

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсової роботи
(ребриста плита перекриття)

для студентів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
всіх форм навчання

Кропивницький 2017



ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ
ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

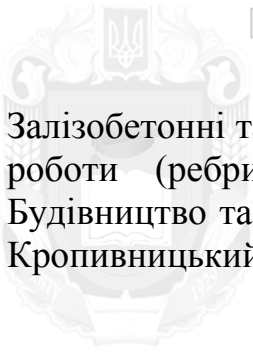
Методичні вказівки до виконання курсової роботи
(ребриста плита перекриття)

для студентів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
всіх форм навчання

"Ухвалено"
на засіданні кафедри:
"Будівельні, дорожні машини і будівництво"
Протокол №2 від 23.09.2017 р.

Кропивницький 2017

ДЖИРМА СТАНІСЛАВ ОЛЕКСАНДРОВИЧ,
КАНД. ТЕХН. НАУК, ДОЦЕНТ



Залізобетонні та кам'яні конструкції: Методичні вказівки до виконання курсової роботи (ребриста плита перекриття) для студентів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія, всіх форм навчання / Укл.: С.О. Джирма. – Кропивницький: ЦНТУ, 2017. – 41 с.

Укладачі:

С.О. Джирма – канд. техн. наук, доцент.

Рецензент:

В.А. Пашинський – докт. техн. наук, професор.

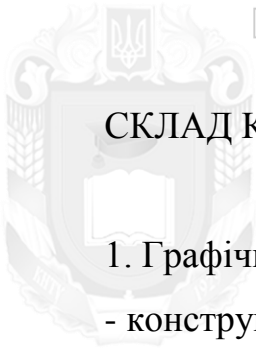


ВСТУП

Дисципліна "Залізобетонні та кам'яні конструкції" викладається відповідно до навчального плану підготовки бакалаврів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія.

Методичні вказівки призначені для виконання курсової роботи з курсу "Залізобетонні та кам'яні конструкції" на тему: "Проектування залізобетонних конструкцій каркасної будівлі".

Метою курсової роботи є закріплення теоретичних знань і набутих навичок самостійного розв'язання інженерних задач із курсу "Залізобетонні та кам'яні конструкції", а також оволодіння методикою проектування і розрахунку залізобетонних конструкцій каркасної будівлі.



СКЛАД КУРСОВОЇ РОБОТИ

1. Графічна частина:

- конструктивна і розрахункова схема перекриття (1 аркуш формату А2);
- схема розташування елементів каркасу (1 аркуш формату А2);
- конструкція і схеми армування плити перекриття (1 аркуш формату А2);
- конструкція і схеми армування ригеля (1 аркуш формату А2);
- конструкція і схеми армування колони середнього ряду (1 аркуш формату А2).

2. Пояснювальна записка.

Розрахунково-пояснювальна записка повинна включати наступні розділи:

Вступ.

1. Загальні данні для проектування.
2. Компонування конструктивної схеми збірного перекриття.
3. Розрахунок плити перекриття.
4. Розрахунок ригеля.
5. Розрахунок колони середнього ряду першого поверху.

Список використаної літератури.

Зміст.

СКЛАД, ОБСЯГ І ТЕРМІНИ ВИКОНАННЯ РОЗДІЛІВ КУРСОВОЇ РОБОТИ

Блок розділів курсової роботи		Найменування розділів курсової роботи	Розподіл навчального часу по розділам, годин		Термін контрольного заходу, тижднів	Джерела інформації
Найменування	Сума залікових балів		Консультації КР	СРС		
1. Компонування конструктивної схеми збірного перекриття. Розрахунок плити перекриття	20...30	1. Компонування конструктивної схеми збірного перекриття	2	2	I	[1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], [8]
		2. Виконання креслень конструктивної схеми перекриття	2	2	II	
		3. Розрахунок плити перекриття по граничним станам I-ої групи	2	2	III	
		4. Розрахунок плити перекриття по граничним станам II-ої групи	2	2	IV	
		5. Виконання креслень плити перекриття	2	2	V	
2. Розрахунок ригеля	15...25	1. Визначення зусиль в ригелі поперечної рами	2	2	VI	[1], [4], [5], [9], [10], [11]
		2. Розрахунок міцності ригеля по перерізам, нормальним до поздовжньої вісі	2	2	VII	
		3. Розрахунок міцності ригеля по перерізам нахиленим до поздовжньої вісі	2	2	VIII	
		4. Конструювання арматури ригеля	2	2	IX	
		5. Виконання креслень ригеля	2	2	X	
3. Розрахунок колони першого поверху	10...20	1. Визначення зусиль в середній колоні	2	2	XI	[1], [4], [5], [10], [11]
		2. Розрахунок міцності середньої колони	2	2	XII	
		3. Конструювання арматури колони	2	2	XIII	
		4. Виконання креслень колони	2	4	XIV	
4. Захист курсової роботи	15...25	-	-	-	XIV	
Всього	60...100	-	28	30	-	-



СТРУКТУРА ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ КУРСОВОЇ РОБОТИ

1 ЗАГАЛЬНІ ДАННІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

Розрахунки виконуються відповідно до вимог [1, 2, 3].

