

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до проведення практичних занять та організації самостійної роботи
з навчальної дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

**(РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ЗБІРНОЇ
ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ)**

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
денної та заочної форм навчання зі спеціальності
192 – Будівництво та цивільна інженерія,
освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2025

Методичні рекомендації до проведення практичних занять та організації самостійної роботи з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» (Розрахунок та конструювання збірної залізобетонної ребристої плити перекриття) (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : С. В. Бутенко, М. В. Якименко. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 36 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доц. С. В. Бутенко,
канд. техн. наук, доц. М. В. Якименко

Рецензент

Р. М. Шемет, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельного проєктування Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

*Рекомендовано кафедрою будівельного проєктування, протокол № 1
від 10.01.2024*

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 ПОЧАТКОВІ ДАНІ ДО ІНДИВІДУАЛЬНОГО ЗАВДАННЯ....	4
2 КОМПОНУВАННЯ НЕСУЧОЇ СИСТЕМИ БУДІВЛІ.....	6
3 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗБІРНОЇ РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ.....	7
3.1 Вибір типу плити перекриття для проектування.....	7
3.1.1 Розрахунок полиці плити.....	7
3.1.2 Розрахунок ребер плити.....	9
4 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ.....	12
4.1 Компонування конструктивної схеми.....	12
4.2 Рядова збірна ребриста плита перекриття.....	14
4.2.1 Характеристики міцності бетону і арматури.....	15
4.2.2 Розрахунок полиці плити.....	16
4.2.3 Розрахунок поздовжнього ребра.....	17
4.2.4 Розрахунок поперечного ребра.....	22
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	26
ДОДАТКИ.....	27

ВСТУП

Проектування збірної ребристої плити перекриття передбачає виконання такого обсягу проєктних робіт:

1. Компонування несучої системи будівлі та збірного залізобетонного перекриття [1, 2].
2. Статичний розрахунок полиці і ребер залізобетонної ребристої плити перекриття.
3. Конструктивний розрахунок елементів ребристої плити.
4. Оформлення креслення залізобетонної ребристої плити перекриття.

Для конструктивних розрахунків елементів ребристої плити перекриття в даній роботі використовується спрощена методика на основі деформаційної моделі згідно з ДБН В.2.6-98:2009 [3, 4].

1 ПОЧАТКОВІ ДАНІ ДО ІНДИВІДУАЛЬНОГО ЗАВДАННЯ

Вихідні дані до індивідуального варіанта завдання наведені в таблиці 1.1 згідно з першими літерами прізвища, імені та по батькові здобувача освіти.

Завдання виконується у вигляді розрахунково-пояснювальної записки з розрахунковими схемами конструкцій (10...20 рукописних сторінок) та графічної частини (один аркуш формату А2 або А3).

На аркуші подаються опалубні креслення ребристої плити перекриття, схеми армування, креслення арматурних виробів, відповідні специфікації [6].

Усі позначені на кресленнях діаметри стрижнів робочої арматури відповідають розрахункам, наведеним у пояснювальній записці.

Таблиця 1.1 – Вихідні дані для проектування збірного залізобетонного перекриття

Перша літера	За першою літерою прізвища		За першою літерою імені		За першою літерою по батькові		
	Район будівництва	Крок колон, l , м	Проліт, l_1 , м	Кіл-ть поверх., n	Висота поверху, H , м	Змінне навантаження, V_0 , кН/м ²	Довжина будівлі, L , м
А	Вінниця	4,7	7,8	3	3,0	6,0	64
Б	Горлівка	4,8	7,7	4	3,1	6,2	66
В	Дніпро	4,9	7,6	5	3,2	6,4	68
Г	Донецьк	5,0	7,5	6	3,3	6,6	70
Д	Житомир	5,1	7,4	3	3,4	6,8	72
Є	Запоріжжя	5,2	7,3	4	3,5	7,0	74
Ж	Ізюм	5,3	7,2	5	3,6	7,2	76
З	Іллічівськ	5,4	7,1	6	3,7	7,4	78
І	Київ	5,5	7,0	3	3,8	7,6	80
К	Кіровоград	5,6	6,9	4	3,9	7,8	82
Л	Кременчук	5,7	6,8	5	4,0	8,0	84
М	Куп'янськ	5,8	6,7	6	4,1	8,2	86
Н	Луганськ	5,9	6,6	3	4,2	8,4	88
О	Львів	6,0	6,5	4	4,3	8,5	90
П	Макіївка	6,1	6,4	5	4,4	8,8	92
Р	Маріуполь	6,2	6,3	6	4,5	9,0	94
С	Миколаїв	6,3	6,2	3	4,6	9,2	96
Т	Одеса	5,4	6,1	4	4,7	9,4	98
У	Полтава	5,5	6,0	5	4,8	9,6	100
Ф	Рівне	5,6	5,9	6	4,9	10,0	102
Х	Сімферополь	5,7	5,8	3	5,0	10,2	104
Ц	Суми	4,8	5,7	4	5,1	10,4	106
Ч	Тернопіль	4,9	5,6	5	5,2	10,6	108
Ш	Ужгород	5,0	5,5	6	5,3	10,8	110
Щ	Харків	5,1	5,4	3	5,4	11,0	112
Е	Хмельницький	5,2	5,3	4	5,5	11,2	114
Ю	Черкаси	5,3	6,2	5	5,6	11,4	116
Я	Чернігів	5,4	6,6	6	5,7	11,6	118

2 КОМПОНУВАННЯ НЕСУЧОЇ СИСТЕМИ БУДІВЛІ

З принципами компоновання конструктивної схеми багатоповерхових будівель можна ознайомитись у навчально-нормативній літературі [1, 2].

У цьому випадку розглядаються елементи трьохпролітної багатоповерхової будівлі з неповним каркасом і жорсткою конструктивною схемою.

Товщину зовнішніх цегляних стін необхідно приймати 510 мм незалежно від району будівництва.

Прив'язка поздовжніх стін може бути прийнята нульовою, тобто осі А та Г співпадають із внутрішніми гранями відповідних поздовжніх стін.

Компоновання несучої системи будівлі починають зі складання його плану і поперечного розрізу відповідно до заданих величин прольотів l_j і кроку колон l довжини будівлі L , висоти і кількості поверхів.

Міжповерхові перекриття будівлі складаються зі збірних залізобетонних плит і ригелів. Ригелі розташовані уздовж цифрових координаційних осей будівлі.

У статичному відношенні вони розглядаються як трьохпролітні нерозрізні балки з вільним обпиранням на несучі цегляні стіни. Поперечний переріз ригелів може бути прямокутним або тавровим з висотою $h = (1/8 \dots 1/15)l_j$. Ширина перерізу $b = (1/2 \dots 1/4)h$.

Покриття будівлі плоске, без технічного поверху.

Залізобетонні колони – збірні, постійного перерізу в межах усієї висоти будівлі. Розміри поперечного перерізу колон, залежно від діючих зусиль, приймаються такими: 300 мм × 300 мм або 400 мм × 400 мм.

3 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗБІРНОЇ РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

3.1 Визначення типу ребристої плити перекриття для подальшого розрахунку

Відповідно до завдання виконується розрахунок рядової (ординарної) плити перекриття. Необхідно виконати статичний розрахунок плити, в результаті якого визначаються максимальні значення згинального моменту і поперечної сили в конструктивних елементах плити.

Навантаження визначаються згідно із завданням за вимогами чинних будівельних норм [5].

Виконуються розрахунки і конструювання полиці, поперечного та поздовжнього ребер плити.

3.1.1 Розрахунок полиці плити

Характер роботи полиці між ребрами залежить від співвідношення розмірів її сторін у межах обпирання. За відсутності поперечних ребер або при відстані між ними l_2 , що перевищує відстань між поздовжніми ребрами l_1 (не плутати з довжиною прольоту l_1) в два рази і більше ($l_2/l_1 \geq 2$), плита працює як балкова в напрямі короткого прольоту (рис. 3.1, а).

Якщо $0,5 < l_2/l_1 < 2$ (рис. 3.1, б), то плита працює в двох напрямках (плита, обперта по контуру). Якщо ж поперечні ребра розташовані так часто, що $l_1/l_2 > 2$ (рис. 3.1, в), плита працює як балкова в напрямі l_2 .

Розрахунок і конструювання полиці балкової плити виконуються для прямокутного перерізу шириною $b=1000$ мм та висотою h . Робоча висота перетину дорівнює $d = h - a$, де a – відстань від нижньої грані плити до центра ваги розтягнутої арматури.

