \cdot 0,001 \cdot 51}{3,1 \cdot 0,001 + 0,0017} = 32,94 \text{ см.}$$

де $\varepsilon_{cu3} = 3,1\text{‰}$ – відносна деформація важкого бетону;

$\varepsilon_s = 0,0017$ – відносна деформація арматурної сталі.

Визначимо необхідну площу арматури на опорі В:

$$A_s = \frac{M_{Ed,B}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)} = \frac{24784}{365 \cdot 0,1 \cdot \left(51 - \frac{0,8 \cdot 32,94}{2} \right)} = 17,95 \text{ см}^2.$$

де f_{yd} – розрахунковий опір арматурної сталі класу А400С при стиску для першої групи граничних станів (додаток Г), МПа ($1 \text{ МПа} = 0,1 \text{ кН/см}^2$).

Відповідно до знайденої необхідної площі поперечного перерізу арматури за сортаментом (додаток Е) приймаємо 3Ø28 А400С з $A_s = 18,47 \text{ см}^2$ (поз. 9, 10 на рис.3.13).

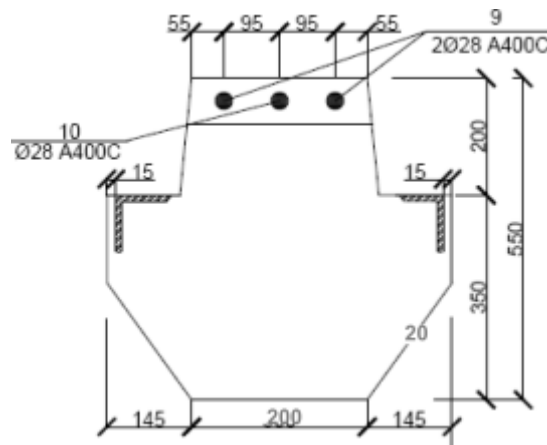


Рис. 3.13. Армонування ригеля на опорі.

3.6. Розрахунок міцності ригеля по похилим перерізам

З метою уніфікації поперечного армування розрахунок ригеля по похилим перерізам проводиться для максимального значення поперечної сили, у даному прикладі $V_{max} = 227,14 \text{ кН}$ (див. таблицю визначення поперечних сил у п.3.3 і рис.3.6).

Для того, щоб визначити яким чином підбирати поперечні стержні – за

розрахунком або за конструктивними вимогами, необхідно перевірити умову:

$$V_{max} \leq V_{c,min},$$

де $V_{c,min}$ – мінімальна величина поперечної сили, яку може сприйняти бетон без появи тріщин;

V_{max} – максимальна поперечна сила, що діє в панелі (див. таблицю визначення поперечних сил у п.3.3 і рис.3.6).

Якщо умова виконується, поперечні стержні підбирають за конструктивними вимогами, якщо ні – за розрахунком.

Спочатку визначимо мінімальну величину поперечної сили, яку може прийняти бетон без появи тріщин:

$$V_{c,min} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d = 0,6 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 50,8 = 57,6 \text{ кН},$$

де f_{ctd} – розрахунковий опір бетону стиску (додаток В);

$\gamma_{c2} = 0,9$ – коефіцієнт надійності по бетону;

b – ширина перерізу ригеля;

d – робоча висота ригеля:

$$d = \left(h - \phi - \frac{\phi}{2} \right) = 55 - 2,8 - 1,4 = 50,8 \text{ см};$$

Перевіримо умову міцності:

$$227,14 \text{ кН} > 57,6 \text{ Н}.$$

Умова не виконується, поперечну арматуру треба розраховувати. Діаметр поперечних стержнів приймаємо з умови зварюваності з повздовжніми стержнями діаметром $\phi 28$ (підібраними для опори В, п.3.5) $d_{sw} = 10$ мм (додаток Ж) (поз. 4 на рис.3.11, поз. 8 на рис.3.12).