Шестиповерхова каркасна будівля I класу з технічним підвальним приміщенням має розміри в плані $22,5 \times 48,0$ м та сітку колон $7,5 \times 6,0$ м. Висота поверху складає 3,6 м. Стінові панелі навісні з легкого бетону, в торцях будівлі замонолічуються сумісно з торцевими рамами, утворюючи вертикальні зв'язкові діафрагми. Стіни підвалу – з бетонних фундаментних блоків. Нормативне значення тимчасового навантаження $v = 6500 \text{ Н/м}^2$, в тому числі короткочасного навантаження – 1500 Н/м^2 , коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,1$ [3, стор. 89, 4], коефіцієнт надійності по призначенню $\gamma_n = 1$ [1, стор. 91, 5].

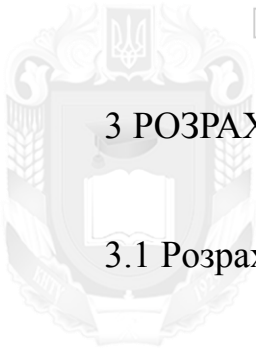
Снігове навантаження – по IV району (м. Луцьк) [4].

Температурні умови нормальні, вологість повітря 40%.

2 КОМПОНУВАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ЗБІРНОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Ригелі поперечних рам – чотирьох-прольотні, на опорах жорстко з'єднанні з крайніми та середніми колонами. Плити перекриття – ребристі, попередньо напружені, шириною $B = 2500$ мм.

Просторова жорсткість будівлі у повздовжньому напрямку забезпечується вертикальними зв'язками, встановленими в одному середньому прольоті по кожному ряду колон. В поперечному напрямку жорсткість будівлі забезпечується роботою багатоповерхових рам з жорсткими вузлами – рамна система. Вітрове навантаження через перекриття, які працюють як горизонтальні жорсткі диски, передається на торцеві стіни, які виконують функції зв'язкових діафрагм, і поперечні рами.



3 РОЗРАХУНОК БАГАТОПУСТОТНОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

3.1 Розрахунок багатопустотної плити по граничним станам І групи

3.1.1. Розрахунковий проліт і навантаження.

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо задаються розмірами перерізу ригеля $h \times b$ [3, стор. 127]:

$$h = \frac{1}{12} \cdot l_n = \frac{1}{12} \cdot 750 = 62,5 \approx 70 \text{ см};$$

де l_n = проліт будівлі, $l_n = 7500 \text{ мм} = 750 \text{ см}$;

$$b = (0,3 \div 0,5) \cdot h = 0,5 \cdot 55 = 25 \text{ см}.$$

При спиранні на ригель поверху, розрахунковий проліт становить [3, стор. 127]

$$l_0 = l_k - \frac{b}{2} = 6,0 - \frac{0,25}{2} = 5,88 \text{ м}.$$

де l_k = крок колон, $l_k = 6000 \text{ мм} = 6,0 \text{ м}$.

Підрахунок навантажень на 1 м^2 перекриття представлено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Нормативні і розрахункові навантаження на 1 м² перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження Н/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, Н/м ²
1	2	3	4
Постійне навантаження			
Власна вага ребристої плити	2500	1,1	2750
Власна вага цементного розчину δ = 20 мм (ρ = 2200 кг/м ³)	440	1,3	570
Власна вага керамічних плиток, δ = 13 мм (ρ = 1800 кг/м ³)	240	1,1	264
Всього:	3180		3584
Тимчасові (змінні) навантаження			
Тривале	5000 (по завданню)	1,2	6000
Короткочасне	1500 (перемінна)	1,2	1800
Всього	6500 (постійна)		7800
Повне навантаження			
Постійне і тривале	8180	-	-
Короткочасне	1500	-	-
Всього	9680	-	11384

Розрахункове навантаження на 1 метр довжини при ширині плити 2,5 м з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 1$:

- для розрахунків по першій групі граничних станів
постійне навантаження

$$g = 3,584 \cdot 2,5 \cdot 1 = 8,96 \text{ кН/м};$$

- для розрахунків по другій групі граничних станів
повне навантаження

$$g + v = 11,384 \cdot 2,5 \cdot 1 = 28,46 \text{ кН/м};$$

тимчасове навантаження



$$v = 7,8 \cdot 2,5 \cdot 1 = 19,5 \text{ кН/м};$$

Нормативне навантаження на 1 м довжини при ширині плити 2,5 м з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 1$:

- для розрахунків по першій групі граничних станів
постійне навантаження

$$g = 3,18 \cdot 2,5 \cdot 1 = 7,95 \text{ кН/м};$$

- для розрахунків по другій групі граничних станів
повне навантаження

$$g + v = 9,68 \cdot 2,5 \cdot 1 = 24,2 \text{ кН/м};$$

постійне і довготривале навантаження

$$v = 8,18 \cdot 2,5 \cdot 1 = 20,45 \text{ кН/м}.$$

3.1.2. Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень.