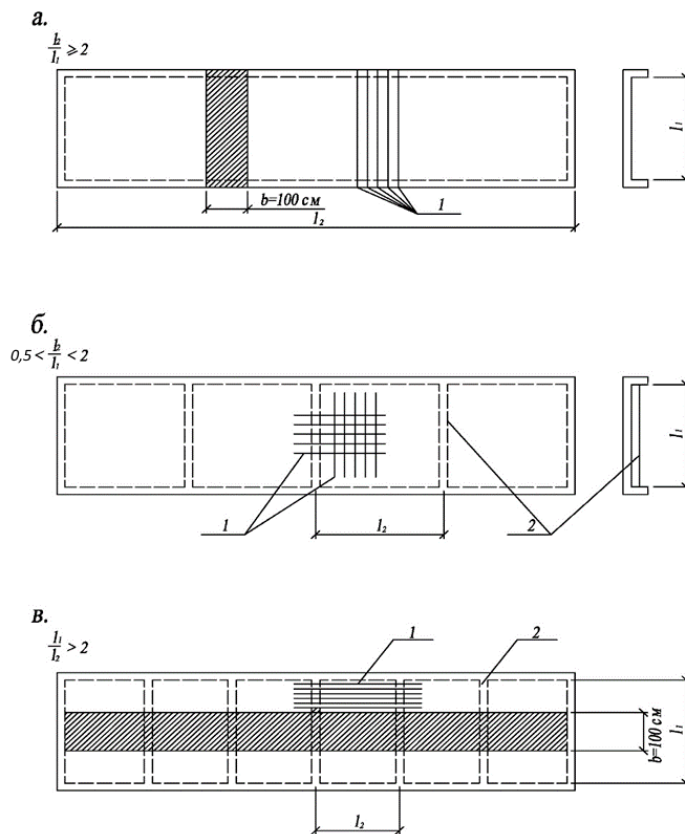


Рисунок 3.1 – До розрахунку міцності полиці: 1 – робоча арматура плити;
2 – поперечні ребра

Полиця має переріз с розмірами b, h ; розрахунковий зовнішній згинальний момент M_{Ed} ; розрахункові характеристики бетону та арматури f_{cd}, f_{yd} ; відстань від зовнішньої розтягнутої грані елемента до центра ваги арматури s . В полиці арматуру розташовуємо посередині її товщини.

Далі обчислюємо коефіцієнт α_m за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} \quad (3.1)$$

З таблиці А.3 додатка А визначаємо граничну відносну висоту стиснутої ділянки бетону ξ_R та граничне допустиме значення коефіцієнта:

$$\alpha_R = 0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R) \quad (3.2)$$

Якщо $\alpha_m \leq \alpha_R$, то обчислюємо площу арматури A_s за формулою

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \zeta d} \quad (3.3)$$

де $\zeta = 1 - 0,4 \xi$ з таблиці А.1 додатка А.

Якщо $\alpha_m > \alpha_R$, то необхідно посилити стиснуту зону перерізу додатковим армуванням або збільшити розміри перерізу так, щоб виконувалась умова $\alpha_m \leq \alpha_R$.

За таблицею А.2 додатка А приймаємо діаметр, що відповідає необхідній площі арматури A_s . Повинні бути виконані такі вимоги: $A_{s_{\min}} = 0,0013bd$ та $A_{s_{\max}} = 0,04bd$.

3.1.2 Розрахунок ребер плити

Розрахунковим поперечним перерізом для поперечного та поздовжнього ребер плити є тавр.

Таврові перерізи складаються з полиці й ребра (стінки). Стискаючі напруження в полках збільшуються від ребра до країв полиці, тому визначають ширину звисів полиці, що вводиться в розрахунок.

У таврових балках робоча ширина полиці, на якій розподіл напружень можна вважати рівномірним, залежить від розмірів стінки й полиці, виду навантаження, прольоту, умов обпирання й поперечної арматури. Для статично визначених балок на двох шарнірних опорах робочий проліт l_0 визначають як відстань між серединами майданчиків обпирання балок.

Робочу ширину полиці b_{eff} (рис. 3.2) для таврової балки можна визначати за формулою

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w, \quad (3.4)$$

де

$$b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1l_0 \leq 0,2 l_0, \quad (3.5)$$

при цьому

$$b_{eff,i} \leq b_i.$$

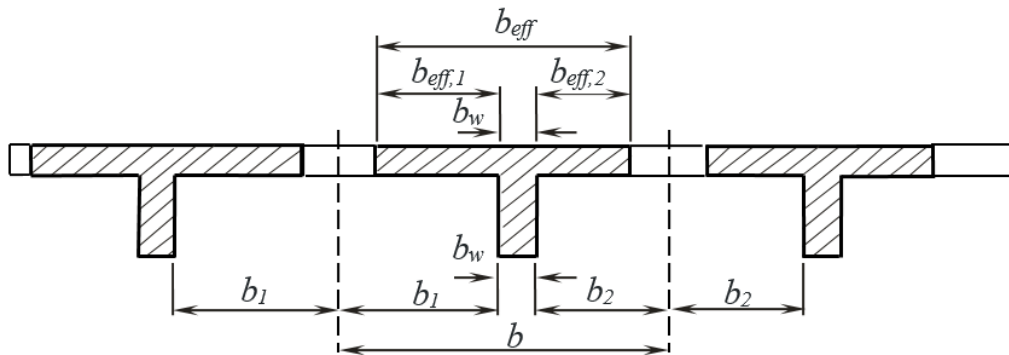


Рисунок 3.2 – Характеристики робочої ширини полиці

При розрахунку таврових перерізів розрізняють два розрахункові випадки, обумовлені положенням нульової лінії перерізу, розрахункові схеми яких показані на рисунку 3.3.

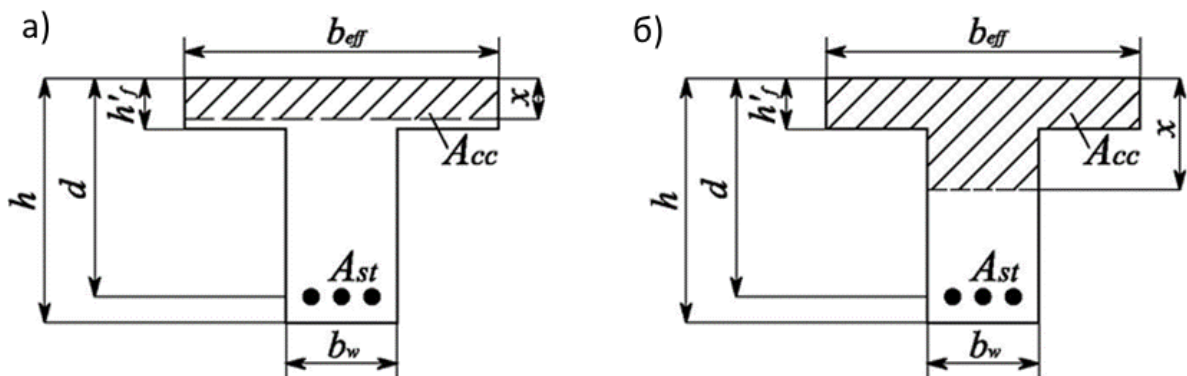


Рисунок 3.3 – Розрахункові випадки для таврових перетинів залежно від положення нейтральної осі:

а – випадок 1: нейтральна вісь розташовується в полиці; б – випадок 2: нейтральна вісь розташовується в стінці (ребрі)

Розрахунок нормальних перерізів таврового профілю починають з визначення положення нейтральної осі, яка найчастіше знаходиться в межах висоти полиці, а інколи перетинає ребро.

Для перевірки міцності перерізу при відомих площі розтягнутої арматури, розмірах перерізу і характеристиках матеріалів, положення нейтральної осі визначають шляхом перевірки таких умов:

- якщо $b_{eff} h_f f_{cd} \geq A_s f_{yd}$, то $x \leq h'_f$, у цьому випадку переріз розглядають, як прямокутний шириною $b = b_{eff}$;
- якщо $b_{eff} h_f f_{cd} < A_s f_{yd}$, то $x > h'_f$, тобто нейтральна вісь перетинає ребро і тоді розглядається тавровий переріз.

При визначенні необхідної площі розтягнутої арматури положення нейтральної осі визначають шляхом порівняння розрахункового моменту M з моментом M_{Ed} , який може сприйняти переріз з повністю стиснутою полицею, тобто при $x = h'_f$:

$$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d - 0,5 h_f). \quad (3.5)$$

Якщо $M_f \geq M$, то нейтральна вісь розміщується в межах полиці ($x \leq h'_f$). При $M_f < M$ стиснута зона $x > h'_f$, і нейтральна вісь перетинає ребро.

Необхідне армування при $x > h'_f$ визначають з умови, що стиснуту частину перерізу розглядають як дві площі – середню прямокутну з розмірами $b_w x$ і звисаючу частину полиці з розмірами $(b_{eff} - b_w) h_f$.