Площа хомутів в одній площині (у трьох каркасах): $A_{sw} = 2,36 \text{ см}^2$. Для стержнів класу А400С $f_{ywd} = 290 \text{ МПа}$;

Визначимо крок хомутів:

$$S_{max} = \frac{2 \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d^2}{V_{max}} = \frac{2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 50,8^2}{227,14 \cdot 10^3} = 42,89 \text{ см};$$

А також з умов:

$$1) S_1 \leq \frac{h}{3}; S_1 = \frac{55}{3} = 18,33 \text{ см};$$

$$2) S_1 \leq 30 \text{ см};$$

Округлюємо кратно 5 см у менший бік, приймаємо S_1 (на приопорних ділянках) 15 см.

$$q_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{S_1} = \frac{290 \cdot 10^2 \cdot 2,36}{15} = 4562,67 \text{ Н/см};$$

Визначимо зусилля в хомутах на одиницю довжини елементу:

Довжина проекції похилої тріщини:

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{c2} \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 50,8^2}{4562,67}} = 46,24 \text{ см};$$

Перевіряємо умову $c \leq 2d$; $46,24 \text{ см} \leq 101,6 \text{ см}$, умова виконується,

приймаємо $c = 46,24\text{см}$;

Визначимо поперечне зусилля, що сприймається хомутами:

$$V_{sw} = q_{sw} \cdot c = 4562,67 \cdot 46,24 = 210977,86\text{Н};$$

Визначимо поперечне зусилля, що сприймається бетоном:

$$V_c = \frac{\varphi_{c2} \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d^2}{c} = \frac{2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 50,8^2}{46,24} = 210960,62 \text{ Н};$$

Перевіримо умову:

$$V_{max} \leq V_c + V_{sw};$$

$$227,14 \text{ кН} < 210,96 + 210,98 = 421,94 \text{ кН}.$$

Умова виконується, міцність похилого перерізу забезпечена, тобто на

приопорних ділянках довжиною $\frac{l}{4} = \frac{6}{4} = 1,5$ м, крок хомутів $S_1 = 15$ см.

В середній частині прольоту крок хомутів повинен бути:

$$1) S_2 \leq \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 55 = 41,25 \text{ см}.$$

$$2) S_2 \leq 50 \text{ см};$$

Приймаємо кратно 5 см, заокруглюючи в менший бік: $S_2 = 40$ см.

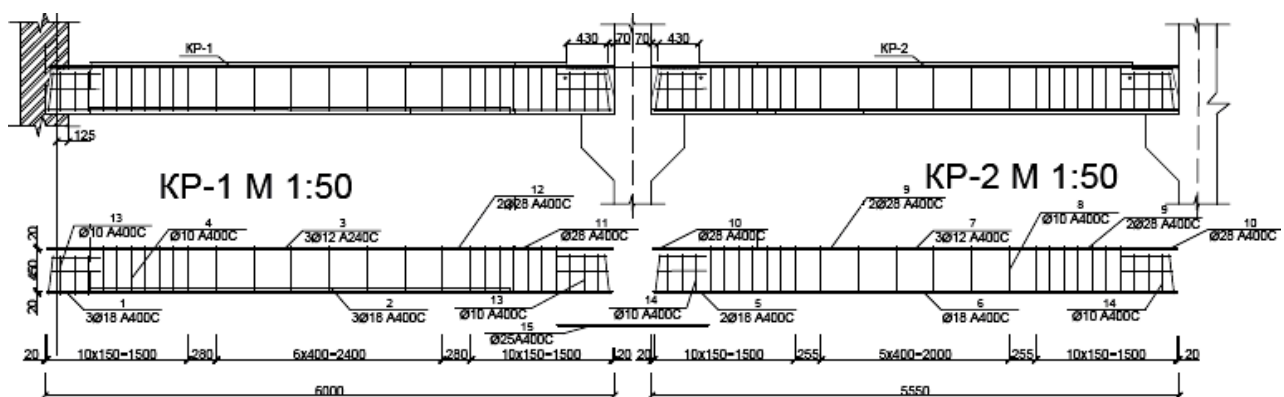


Рис. 3.14. Приклад креслення ригеля з армуванням.

Література

Основна література

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – Київ, 2006. – 78 с.
2. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011. – 73 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. – 75 с.
4. ДБН В.1.2-14:2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
5. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
7. ДСТУ Б. А. 2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. К.:2009.
8. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. К.:2019.

Допоміжні джерела інформації

1. Бабаєв В.М., Бамбура А.М., Пустовойтова О.М. та ін. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6 -98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01 -84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). – Харків: Золоті сторінки, 2015.
2. Бамбура А.М., Сазонова І.Р., Дорогова О.В., Войцехівський О.В. Проектування залізобетонних конструкцій. Посібник. – Київ: Майстер книг, 2018.
3. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. Підручник К.: Вища школа, 1995. – 592 с.
4. Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П. Залізобетонні конструкції. Підручник К.: Вища школа, 2000. – 508 с.
5. Голишев О.Б., Бамбура А.Н. “Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону”, Київ, ЛОТОС, 2004.