Розрахункові навантаження

- для розрахунків по першій групі граничних станів

$$M = (g + v) \frac{l_0^2}{8} = 28,46 \cdot \frac{5,88^2}{8} = 123 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = (g + v) \frac{l_0}{2} = 28,46 \cdot \frac{5,88}{2} = 83,7 \text{ кН}.$$

- для розрахунків по другій групі граничних станів

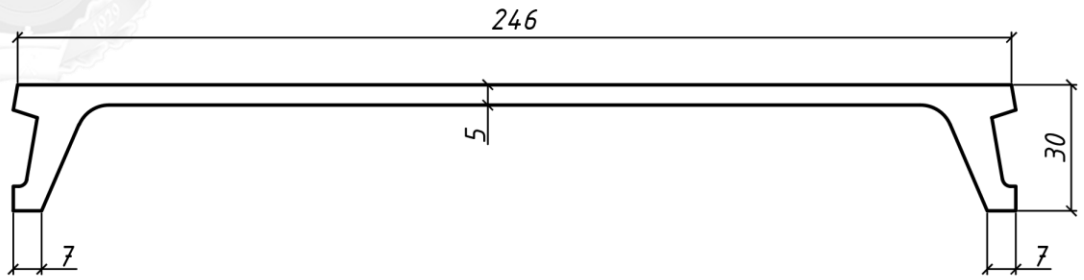
зусилля від нормативного повного навантаження

$$M = 24,2 \cdot \frac{5,88^2}{8} = 104,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad Q = 24,2 \cdot \frac{5,88}{2} = 71,2 \text{ кН}.$$

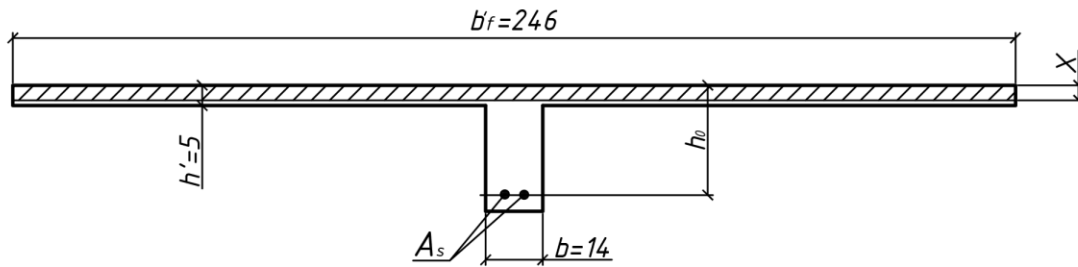
Зусилля від нормативного постійного і тривалого навантажень

$$M = 20,45 \cdot \frac{5,88^2}{8} = 88,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

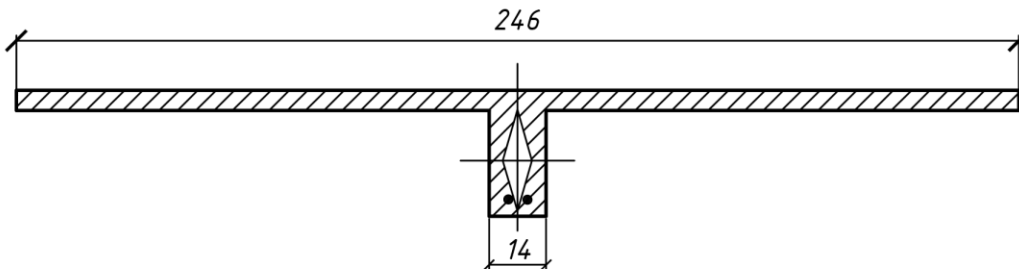
3.1.3. Встановлення розмірів перерізу ребристої плити.



а



б



в

Рисунок 3.1 – Поперечні перерізи ребристої плити (розміри в сантиметрах):

а – основні розміри,

б – до розрахунку на міцність,

в – до розрахунку по утворенню тріщин.



Висота перерізу ребристої попередньо напруженої плити становить

$$h = \frac{l_0}{20},$$

де l_0 – розрахунковий проліт, $l_0 = 5,88$ м;

$$h = \frac{5,88}{20} = 0,294 \approx 0,3 \text{ м.}$$

Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 30 - 3 = 27$ см, ширина повздовжніх ребер понизу 7 см, ширина верхньої полки плити 246 см.

В розрахунках по граничним станам I групи розрахункова товщина стисненої полки таврового перерізу $h_f = 5$ см, співвідношення

$$\frac{h_f}{h} = \frac{5}{30} = 0,167 \geq 0,1, \text{ при цьому в розрахунок вводиться повна ширина полки}$$

$$b_f' = 2,46 \text{ м; розрахункова ширина ребра } b = 2 \cdot 7 = 14 \text{ см [3, стор. 284-287].}$$

3.1.4. Характеристика міцності бетону і арматури.

Ребристу попередньо напружену плиту армують арматурою класу А800СК (А-V) з електротермічним натягом на упори форми. До тріщиностійкості плити висувають вимоги III категорії [3, табл. 2.1]. Виріб термічно оброблюється при атмосферному тиску.

Бетон важкий класу В30 [3, стор. 103], який відповідає напруженій арматурі. Нормативна міцність бетону $R_{bn} = 22$ МПа, розрахункова $R_{bn} = 17$ МПа, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 1$, нормативний опір при розтягу $R_{bth} = R_{bt,ser} = 1,8$ МПа, розрахунковий опір $R_{bt} = 1,2$ МПа, початковий модуль пружності бетону $E_b = 29 \cdot 10^3$ МПа [3, додаток 1-4].

Передаточна міцність бетону R_{bp} приймається таким чином, щоб при обтисканні виконувалося співвідношення напружень $\sigma_{br}/R_{br} \leq 0,75$ [3, табл. 2.4].