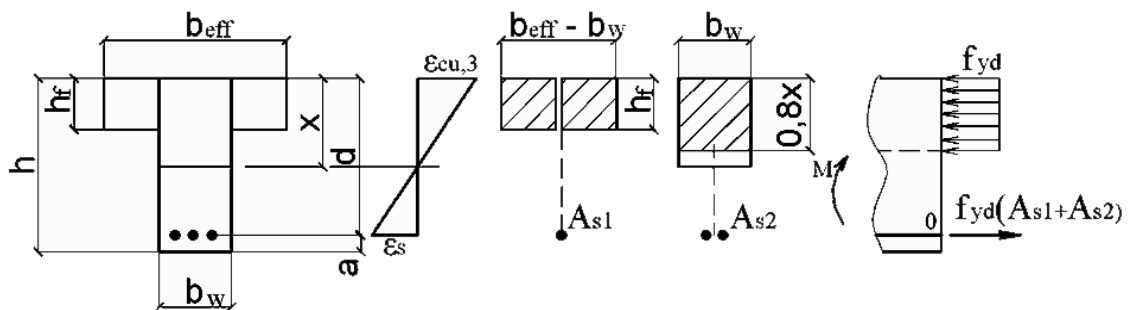


Рисунок 3.4 – До визначення несучої здатності таврового перерізу з нейтральною віссю в межах ребра (стілки)

У звисаючій частині перерізу $(b_{eff} - b_w) h_f$ у граничному стані напруження в бетоні дорівнюють f_{cd} і згинальний момент, що може бути сприйнятим цією частиною перерізу:

$$M_1 = f_{cd} \cdot h_f \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot (d - 0,5 h_f). \quad (3.6)$$

Кількість арматури, що відповідає цьому моменту,

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot (d - 0.5h_f)} \quad (3.7)$$

Прямокутна середня частина перерізу сприймає решту моменту $M - M_1$.

Кількість арматури, що відповідає цьому моменту, визначають за формулами для прямокутного перерізу з одиничною арматурою:

$$A_{s2} = \frac{M - M_1}{f_{yd} \cdot d \cdot \zeta}, \quad (3.8)$$

де ζ визначають за таблицею А.2 додатка А залежно від α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - M_1}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{M - f_{cd} \cdot h_f \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot (d - 0.5h_f)}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} \quad (3.9)$$

Необхідна кількість арматури для всього перерізу – $A_s = A_{s1} + A_{s2}$.

4 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

4.1 Компонування конструктивної схеми

Вихідні дані:

1. Район будівництва – м. Харків.
2. Крок колон – $l = 5,2$ м.
3. Проліт – $l_1 = 6,0$ м.
4. Довжина будівлі – $L = 52$ м.
5. Кількість поверхів – $n = 5$.
6. Висота поверху – $H_n = 3,6$ м.
7. Змінне навантаження – $V_0 = 12$ кН/м².
8. Кількість прольотів – $m = 3$.

Проектування збірного балкового перекриття виконуємо для промислової будівлі з цегляними стінами товщиною 510 мм, без підвалу; підлога – з керамічної плитки, покрівля – рулонна з трьох шарів руберойду, утеплювач – пінобетонні плити. Місто Харків відносно ваги снігу на 1 м² покриття [5] належить до п'ятого району ($S_0 = 1600$ Па).

Будівля належить до II класу відповідальності будівель та споруд (коефіцієнт надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$).

Каркас утворюється збірними залізобетонними колонами та поперечними ригелями (балками перекриття). З'єднання ригелів з колонами здійснюється зварюванням закладних деталей у нижній частині та зварюванням випусків арматури у верхній частині (жорсткий стик).

Плити перекриття ребристі: рядові (ординарні) П-1, зв'язувальні (міжколонні) П-2 та добірні (пристінні) П-3 (рис. 4.1). Зв'язувальні плити розміщують по рядах колон, між зв'язувальними монтують рядові плити (їх кількість у перекритті найбільша), а вздовж несучих цегляних стін – добірні. Плити кріпляться до ригелів зварюванням відповідних закладних деталей.

Схема розкладки плит перекриття та розріз будівлі наведені, відповідно, на рисунках 4.1 і 4.2.

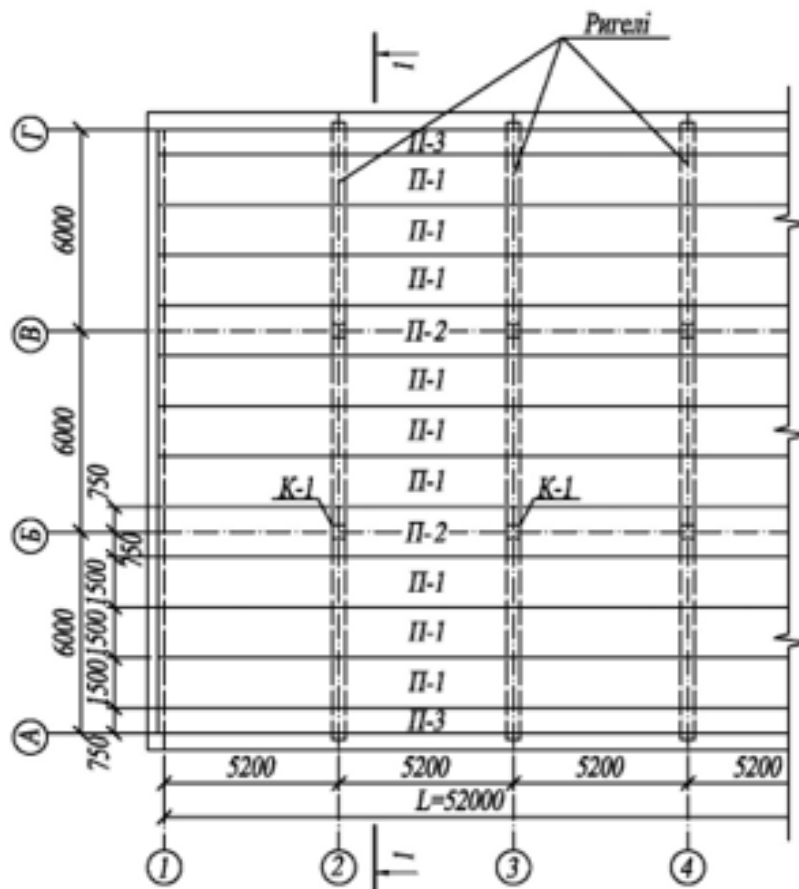


Рисунок 4.1 – Схема розташування плит перекриття

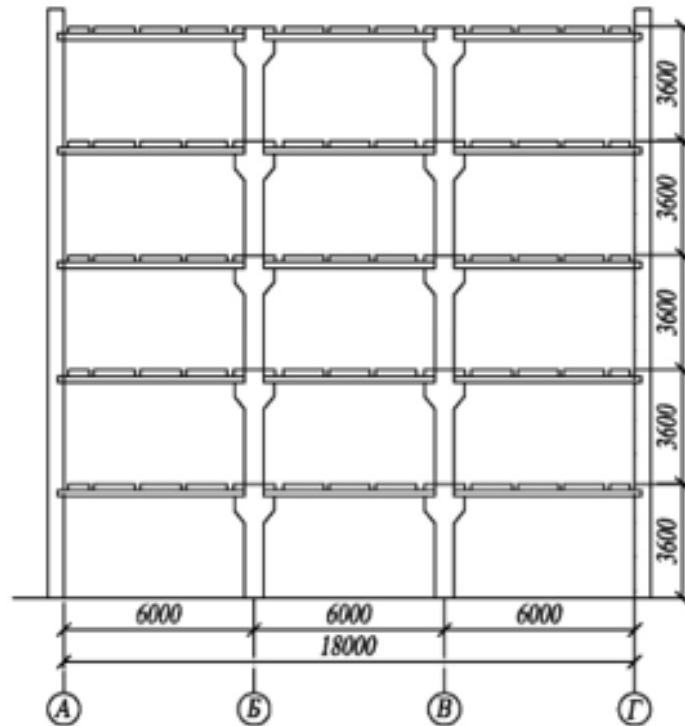


Рисунок 4.2 – Розріз 1-1

4.2 Рядова збірна залізобетонна ребриста плита перекриття

Номінальна ширина плити приймається $b_n = l_1 / 4$ (при $l_1 \leq 6$, приймається $b_n = l_1 / 5$).

$$b_n = l_1 / 4 = 6000 / 4 = 1500 \text{ мм (приймається кратною 100 мм).}$$

Конструктивна ширина плити (товщину шва між плитами в напрямі поперек будівлі приймаємо $a_{ш} = 10$ мм) буде складати:

$$b_k = b_n - a_{ш} = 1500 - 10 = 1490 \text{ мм.}$$

Номінальна довжина плити дорівнює кроку колон $l_n = l = 5200$ мм.