ДОДАТКИ

Міністерство освіти і науки України
Національний університет «Одеська політехніка»
Кафедра будівництва, архітектури та дизайну

Завдання № _____ до курсового проєкту:

**"Розрахунок і конструювання залізобетонного збірного ребристого
перекриття"**

Студент _____ група ОТНБ-_____

1. Довжина і ширина будівлі: $L_1 \times L_2 = \text{_____} \times \text{_____} \text{ м}$
2. Висота поверху: $h = \text{_____} \text{ м}$
3. Кількість поверхів: $n = \text{_____}$
4. Тип підлоги: $\Pi - \text{_____}$
5. Нормативне корисне навантаження на переkritтя: $\nu = \text{_____} \text{ кН/м}^2$
6. Клас бетону переkritтя: $C \text{ _____}$
9. Клас робочої арматури: $A400C$
10. Клас конструктивної арматури класу $A240C$

Склад розрахунково-графічної роботи:

- а) Розрахунок і конструювання збірної залізобетонної панелі.
- б) Розрахунок і конструювання збірного залізобетонного ригеля (армування зварними каркасами).

Дата видачі завдання: _____ р. Керівник:

_____/_____/_____

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ОДЕСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»
ІНСТИТУТ ЦИФРОВИХ ТЕХНОЛОГІЙ, ДИЗАЙНУ ТА ТРАНСПОРТУ
КАФЕДРА ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ПРОЄКТУВАННЯ ТА ДИЗАЙНУ

Пояснювальна записка

до курсового проєкту на тему:

**“Розрахунок і конструювання залізобетонного збірного ребристого
перекриття”**

Виконав:

ст. гр. _____

Прізвище, ініціали здобувача

Перевірив:

Прізвище, ініціали викладача

Додаток В

Розрахункові опори і модулі пружності важкого бетону, в МПа

Характеристики	К Л А С И Б Е Т О Н У										
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
	Для граничного стану 1-ї групи										
Стиск осьовий (призмове міцність) f_{cd}	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
Розтяг осьовий f_{ctd}	0,57	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	Для граничного стану 2-ї групи										
Стиск осьовий f_{ck}	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43
Розтяг осьовий f_{ctk}	0,85	1,15	1,3	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
Середні значення міцності бетону при розтягу f_{ctm}	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1
Середні значення початкового модуля пружності бетону, $E_{cm} \times 10^{-4}$	1,8	2,3	2,7	3,0	3,25	3,45	3,6	3,75	3,9	3,95	4,0
Розрахункові значення модуля пружності бетону $E_{cd} \times 10^{-4}$	1,6	2,05	2,4	2,7	2,9	3,1	3,25	3,4	3,5	3,5	3,6

Додаток Г

Розрахункові опори і модулі пружності стержньової арматури

Класи арматури	Розрахункові опори, МПа			Модуль пружності E_s , МПа
	для розрахунку за граничними станами 1-ї групи		для розрахунку за граничними станами 2-ї групи	
	f_{yd}	f_{yud}	f_{yk}	
A240C	225	175	235	$2,1 \cdot 10^5$
A300C	280	225	295	$2,1 \cdot 10^5$
A400C $\varnothing 6, 8 \text{ мм}$	355	285	390	$2,0 \cdot 10^5$
A400C $\varnothing 10 \dots 40 \text{ мм}$	365	290	395	$2,0 \cdot 10^5$
A600C	510	405	590	$1,9 \cdot 10^5$
A800C; A800	680	545	785	$1,9 \cdot 10^5$
A1000C; A1000	815	650	980	$1,9 \cdot 10^5$
A400	490	360	540	$1,8 \cdot 10^5$
B _p I $\varnothing 3$	375	270 (300)	410	$1,7 \cdot 10^5$
B _p I $\varnothing 4$	365	265 (295)	405	$1,7 \cdot 10^5$
B _p I $\varnothing 5$	360	260 (290)	395	$1,7 \cdot 10^5$
B _p I $\varnothing 5$	360	260 (290)	395	$1,7 \cdot 10^5$
BII $\varnothing 3$	1240	990	1490	$2,0 \cdot 10^5$
BII $\varnothing 4$	1180	940	1410	$2,0 \cdot 10^5$
BII $\varnothing 5$	1110	890	1335	$2,0 \cdot 10^5$
BII $\varnothing 6$	1050	835	1255	$2,0 \cdot 10^5$
BII $\varnothing 7$	980	785	1175	$2,0 \cdot 10^5$
BII $\varnothing 8$	915	730	1100	$2,0 \cdot 10^5$
B _p II $\varnothing 3$	1215	970	1460	$2,0 \cdot 10^5$
B _p II $\varnothing 4$	1145	915	1370	$2,0 \cdot 10^5$
B _p II $\varnothing 5$	1045	835	1255	$2,0 \cdot 10^5$
B _p II $\varnothing 6$	980	785	1175	$2,0 \cdot 10^5$
B _p II $\varnothing 7$	915	730	1100	$2,0 \cdot 10^5$
B _p II $\varnothing 8$	850	680	1020	$2,0 \cdot 10^5$