Арматура повздовжніх ребер – класу **А800СК (А-V)**, нормативний опір при розтягу $R_{sn} = 785$ МПа, розрахунковий опір при розтягу $R_s = 680$ МПа, модуль пружності $E_s = 190000$ МПа [3, дод. 5; 6]. Попередній натяг арматури приймають рівним $\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 470$ МПа.



Перевіряємо виконання умови

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{sn},$$

при електротермічному способі натягу

$$p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{6,0} = 90 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{sp} + p = 470 + 90 = 560 \leq R_{sn} = 785 \text{ МПа}$$

- умова виконується.

Розраховуємо граничне відхилення попереднього напруження в арматурі

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \cdot \frac{90}{470} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,16,$$

де n_p – число напружених стержнів плити.

Коефіцієнт точності натягу при позитивному вплив попереднього напруження знаходимо по формулі [3, стор. 102 формула 2.24]

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,16 = 0,84.$$

При перевірці по утворенню тріщин в верхній зоні плити при обтисненні приймають

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,16 = 1,16.$$

Попереднє напруження з урахуванням точності натягу

$$\sigma_{sp} = 0,84 \cdot 470 = 385 \text{ МПа}.$$

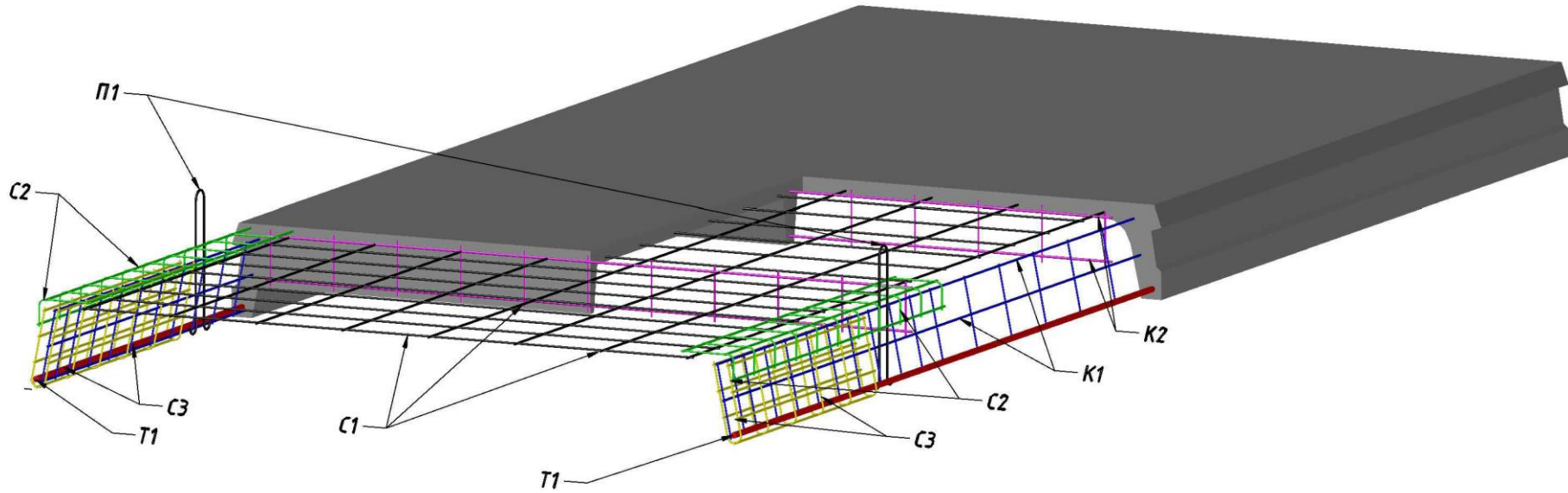


Рисунок 3.2 – Схема армування ребристої плити (вид А, зверху):

T1 – робоча арматура, K1 – поздовжній зварний каркас, K2 – поперечній зварний каркас,
 C1 – плоска сітка в верхній полиці, C2 – плоска сітка (зігнута «Г» подібна),
 C3 – плоска сітка (зігнута «U» подібна), П1 – закладна петля.