Конструктивна довжина плити (товщина шва в поздовжньому напрямі приймається рівною $a_{ш1} = 40$ мм) буде складати:

$$l_k = l - a_{ш1} = 5200 - 40 = 5160 \text{ м.}$$

Висота перерізу плити

$$h = \frac{l_k}{20} = \frac{5160}{20} = 258 \text{ мм, приймаємо кратною 50 мм: } h = 300 \text{ мм.}$$

Товщина полиці $h_f = 50$ мм. Ширина поздовжнього ребра по низу – 70 мм.

План і розрізи плити перекриття наведені на рисунку 4.3.

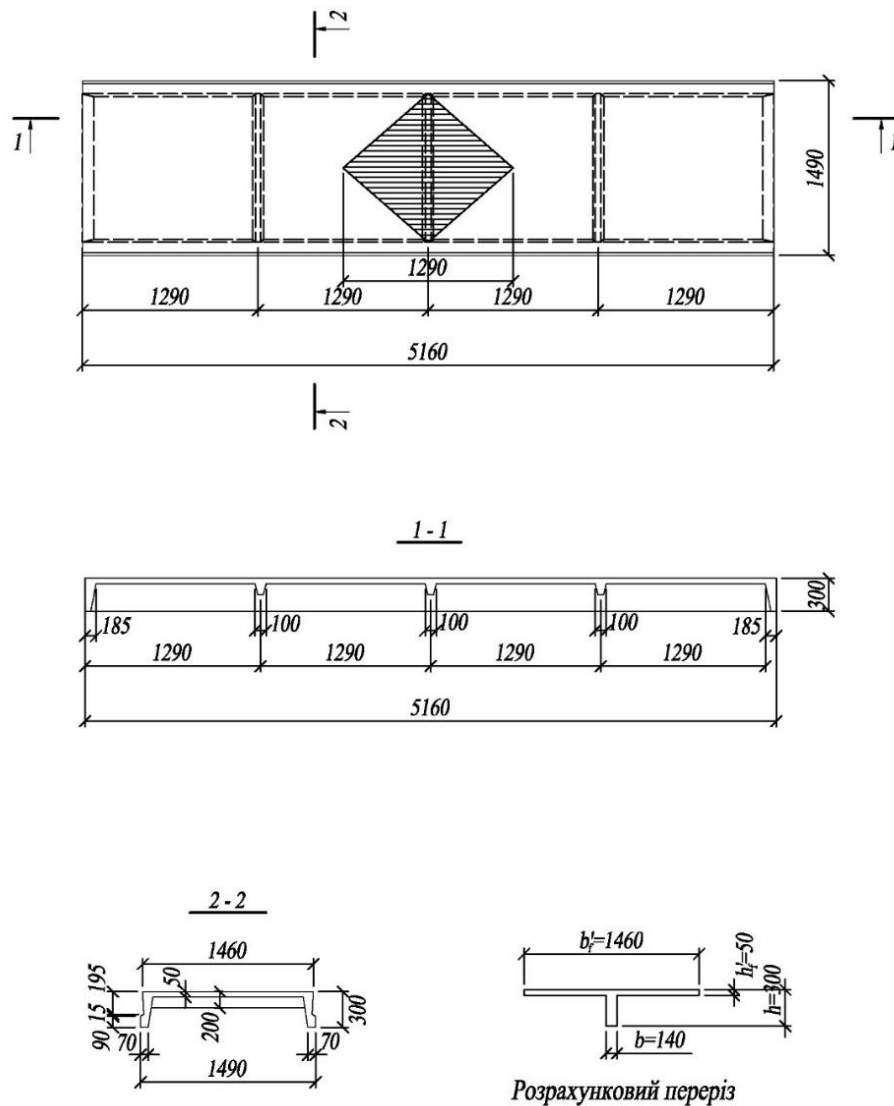


Рисунок 4.3 – Ребриста плита перекриття

4.2.1 Характеристики міцності бетону і арматури

Для плити приймаємо бетон важкий класу С12/15. Розрахункове значення міцності бетону на стиск $f_{cd} = 8,5$ МПа; розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг $f_{ctd} = 0,75$ МПа.

Поздовжня арматура каркасів – класу А400С. Розрахункове значення міцності поздовжньої арматури на границі текучості $f_{yd} = 365$ МПа, поперечна

арматура – класу А240С із розрахунковим значенням міцності $f_{ywd} = 170$ МПа або класу Вр-І з $f_{ywd} = 260$ МПа.

Робоча арматура сіток приймається класу Вр-І діаметром 4 мм, розрахункове значення міцності арматури на межі текучості $f_{yd} = 365$ МПа.

Навантаження на 1 м² площі перекриття згідно [5] подаємо у вигляді таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Навантаження на 1 м² перекриття

Вид навантаження, товщина окремого шару δ , щільність матеріалу ρ	Характеристичне значення навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності		Граничне розрахункове значення навантаження, кН/м ²
		за навантаженням γ_f	за відповідальністю γ_n	
1 Постійне:				
– підлога з керамічної плитки $\delta = 13$ мм, $\rho = 1,800$ т/м ³ $1 \times 1 \times 0,013 \times 1,800 \times 9,81$;	0,229	1,3	0,95	0,283
– шар цементно-піщаного розчину $\delta = 20$ мм, $\rho = 1,800$ т/м ³ $1 \times 1 \times 0,02 \times 1,800 \times 9,81$;	0,353	1,3	0,95	0,436
– залізобетонна плита $\delta = 100$ мм, $\rho = 2,500$ т/м ³ $1 \times 1 \times 0,1 \times 2,500 \times 9,81$	2,45	1,1	0,95	2,56
			Усього	3,279
2 Змінне навантаження	12,0	1,2	0,95	13,68

4.2.2 Розрахунок полиці плити

Відповідно до прийнятих відстаней між поперечними ребрами розміри ділянок полиці в межах спирання (чарунок плити) майже однакові, внаслідок чого кожен чарунок можна розглядати як квадратну пластинку, защемлену за контуром. При ширині поздовжнього ребра поверху 100 мм розрахунковий проліт

$$l_0 = 1460 - 2 \cdot \frac{100}{2} = 1360 \text{ мм} = 1,36 \text{ м.}$$

Навантаження на 1 м² полиці

$$g + v = (3.279 + 13.68) \approx 16.96 \text{ кН/м}^2.$$

Згинальний момент на опорах і в середині прольотів, віднесений до умовної розрахункової смуги шириною $b = 1 \text{ м}$,

$$M_{Ed} = M_{\max} = \frac{(g + v)l_0^2}{48} = \frac{16.96 \cdot 1.36^2}{48} \approx 0.65 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Робоча висота перерізу

$$d = h_f - c = 50 - 15 = 35 \text{ мм}.$$

За таблицею Аа3 додатку А $\xi_R = 0,657$.

Для полоси шириною 1 м

$$\alpha_m = \frac{M}{b_{eff} d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,65 \cdot 10^6}{1000 \cdot 35^2 \cdot 8,5} = 0,062$$

За таблицею А.1 додатка А $\zeta = 0,968$; $\xi = 0,08$.

Оскільки $\xi = 0,08 < \xi_R = 0,657$, то площа арматури

$$A_s = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{0,65 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,968 \cdot 35} = 52,6 \text{ мм}^2$$

Знаходимо мінімальну потрібну площу армування:

$A_{s_{\min}} = 0,0013bd = 0,0013 \times 1000 \times 35 = 45,5 \text{ мм}^2$. Площа арматури теж не повинна перевищувати значення *максимальної* $A_{s_{\max}} = 0,04bd = 0,04 \times 1000 \times 35 = 1400 \text{ мм}^2$.

Отже, остаточно приймаємо *розрахункове* армування $A_s = 52,6 \text{ мм}^2$.

Визначимо за сортаментом (дод. А, табл. А.2) необхідну кількість поздовжніх робочих стержнів на 1 м ширини сітки С-1: 5 \emptyset 4 Вр-1 із кроком $S = 200 \text{ мм}$ ($A_{st} = 62,8 \text{ мм}^2 > 52,6 \text{ мм}^2$).

Приймаємо зварну сітку марки:

$$\frac{\emptyset 4Вр-I-200}{\emptyset 4Вр-I-200} 1440.$$

4.2.3 Розрахунок поздовжнього ребра

Плита має вільне обпирання на ригелі перекриття прямокутного профілю, тому розрахункову схему подовжнього ребра можна прийняти як однопрольотну

балку. Для визначення розрахункового прольоту ребра приймаємо висоту перерізу ригеля $h_p = 650\text{мм}$, ширину – $b_p = 300\text{мм}$. Тоді розрахунковий проліт буде складати $l_0 = l - b_p / 2 = 5,2 - 0,3 / 2 = 5,05\text{м} \approx 5,1\text{ м}$.