Додаток Д
Конструкції підлог

№ з/ п	Склад
1	- акрил-цементна наливна підлога $t = 10$ мм, $\rho = 700$ кг/м ³ ; - стяжка з цементно-піщаного розчину $t = 40$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³ ; - утеплювач з екструдованого пінополістиролу $t_3 = 160$ мм, $\rho = 50$ кг/м ³ ;
2	- керамограніт $t = 8$ мм, $\rho = 2400$ кг/м ³ ; - стяжка з цементно-піщаного розчину $t = 40$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³ ; - пароізоляція з 1 шару уніфлекса $t = 3$ мм, $\rho = 1800$ кг/м ³ ;
3	- плитка керамічна $t = 5$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³ ; - стяжка з цементно-піщаного розчину $t = 40$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³ ; - утеплювач з екструдованого пінополістиролу $t_3 = 160$ мм, $\rho = 50$ кг/м ³ ;
4	- рулонне покриття з каучуку $t = 1,2$ мм, $\rho = 1200$ кг/м ³ ; - шар полімерцементу $t = 8$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³ ; - стяжка з цементно-піщаного розчину $t = 40$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³ ;
5	- керамограніт $t = 10$ мм, $\rho = 2400$ кг/м ³ ; - стяжка з цементно-піщаного розчину $t = 50$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³ ; - пароізоляція з 1 шару уніфлекса $t = 3$ мм, $\rho = 1800$ кг/м ³ ;
6	- акрил-цементна наливна підлога $t = 15$ мм, $\rho = 700$ кг/м ³ ; - стяжка з цементно-піщаного розчину $t = 40$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³ ; - утеплювач з екструдованого пінополістиролу $t_3 = 180$ мм, $\rho = 50$ кг/м ³ ;

Додаток Е

Сортамент стержньової та дрітної арматури

Діаметр мм	Площі поперечного перерізу (см ²) при кількості стержнів									Маса Іног.м, кг	Класи арматури				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A300C*	A400C	A600C	BpI
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,055	—	—	—	—	×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,098	—	—	—	—	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154	—	—	—	—	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	×	—	×	—	—
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	—	—	—	—	—
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	×	—	×	—	—
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	×	—	—	—	—
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	×	×	×	×	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	×	×	×	×	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	×	×	×	×	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	×	×	×	×	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	×	×	×	×	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	—	×	×	×	—
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	16,61	30,41	34,21	2,984	×	×	×	×	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	—	×	×	×	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,834	—	×	×	×	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	—	×	×	×	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	7,99	—	×	×	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,27	62,83	75,36	87,96	100,5	113,1	9,87	—	×	×	—	—

*Виготовляється за спеціальним замовленням

Додаток Ж

**Співвідношення між діаметрами зварюваних стержнів
та мінімальні відстані між стержнями у сітках і каркасах,
які виготовляються за допомогою контактної точкового зварювання**

Діаметр стержнів одного напрямку d_1 , мм	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Мінімальні до- пустимі діамет- ри стержнів другого напрям- ку d_2 , мм	3	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10

Додаток 3
Значення коефіцієнтів ω , ξ_R , α_R , ψ_C для конструкцій з
важкого бетону

Клас робочої арматури	Коефіцієнт	Класи бетону			
		C16/20	C20/25	C25/30	C30/35
A400C	ω	0,758	0,734	0,714	0,694
	ξ_R	0,591	0,563	0,541	0,519
	α_R	0,416	0,405	0,395	0,384
	ψ_C	3,52	3,29	3,12	2,97