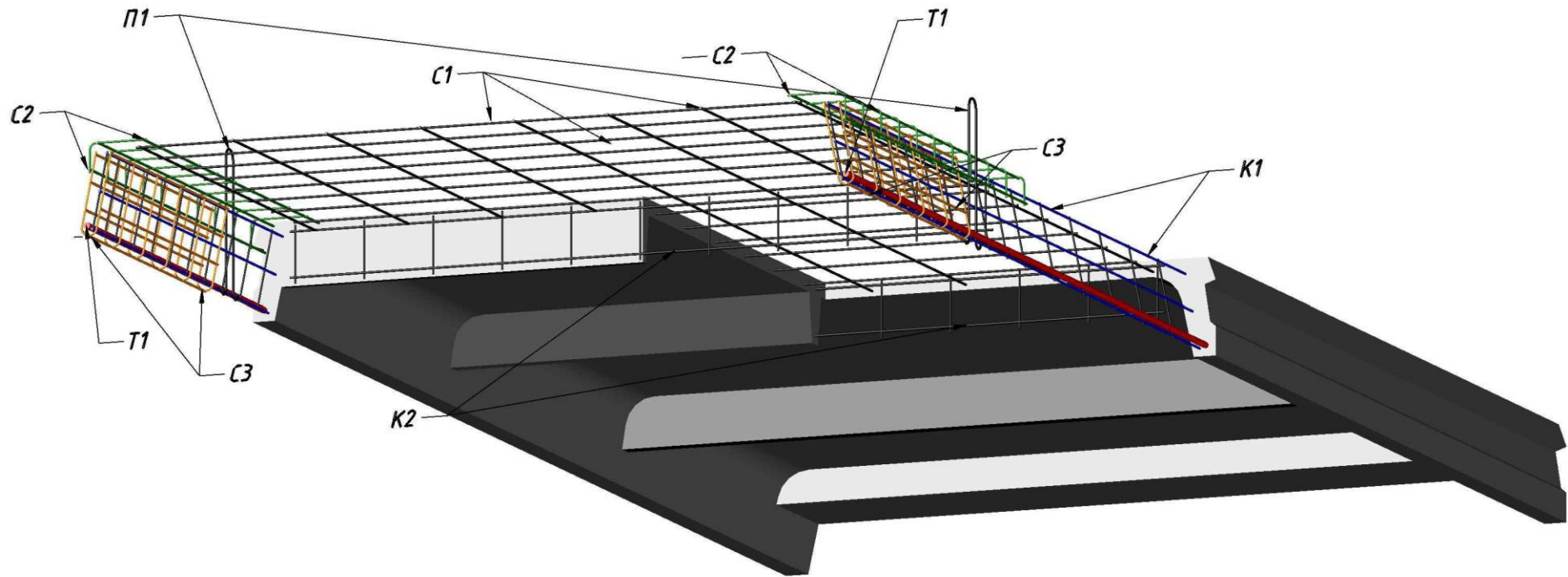


Рисунок 3.3 – Схема армування ребристої плити (вид Б, знизу):

T1 – робоча арматура, K1 – поздовжній зварний каркас, K2 – поперечний зварний каркас,
 C1 – плоска сітка в верхній полиці, C2 – плоска сітка (зігнута «Г» подібна),
 C3 – плоска сітка (зігнута «U» подібна), П1 – закладна петля.



Схеми складальних одиниць плити вказані на рис. 3.4 – 3.10.

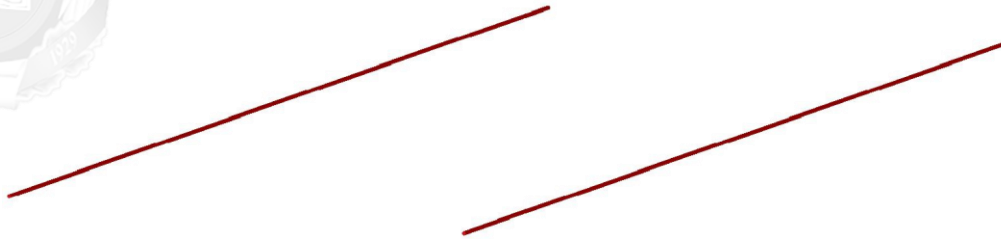


Рисунок 3.4 – Схема повздовжньої робочої арматури T1.

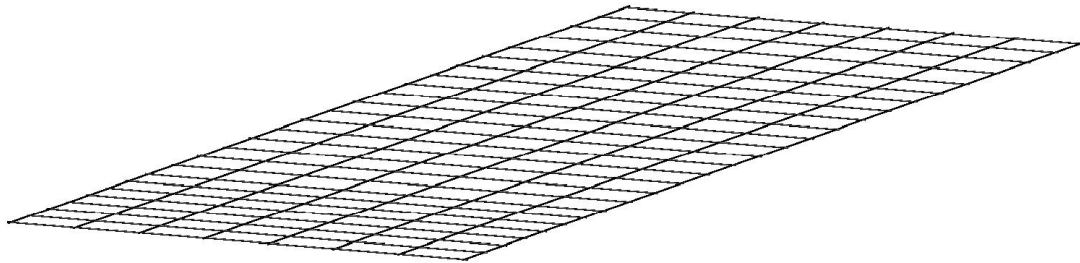


Рисунок 3.5 – Конструктивна плоска сітка в верхній полиці C1.

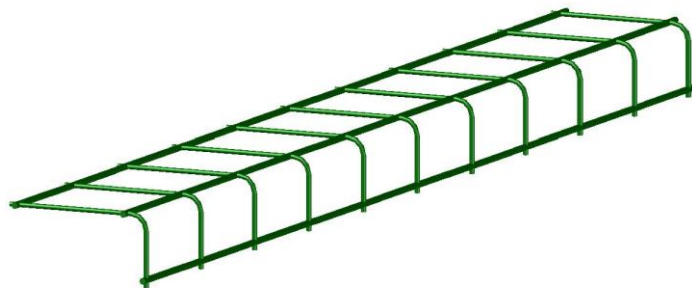


Рисунок 3.6 – Конструктивна плоска сітка в верхній полиці C2.