Розрахункове навантаження на один погонний метр довжини ребра при ширині вантажної площі 1,5 м, яка дорівнює номінальній ширині плити:

$$g = 3.279 \cdot 1.5 = 4.92 \text{ кН/м};$$

$$v = 13.68 \cdot 1.5 = 20.52 \text{ кН/м};$$

$$g + v = 4.92 + 20.52 = 25.44 \text{ кН/м}.$$

Розрахункова схема поздовжнього ребра, епюри моментів і поперечних сил наведені на рисунку 4.4.

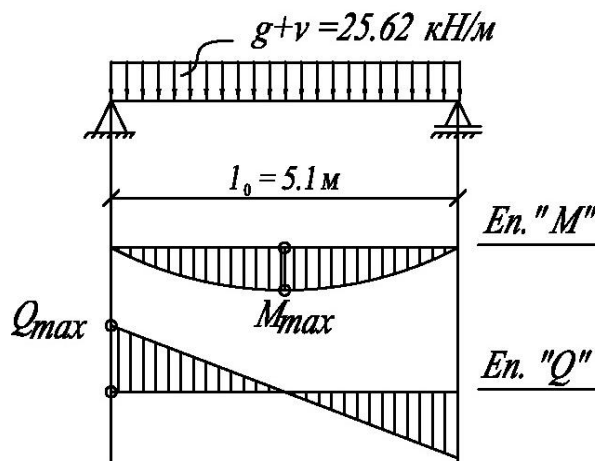


Рисунок 4.4 – Розрахункова схема поздовжнього ребра та епюри моментів і поперечних сил

Максимальний згинальний момент від розрахункового навантаження

$$M_{Ed} = M_{\max} = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{8} = \frac{25.44 \cdot 5.1^2}{8} = 82.71 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Максимальна поперечна сила

$$Q_{Ed} = Q_{\max} = \frac{(g + v) \cdot l_0}{2} = \frac{25.44 \cdot 5.1}{2} = 64.87 \text{ кН}.$$

Розрахунковий переріз має тавровий профіль, ширина ребра якого дорівнює подвійній нижній ширині ребра плити, тобто $b_w = 2 \times 70 = 140$ мм.

Робочу ширину полиці розрахункового перерізу знаходимо за формулою (рис. 4.7)

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b_w, \quad (4.1)$$

де
$$b_{eff,1} = 0.1(b_n - b_w) + 0.1l_0 \leq 0.2l_0; \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} b_{eff,1} &= 0.1(1.5 - 0.14) + 0.1 \times 5.1 = 0,646 \text{ м} < 0,2 \times 5,1 = 1,02 \text{ м} < \frac{b_n - b_w}{2} = \\ &= \frac{1.5 - 0.14}{2} = 0,68 \text{ м}. \end{aligned}$$

Тоді

$$b_{eff} = 2 \times 0.646 + 0.14 = 1,432 \text{ м} \approx 1.43 \text{ м}.$$

Робоча висота перерізу ребра

$$d = h - a = 300 - 30 = 270 \text{ мм}.$$

Розрахунок виконуємо, припускаючи, що стиснута арматура за розрахунком не потрібна та діаграма деформування бетону стиснутої зони дволінійна (білінійна). Вважаємо, що нейтральна вісь розрахункового таврового перерізу поздовжнього ребра проходить нижньою гранню полиці.

Визначасмо величину можливого згинального моменту для випадку повністю стиснутої полиці $x = h_f$:

$$\begin{aligned} M_f &= b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} (d - 0,5h_f) = 1,43 \cdot 0,05 \cdot 8,5 \cdot 10^6 \cdot (0,27 - 0,5 \cdot 0,05) = \\ &= 148870 \text{ Н} \cdot \text{м} \approx 149 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Оскільки $M_f = 149 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{max} = M_{ed} = 82,71 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то нейтральна вісь дійсно розміщується в межах полиці і тавровий переріз розраховуємо як прямокутний із шириною $b = b_{eff} = 1,43 \text{ м}$.

Розрахунки виконуємо в послідовності згідно з алгоритмом, наведеним в п. 3.1.1.

$$\alpha_m = \frac{M}{b_{eff} d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{82,71 \cdot 10^3}{1,43 \cdot 0,27^2 \cdot 8,5 \cdot 10^6} = 0,093$$

За таблицею А.1 додатка А $\zeta = 0,952$; $\xi = 0,12$.

За таблицею А.3 додатка А $\xi_R = 0,657$ (для бетону С12/15 і арматури А400С).

Оскільки $\xi = 0,12 < \xi_R = 0,657$, то переріз розраховується з одиночною арматурою.

Потрібна площа перерізу поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{82,71 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,952 \cdot 270} = 881,6 \text{ мм}^2$$

За сортаментом (табл. А.2 додатка А) приймаємо арматуру 2Ø25 А400С з $A_s = 982 \text{ мм}^2$.

Розрахунок поперечної арматури виконуємо за методом фермової аналогії [7].

Вихідні дані: $b_w = 140 \text{ мм}$; $h = 300 \text{ мм}$; $c = 30 \text{ мм}$; $d = 300 - 30 = 270 \text{ мм}$: бетон класу С12/15 $f_{ck} = 11 \text{ МПа}$; $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$; поперечна арматура – класу А240С із $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$ та $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$; $n = 2$ (по одному каркасу в кожному ребрі); $A_{st} = 980 \text{ мм}^2$; $V_{Ed, \max} = 64,87 \text{ кН} = 64870 \text{ Н}$; $q = g + v = 25,44 \text{ кН/м}$.

Спочатку визначимо поперечну силу, яку може сприйняти елемент без поперечного армування:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d, \quad (4.3)$$

але не менш ніж

$$V_{Rd,c, \min} = (V_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (4.4)$$

$$\text{де } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; \quad (4.5)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86066;$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{980}{140 \cdot 270} = 0.02593.$$

Приймаємо $\rho_l = 0.02$; $\sigma_{cp} = 0$ – напруження в бетоні, спричинені наявністю осьового зусилля (осьове зусилля відсутнє);

$$V_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot (1.86066)^{3/2} (11)^{1/2} = 0.2946.$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0.18}{1.3} \right) \cdot 1.86066 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 11)^{1/3} \right] \cdot 140 \cdot 270 = 27287 \text{ Н} \approx 27.3 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c,\min} = 0.2946 \cdot 140 \cdot 270 = 11136 \text{ Н} \approx 11.1 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = 27.3 \text{ кН} < V_{Ed,\max} = 84.67 \text{ кН} \text{ – потрібне поперечне армування.}$$

Довжина ділянки із розрахунковим поперечним армуванням

$$a_w = (V_{Ed,\max} - V_{Rd,c}) / (g + v) = (64.87 - 27.3) / 25.44 \approx 1.48 \text{ м}.$$

Перевіряємо умову міцності по стиснутій похилій смузі на опорі:

$$V_{Ed,\max} \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} b_w d = 0.5 \cdot 0.5736 \cdot 8.5 \cdot 140 \cdot 270 = 92149 \text{ Н} \approx 92.15 \text{ кН}.$$

де v_1 – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при руйнуванні;

$$v_1 = 0.6(1 - f_{ck} / 250) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{11}{250} \right) = 0.5736.$$

$$V_{Ed,\max} = 64.87 \text{ кН} < 92.15 \text{ кН} \text{ – умова виконується.}$$

Приймаємо максимально можливе значення $\cot \theta = 2.5$. При величині $z = 0.9d = 0.9 \cdot 270 = 243$ мм знаходимо розрахункове значення поперечної сили V_{Ed} на відстані $z \cdot \cot \theta$ від опори:

$$V_{Ed} = V_{Ed,\max} - (g + v)z \cdot \cot \theta = 64.87 - 25.44 \cdot 0.243 \cdot 2.5 = 49.4 \text{ кН}.$$

Перевіряємо виконання умови:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,\max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} b_w z}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (4.6)$$

де $v_1 = 0.6$ (при напруженнях у хомутах $\leq 0.8 f_{ywd}$).

$$\text{Тоді } V_{Ed} = 49.4 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = \frac{0.6 \cdot 8.5 \cdot 140 \cdot 243}{2.5 + 1/2.5} = 59828 \text{ Н} \approx 59.8 \text{ кН}$$

Умова виконується.

Потрібна інтенсивність поперечного армування

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{Ed}}{z \cdot 0.8 f_{ywd} \cot \theta} = \frac{49400}{243 \cdot 0.8 \cdot 170 \cdot 2.5} = 0.598 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

Варіанти поперечного армування при отриманій інтенсивності:

- 2 Ø 6 A240C ($A_{sw} = 56.6 \text{ мм}^2$) – крок $s = 56.6/0.598 = 94.6 \text{ мм}$;
- 2 Ø 8 A240C ($A_{sw} = 100.6 \text{ мм}^2$) – крок $s = 100.6/0.598 = 168.2 \text{ мм}$.

Оскільки максимальний крок хомутів не повинен перевищувати

$$0.75d = 0.75 \cdot 270 = 202.5 \text{ мм},$$

то на опорних ділянках довжиною 1,5 м можемо прийняти 2Ø6 A240C із кроком 100 мм або 2Ø8 A240C із кроком 150 мм.