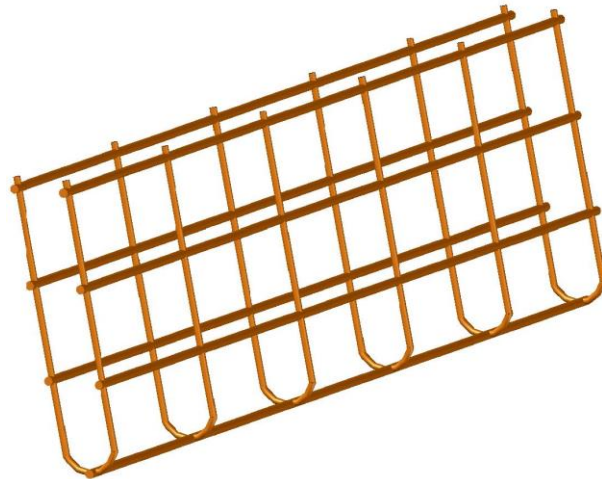


Рисунок 3.7 – Конструктивна плоска сітка СЗ.

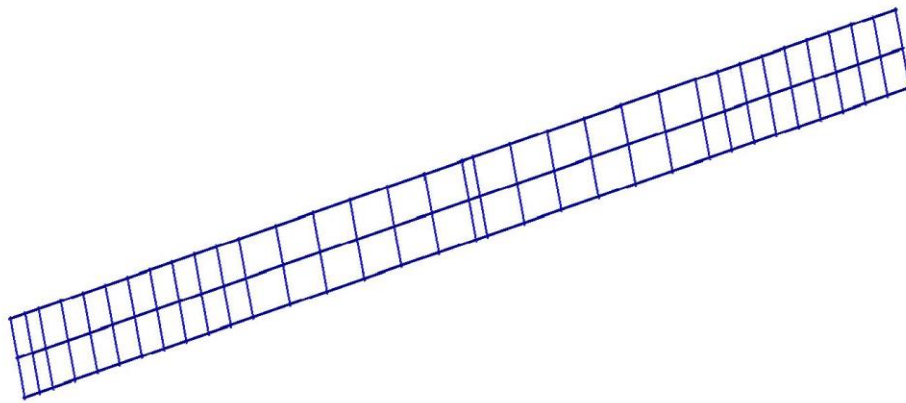


Рисунок 3.8 – Поздовжній зварний каркас К1.

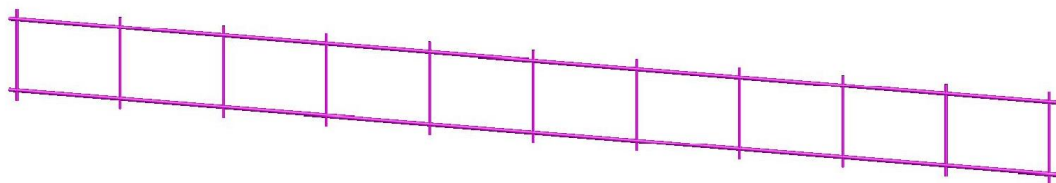


Рисунок 3.9. – Поперечний зварний каркас К2.



Рисунок 3.10. – Закладна петля П1.

3.1.5. Розрахунок міцності плити по перерізу, нормальному до повздовжньої вісі, $M = 123$ кН·м.

Переріз тавровий з полицкою в стисненій зоні.

Переріз тавровий з полицкою в стисненій зоні розраховують

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{12300000}{1 \cdot 17 \cdot 246 \cdot 27^2 \cdot 100} = 0,04.$$

де M – розрахунковий згинальний момент, $M = 123$ кН·м;

R_b – розрахункова міцність бетону, $R_b = 17$ МПа;

b_f – ширина полицки таврового перерізу, $b_f = 2,46$ м;

h_0 – робоча висота перерізу, $h_0 = 0,27$ м.

Знаходимо з таблиці 3.1 [3] $\xi = 0,04$, $x = \xi \cdot h_0 = 0,04 \cdot 27 = 1,08 \leq 5$ см – нейтральна вісь проходить в межах стисненої зони, звідси $\xi = 0,98$.

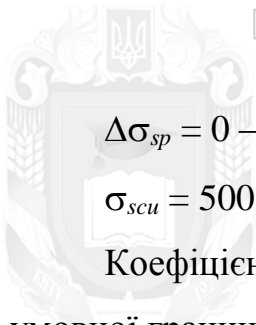
Характеристика стисненої зони для важкого бетону [3, стор. 117]:

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17 = 0,71.$$

Гранична висота стисненої зони

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{695}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,47,$$

де $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 358 = 695$ МПа;



$\Delta\sigma_{sp} = 0$ – при електротермічному напруженні [3, стор. 115];

$\sigma_{scu} = 500$ МПа – при $\gamma_{b2} < 1$ [3, стор. 115].

Коефіцієнт умов роботи, що враховує опір напруженої арматури вище умовної границі текучості згідно формули 2.44 [3]

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,04}{0,47} - 1 \right) = 1,27 > \eta,$$

де $\eta = 1,15$ – для арматури класу **A800CK (A-V)** [3, стор. 119; 6];
приймаємо $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

Розраховуємо площу перерізу розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{12300000}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,98 \cdot 27 \cdot 100} = 5,94 \text{ см}^2.$$

де M – розрахунковий згинальний момент, $M = 123$ кН м;

R_s – розрахунковий опір арматури при розтягу, $R_s = 680$ МПа;

Приймаємо 2Ø20 **A800CK (A-V)** з площею $A_s = 6,28$ см² [3, дод. 6; 6].