У середній частині прольоту призначаємо мінімальне конструктивне поперечне армування інтенсивністю

$$I_{\min} = \frac{0.08 b_w \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \cdot 140 \sqrt{11}}{240} = 0.1548 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

Варіанти армування при отриманій інтенсивності:

- 2Ø6 A240C ($A_{sw} = 56.6 \text{ мм}^2$) – крок $s = 56.6/0.1548 = 366 \text{ мм}$;
- 2Ø8 A240C ($A_{sw} = 100.6 \text{ мм}^2$) – крок $s = 100.6/0.1548 = 650 \text{ мм}$

Оскільки максимальний крок хомутів не повинен перевищувати 202.5 мм, то можемо прийняти 2Ø6 A240C з кроком 200 мм або 2Ø8 A240C з кроком 200 мм.

4.2.4 Розрахунок поперечного ребра

Визначаємо розрахункову схему ребра.

З метою спрощення розрахунку нехтуємо деяким защемленням поперечних ребер у поздовжніх ребрах і розглядаємо їх як вільно обперті балки. Розрахункова схема, епюри моментів і поперечних сил наведені на рисунку 4.5.

Розрахункова довжина дорівнює відстані між осями поздовжніх ребер:

$$l_0 = 1460 - 2 \cdot \frac{100}{2} = 1360 \text{ мм} \approx 1,4 \text{ м.}$$

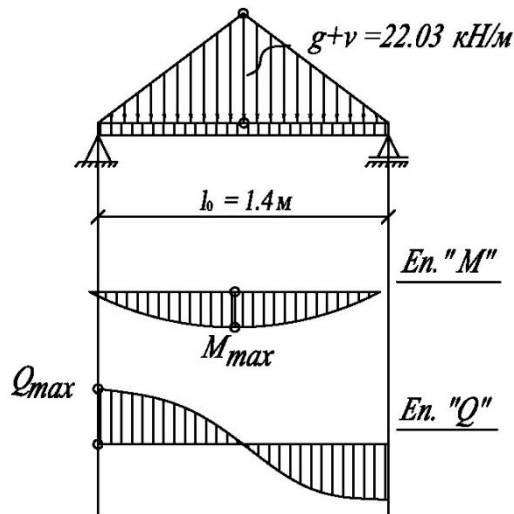


Рисунок 4.5 – Розрахункова схема поперечного ребра та епюри моментів і поперечних сил

Характер вантажної площі зображено на рисунку 4.3. Виходячи з цього, навантаження на ребро приймаємо у вигляді трикутника з максимальною ординатою:

$$g + v = (3.279 + 13.68) \cdot 1.29 = 22,03 \text{ кН/м,}$$

де $1,29 \text{ м}$ – відстань між поперечними ребрами.

Навантаженням від власної ваги ребра нехтуємо в зв'язку з його малою величиною.

Максимальний згинальний момент

$$M_{Ed} = M_{max} = \frac{(g + v)l_0^2}{12} = \frac{21.88 \cdot 1.4^2}{12} = 3.57 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Розрахунковий переріз поперечних ребер має тавровий профіль (рис.4.6).

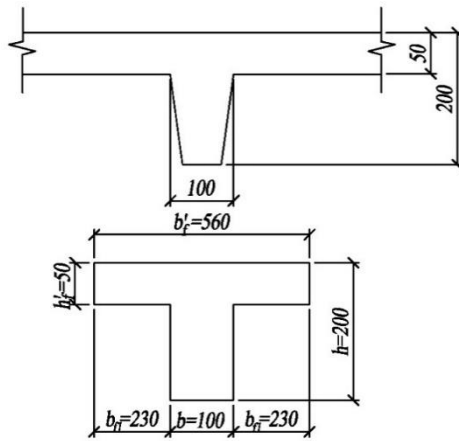


Рисунок 4.6 – Розрахунковий переріз поперечного ребра

Ширина ребра $b = 100$ мм. Робоча висота $d = h - c = 200 - 25 = 175$ мм. Робочу ширину полиці розрахункового перерізу знаходимо за формулою (рис. 4.7)

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b_w,$$

де $b_{eff,1} = 0.1(b_n - b_w) + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \leq (b_n - b_w)/2$;

$$b_{eff,1} = 0.1(1.29 - 0.1) + 0.1 \times 1.4 = 0.259 \text{ м} < 0.2 \times 1.4 = 0.28 \text{ м} < \frac{b_n - b_w}{2} =$$

$$= \frac{1.29 - 0.1}{2} = 0,595 \text{ м.}$$

Тоді $b_{eff} = 2 \times 0.259 + 0.1 = 0.618 \text{ м} \approx 0.62 \text{ м.}$

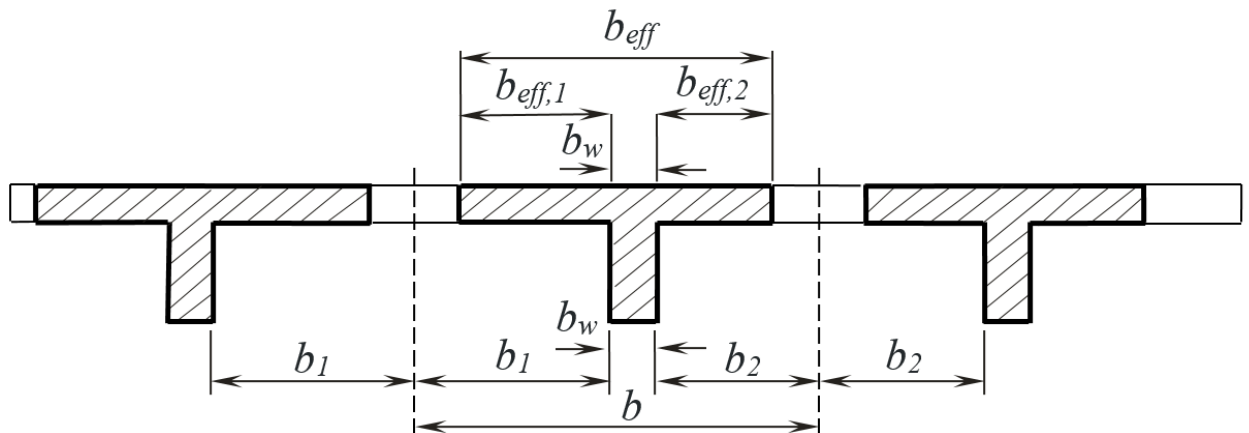


Рисунок 4.7 – Характеристики робочої ширини полиці

Розрахунок виконуємо припускаючи, що стиснута арматура за розрахунком не потрібна й діаграма деформування бетону стиснутої зони дволінійна (білінійна).

Визначаємо величину можливого згинального моменту для випадку повністю стиснутої полиці $x = h_f$:

$$M_f = b_{eff} \cdot h_{eff} \cdot f_{cd} (d - 0,5 \cdot h_{eff}) = 0,62 \cdot 0,05 \cdot 8,5 \cdot 10^6 (0,175 - 0,5 \cdot 0,05) = 39500 \text{Н} \cdot \text{м} = 39,5 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Оскільки $M_f = 39,5 \text{кН} \cdot \text{м} > M_{ed} = 3,57 \text{кН} \cdot \text{м}$, то нейтральна вісь розміщується в межах полиці і подальший розрахунок проводимо як для прямокутного перерізу шириною $b_{eff} = 0,62 \text{м}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{b_{eff} d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3,57 \cdot 10^6}{620 \cdot 175^2 \cdot 8,5} = 0,022$$

За таблицею А.1 додатка А $\zeta = 0,988$; $\xi = 0,03$.

Оскільки $\xi = 0,03 < \xi_R = 0,657$, то стиснута арматура за розрахунком не потрібна і тоді площа арматури

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{3,57 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,988 \cdot 175} = 56,6 \text{мм}^2$$

За сортаментом (табл. А.2 додатка А) приймаємо арматуру 1Ø10 А400С з $A_s = 78,5 \text{мм}^2$.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Залізобетонні конструкції [Електрон. ресурс] : підручник / П. Ф. Вахненко, А. М. Павліков, О. В. Горик, В. П. Вахненко. – Електрон. текст. дані. – Київ : Вища школа, 1999. – 508 с. https://koha.kname.edu.ua/cgi-bin/koha/opacdetail.pl?biblionumber=335&query_desc=kw%2Cwrld%3A%20%D0%92%D0%B0%D1%85%D0%BD%D0%B5%D0%BD%D0%BA%D0%BE, вільний (дата звернення: 28.01.2025). – Назва з екрана.
2. Хоменко О. Г. Залізобетонні конструкції [Електрон. ресурс] : навч. посіб. / О. Г. Хоменко. – Електрон. текст.дані. – Глухів : РВВ ГНПУ ім. О. Довженка, 2017. – 208 с. – Режим доступу: http://tpgnpu.ho.ua/images/my_images/doc_pdf/zalizobeton.pdf, вільний (дата звернення: 28.01.2025). – Назва з екрана.
3. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення зі зміною № 1. – [Чинний від 2020-06-01]. – Київ : Міністерство розвитку та територій України, 2020. – 71 с.
4. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – [Чинний від 2011-06-01]. – Київ : Мірегіонбуд України, 2011. – 123 с.
5. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування зі зміною № 1 та № 2. – [Чинний від 2007-07-01]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2020. – 72 с.
6. ДСТУ 9243.7:2023 Система проектної документації для будівництва. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. – [Чинний від 2024-04-01]. – Київ : Держстандарт України, 2023. – 48 с.
7. 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) [Електрон. ресурс] : посібник / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В. С. Шмуклера. – Електрон. текст. дані. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с. – Режим доступу: <https://koha.kname.edu.ua/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=87764>, вільний (дата звернення: 28.01.2025). – Назва з екрана.