3.1.6. Розрахунок полички на місцевий вигин.

Розрахунковий проліт при ширині ребер зверху 9 см складає $l_0 = 246 - 2 \cdot 9 = 228$ см. Навантаження на 1 м² полки може бути прийняте таким же, як і для плити $(g + v) \cdot \gamma_n = 11,384 \cdot 1 = 11,384$ кН·м².

Згинальний момент для смуги шириною 1 м визначають з розрахунком часткової заробки в ребрах [3, п. 11.2, стор. 289]

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{11},$$

$$M = \frac{11,384 \cdot 2,28^2}{11} = 5,38 \text{ кН·м.}$$



Робоча висота розрахункового перерізу прямокутного профілю:

$$h_0 = h' - a = 5 - 1,5 = 3,5 \text{ см.}$$

Арматура $\text{Ø}4 \text{ Bp1400 (Bp-II)}$ з $R_s = 1145 \text{ МПа}$ [3, стор. 740; 7]

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{538000}{17 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 3,5^2 \cdot 100} = 0,258,$$

де M – розрахунковий згинальний момент, $M = 5,38 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

R_b – розрахункова міцність бетону, $R_b = 17 \text{ МПа}$;

b'_f – ширина полицки, $b'_f = 1 \text{ м}$;

відповідно до [3, табл. 3.1] знаходимо $\xi = 0,847$.

Площу арматури на погонний метр по довжині плити визначаємо за формулою

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{538000}{1145 \cdot 0,847 \cdot 3,5 \cdot 100} = 1,58 \text{ см}^2,$$

де M – розрахунковий згинальний момент, $M = 5,38 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

R_s – розрахунковий опір арматури при розтягу, $R_s = 1145 \text{ МПа}$;

h_0 – робоча висота перерізу, $h_0 = 0,035 \text{ м}$;

Приймаємо крок робочих поперечних стрижнів $S = 125 \text{ мм}$.

Кількість стрижнів на 1 м довжини $n_{стр} = \frac{1000}{125} + 1 = 9$ шт.

Визначаємо площину одного стрижня $A_{s1} = \frac{A_s}{n_{стр}} = \frac{1,58}{9} = 0,18 \text{ см}^2$.

По сортаменту приймаємо сітку (С-1) з поперечною робочою арматурою **Bp1400 (Bp-II)** діаметром $d = 5 \text{ мм}$ з кроком $S = 125 \text{ мм}$, площиною $A_{s1} = 0,196 \text{ см}^2$, (9 $\text{Ø}5 \text{ Bp1400 (Bp-II)}$ з $A_s = 1,77 \text{ см}^2$) [3, дод. 6, стор 741; 7].

Розподільна арматура (повздовжня) приймається конструктивно **B500 (Bp-I)** діаметром $d = 3 \text{ мм}$ (з умови зварюваності) [3, дод. 9, стор 744], кроком $S = 200 \text{ мм}$.

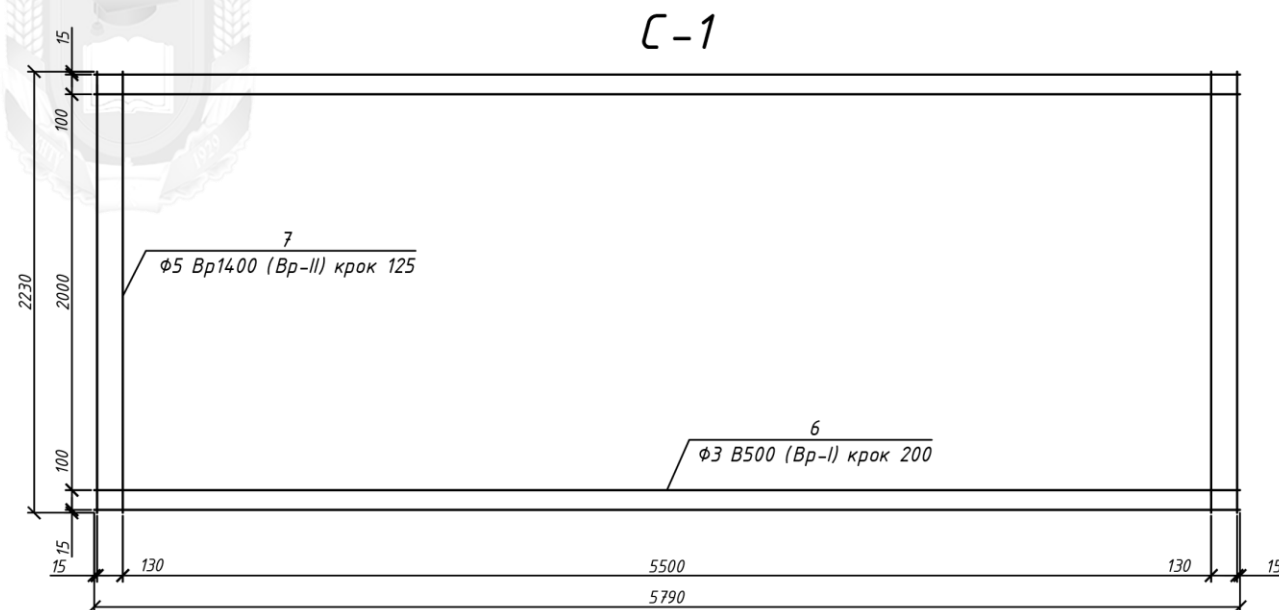


Рисунок 3.11 – Сітка С-1.