ДОДАТОК А
Допоміжні дані [3–5]

Таблиця А.1 – 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	0,79	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,79	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,78	0,331
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,78	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,88	0,211	0,55	0,78	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,77	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,77	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,76	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,76	0,361
0,1	0,96	0,077	0,35	0,86	0,241	0,6	0,76	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,75	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,74	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,73	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,72	0,396
0,15	0,94	0,113	0,4	0,84	0,269	0,7	0,72	0,403
0,16	0,936	0,12	0,41	0,836	0,274	0,72	0,71	0,41
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,28	0,74	0,70	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,69	0,423
0,19	0,924	0,14	0,44	0,824	0,29	0,78	0,68	0,429
0,2	0,92	0,147	0,45	0,82	0,295	0,8	0,68	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,3	0,85	0,66	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,64	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,31	0,95	0,62	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,6	0,48
0,25	0,9	0,18	0,5	0,8	0,32			

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

Таблиця А.2 – Сортамент арматури

Номинальний діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу відносно числа стержнів, мм ²									Теоретична маса 1 м довжини, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144
6	28,3	57,0	85,0	113,0	141,0	170,0	198,0	226,0	254,0	0,222
8	50,3	101,0	151,0	201,0	251,0	302,0	352,0	402,0	453,0	0,395
10	78,5	157,0	236,0	314,0	393,0	471,0	550,0	628,0	707,0	0,617-
12	113,1	226,0	339,0	452,0	565,0	679,0	792,0	905,0	1018,0	0,888
14	153,9	308,0	462,0	616,0	769,0	923,0	1077,0	1231,0	1385,0	1,208
16	201,1	402,0	603,0	804,0	1005,0	1206,0	1407,0	1608,0	1810,0	1,578
18	254,5	509,0	763,0	1018,0	1272,0	1572,0	1781,0	2036,0	2290,0	1,998
20	314,2	628,0	942,0	1256,0	1571,0	1885,0	2199,0	2513,0	2828,0	2,466
22	380,1	760,0	1140,0	1520,0	1900,0	2281,0	2661,0	3041,0	3421,0	2,984
25	490,9	982,0	1473,0	1963,0	2454,0	2945,0	3436,0	3927,0	4418,0	3,840
28	615,8	1232,0	1487,0	2463,0	3079,0	3695,0	4310,0	4926,0	5542,0	4,83
32	804,3	1609,0	2413,0	3217,0	4021,0	4826,0	5630,0	6434,0	7238,0	6,31
36	1017,9	2036,0	3054,0	4072,0	5089,0	6107,0	7125,0	8143,0	9161,0	7,99
40	1256,6	2513,0	3770,0	5027,0	6283,0	7540,0	8796,0	10053	11310	9,87

Таблиця А.3 – Граничні значення ξ_R/α_R

Клас бетону	ξ_R/α_R для арматури класу			
	A240C	A400C	A500C	B500
C12/15	0,757/0,422	0,657/0,387	0,613/0,37	0,591/0,361
C16/20	0,751/0,42	0,65/0,385	0,606/0,367	0,584/0,358
C20/25	0,743/0,418	0,64/0,381	0,596/0,363	0,574/0,354
C25/30	0,737/0,416	0,633/0,378	0,588/0,36	0,566/0,35
C30/35	0,724/0,412	0,618/0,372	0,571/0,352	0,54/0,339
C35/45	0,696/0,402	0,585/0,358	0,53/0,334	0,517/0,328

Таблиця А.4 – Характеристики міцності та деформативності бетону

Характеристики	Клас міцності бетону											Аналітична залежність / пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
$f_{ck,cube}$ (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	$f_{cm,cube} = f_{ck,cube} / (1 - 1,64V_c)^*$
$f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	
f_{cd} (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 5% вибірки
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ 95% вибірки
E_{cm} (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40	
E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	
E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34	
$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	
$\varepsilon_{c1,cd}$ (‰)	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	
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16	$\varepsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$
$\varepsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,82	0,86	0,91	0,97	$\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$
$\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16	$\varepsilon_{cu3,ck} = 0,9 \varepsilon_{cu1,ck}$
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\varepsilon_{cu3,cd} = 0,9 \varepsilon_{cu1,cd}$

*) – величини $f_{cm,cube}$ в таблиці наведені, виходячи із значення коефіцієнта варіації V_c , що дорівнює 13,5 %.

Таблиця А.5 – Характеристичні значення навантажень та впливів для міст України

Міста обласного підпорядкування	W_0^* (Па)	S_0^* (Па)	b^* (мм)	W_6^* (Па)
1	2	3	4	5
Київ	370	1550	19	160
Севастополь	460	770	13	250
АР Крим				
Сімферополь	460	820	15	210
Алушта	450	860	15	160
Джанкой	480	850	16	200
Євпаторія	490	730	15	250
Керч	540	920	16	310
Красноперекопськ	510	780	16	260
Саки	480	760	15	230
Армянськ	510	780	16	260
Феодосія	500	1000	14	240
Судак	470	940	15	160
Ялта	470	830	13	180
Вінницька область				
Вінниця	470	1 360	17	220
Жмеринка	480	1 360	19	240
Могилів-Подільський	470	1 280	19	210
Хмільник	450	1 390	18	210
Волинська область				
Луцьк	480	1 240	17	210
Володимир-Волинський	500	1 200	17	160
Ковель	460	1 200	13	160
Нововолинськ	500	1 240	15	170
Дніпропетровська область				
Дніпро	470	1 340	19	260
Вільногірськ	440	1 190	19	220
Кам'янське	470	1280	19	230
Жовті Води	440	1 170	19	260
Кривий Ріг	440	1 110	19	260
Марганець	460	1 040	18	260
Нікополь	460	1 020	17	260
Самар	470	1 390	19	260
Покров	460	1 030	18	260
Павлоград	480	1 390	17	260

Продовження таблиці А.5

1	2	3	4	5
Богуслав	500	1 380	19	260
Синельникове	480	1 350	19	260
Тернівка	490	1 390	18	260
Донецька область				
Донецьк	500	1 500	22	260
Авдіївка	490	1 450	22	230
Бахмут	480	1 380	22	210
Горлівка	500	1 500	22	210
Дебальцеве	500	1 440	26	210
Торецьк	500	1 480	22	240
Мирноград	480	1 420	19	210
Добропілля	480	1 410	19	210
Докучаєвськ	500	1 520	23	300
Єнакієве	500	1 470	24	240
Жданівка	500	1 160	19	250
Маріуполь	600	1 380	28	350
Хрестівка	500	1 490	25	240
Костянтинівка	480	1 400	21	210
Краматорськ	470	1 400	21	210
Покровськ	480	1 410	19	230
Красний Лиман	460	1 390	21	210
Макіївка	500	1 490	23	240
Селідово	490	1 420	20	250
Слов'янськ	460	1 400	21	210
Сніжне	490	1 510	28	220
Чистякове	490	1 520	27	220
Вугледар	500	1 450	22	300
Харцизьк	500	1 500	23	250
Шахтарськ	500	1 500	25	240
Ясинувата	500	1 470	22	250
Житомирська область				
Житомир	460	1 460	16	200
Бердичів	460	1 410	16	200
Коростень	480	1 450	16	220
Новоград-Волинський	470	1 380	22	220
Закарпатська область				
Ужгород	370	1 340	11	150
Мукачеве	370	1 490	12	110

Продовження таблиці А.5

1	2	3	4	5
Запорізька область				
Запоріжжя	460	1 110	19	260
Бердянськ	520	1 120	26	270
Мелітополь	520	1 050	22	340
Токмак	490	1 070	19	260
Івано-Франківська область				
Івано-Франківськ	500	1 410	21	170
Болехів	550	1 520	17	170
Калoš	530	1 440	19	180
Коломия	490	1 400	22	160
Яремча	470	1 530	19	180
Київська область				
Біла Церква	390	1 520	16	170
Березань	390	1 580	19	190
Бориспіль	380	1 570	19	160
Бровари	380	1 580	19	160
Васильків	380	1 530	16	160
Ірпінь	390	1 560	19	160
Переяслав-Хмельницький	390	1 560	18	200
Прип'ять	450	1 590	19	190
Фастів	380	1 510	16	190
Ржищев	390	1 540	18	190
Славутич	430	1 600	18	190
Кіровоградська область				
Кіровоград	410	1 230	22	210
Олександрія	430	1 250	21	240
Знам'янка	420	1 320	22	210
Світловодськ	430	1 310	18	210
Луганська область				
Луганськ	460	1 350	28	230
Антрацит	490	1 460	30	240
Брянка	480	1 410	25	230
Голубівка	480	1 400	23	220
Алчевськ	480	1410	22	230
Сорокине	470	1410	29	230
Хрустальний	490	1 470	29	230
Лисичанськ	460	1 370	21	210
Сокологірськ	480	1 400	23	220
Ровеньки	480	1 450	31	260
Рубіжне	450	1 370	21	180

Продовження таблиці А.5

1	2	3	4	5
Сіверськодонецьк	460	1 370	22	210
Кадіївка	480	1 400	24	220
Львівська область				
Львів	520	1 310	15	240
Борислав	540	1 500	16	180
Дрогобич	560	1 440	16	190
Самбір	530	1 400	16	190
Стрий	550	1 420	16	180
Трускавець	550	1 490	16	180
Червоноград	510	1 260	16	230
Миколаївська область				
Миколаїв	470	870	22	260
Вознесенськ	450	990	22	270
Очаків	490	830	22	260
Первомайськ	410	1 200	22	260
Південноукраїнськ	430	1 090	22	260
Одеська область				
Одеса	460	880	28	330
Білгород-Дністровський	470	890	27	330
Ізмаїл	500	1 100	23	310
Чорноморськ	480	880	28	330
Подільськ	450	1 170	23	270
Південне	490	870	24	310
Полтавська область				
Полтава	470	1 450	19	250
Горішні плавні	430	1 280	18	240
Кременчук	430	1 300	18	230
Лубни	410	1 600	16	250
Миргород	420	1 540	17	240
Рівненська область				
Рівне	520	1 320	18	240
Дубно	530	1 270	17	250
Вараш	460	1 260	13	200
Острог	520	1 320	17	250
Сумська область				
Суми	420	1 670	16	250
Охтирка	450	1 600	17	240
Глухів	390	1 770	17	230
Конотоп	360	1 740	15	220

Закінчення таблиці А.5

1	2	3	4	5
Лебедин	430	1 640	18	220
Ромни	380	1 730	19	230
Шостка	390	1 790	16	220
Тернопільська область				
Тернопіль	520	1 390	17	230
Харківська область				
Харків	430	1 600	14	230
Ізюм	430	1 460	19	210
Куп'янськ	450	1 460	19	210
Лозова	480	1 490	19	230
Люботин	450	1 570	15	250
Златопіль	450	1 510	18	230
Чугуїв	430	1 600	15	220
Херсонська область				
Херсон	480	760	19	290
Каховка	460	840	19	320
Нова Каховка	450	820	19	320
Хмельницька область				
Хмельницький	500	1 340	19	230
Кам'янець-Подільський	460	1 270	19	210
Нетішин	520	1 330	18	210
Славута	510	1 350	18	210
Шепетівка	500	1 370	19	210
Черкаська область				
Черкаси	420	1 520	18	220
Багачеве	410	1 420	19	210
Канів	410	1 540	15	210
Золотоноша	410	1 560	18	210
Сміла	420	1 480	18	210
Умань	440	1 440	19	210
Чернівецька область				
Чернівці	500	1 320	22	210
Чернігівська область				
Чернігів	410	1 720	16	160
Ніжин	370	1 690	15	180
Прилуки	370	1 640	19	210
Примітка. W_0 – вітрове навантаження (в Паскалях). S_0 – снігове навантаження (в Паскалях). b – товщина стінки ожеледиці (в мм). W_e – вітрове навантаження під час ожеледиці (в Паскалях).				

ДОДАТОК Б Приклад креслення

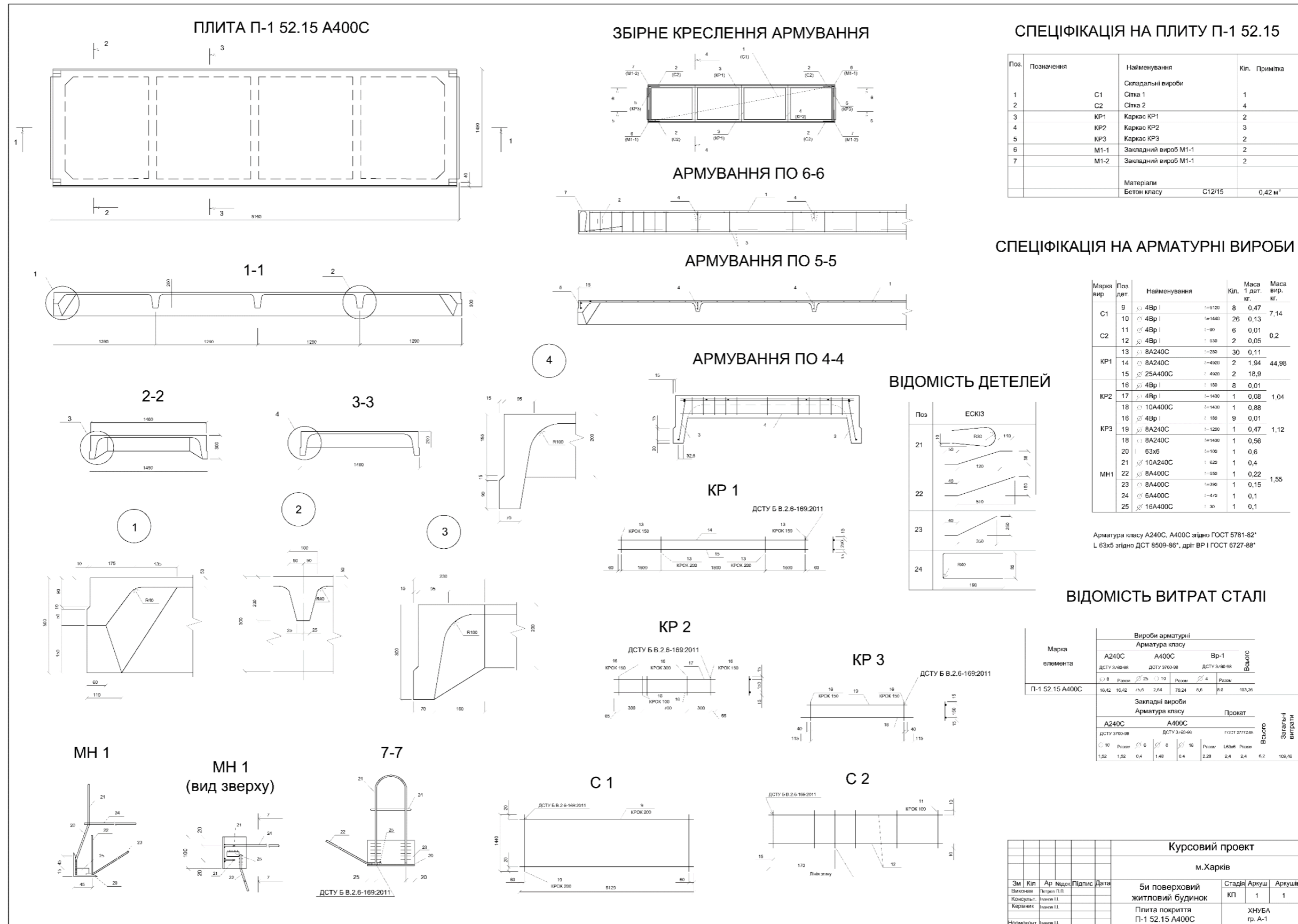


Рисунок Б.1 – Приклад креслення

Електронне навчальне видання

Методичні рекомендації

до проведення практичних занять та організації самостійної роботи
з навчальної дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

(РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ЗБІРНОЇ
ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ)

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
денної та заочної форм навчання зі спеціальності
192 – Будівництво та цивільна інженерія,
освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)*

Укладачі: **БУТЕНКО** Сергій Володимирович,
ЯКИМЕНКО Марина Валентинівна

Відповідальний за випуск *К. В. Спіранде*
Редактор *О. А. Норик*
Комп'ютерне верстання *С. В. Бутенко, М. В. Якименко*

План 2024, поз. 48М

Підп. до друку 10.03.2025. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 2,2.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Чорноглазівська (Маршала Бажанова), 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017