3.1.7. Розрахунок міцності ребристої плити по перерізу, нахиленому до повздовжньої вісі. $Q_{\max} = 83,7$ кН на опорі (п. 3.1.2).

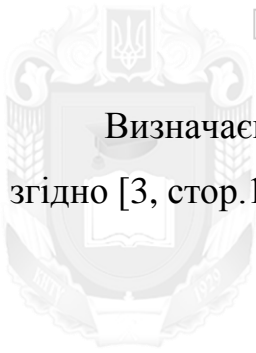
Зусилля обтиску від розтягнутої повздовжньої арматури $N = P = 221$ кН (дивись розрахунок попередніх напружень арматури плити).

Поперечна сила на опорі $Q_{\max} = 83,7$ кН.

Згідно вимогам [8, 9, 10] повздовжні ребра плити армуються не тільки напруженою арматурою але й плоскими каркасами з поперечними стержнями. Кількість каркасів в поперечному перетині дорівнює двом, по одному в кожному ребрі.

Повздовжні стержні плоского каркасу приймаємо з арматури **A500C (A-III)** діаметром $\varnothing 12$ мм.

Діаметр поперечних стержнів задається з умов технології крапкового електрозварювання так, щоб відношення діаметра поперечного стержня до діаметра повздовжнього складало $1/3 \dots 1/4$, потім визначають площу перетину поперечної арматури A_{sw} . Крок поперечних стержнів каркасу призначають виходячи з конструктивних умов.



Визначаємо необхідність поперечної арматури виходячи з першої умови згідно [3, стор.156, формула (3.71)]

$$Q_{\max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 ,$$

де R_{bt} – розрахунковий опір бетону при розтягу, $R_{bt} = 1,2$ МПа;

b – розрахункова ширина ребра, $b = 14$ см (рис. 3.1);

h_0 – робоча висота перерізу ребра, $h_0 = 27$ см (рис. 3.1).

$$Q_{\max} = 83,7 \text{ кН} < 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 27 = 113,4 \text{ кН} -$$

умова виконується.

Визначаємо необхідність поперечної арматури виходячи з другої умови згідно [3, стор.156, формула (3.72)]

$$Q \leq \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / c$$

де Q – поперечна сила в вершині похилого перетину;

$\varphi_{b4} = 1,5$ значення коефіцієнта відповідно [3, табл. 3.2, стор. 153];

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив повздовжніх сил визначається відповідно [3, стор. 153],

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = \frac{0,1 \cdot 221000}{1,2 \cdot 14 \cdot 27 \cdot 100} = 0,49 < 0,5 .$$

де R_{bt} – розрахунковий опір бетону при розтягу, $R_{bt} = 1,2$ МПа;

b – розрахункова ширина ребра, $b = 14$ см (рис. 3.1);

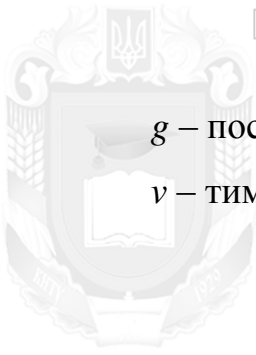
h_0 – робоча висота перерізу ребра, $h_0 = 27$ см (рис. 3.1).

c – приймається не більше $c_{\max} = 2,5h_0$ [3, стор. 156] при рівномірно-розподіленому навантаженні, якщо виконується умова

$$q_1 \leq 0,16 \cdot \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b ,$$

де q_1 – рівномірно-розподілене навантаження,

$$q_1 = g + \frac{v}{2} = 8,96 + \frac{19,5}{2} = 18,71 \text{ кН/м} = 187,1 \text{ Н/см},$$



g – постійне навантаження, $g = 8,96$ кН/м;

v – тимчасове навантаження, $v = 19,5$ кН/м;

$$q_1 = 187,1 \text{ Н/см} \leq 0,16 \cdot \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b = \\ = 0,16 \cdot 1,5 \cdot (1 + 0,49) \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 14 \cdot 100 = 600 \text{ Н/см}$$

умова виконується, тоді приймаємо:

$$c = c_{\max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 27 = 67,5 \text{ см},$$

поперечна сила Q в вершині похилого перетину знаходиться [3, стор. 155]

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 83,7 \cdot 10^3 - 187,1 \cdot 67,5 = 71,1 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Перевіряємо виконання другої умови

$$Q_{\max} = 71,1 \cdot 10^3 \text{ Н} \leq \frac{1,5 \cdot (1 + 0,49) \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 27^2}{67,5} = 40 \cdot 10^3 \text{ Н} -$$

умова не виконується. Отже поперечна арматура потрібна по розрахунку.

На припорній ділянці довжиною $l/4$ встановлюють в кожному ребрі плити поперечні стержні **Ø5B500 (Bp-I)** ($A_{sw} = 0,196 \text{ см}^2$) [3, дод. 6, стор. 741; 11] з кроком $s = h/2 = 30/2 = 15 \text{ см}$, в середній частині прольоту з кроком $s = 3 \cdot h/4 = 3 \cdot 30/4 = 22,5 \text{ см}$ – приймаємо 25 см (каркас К-1).

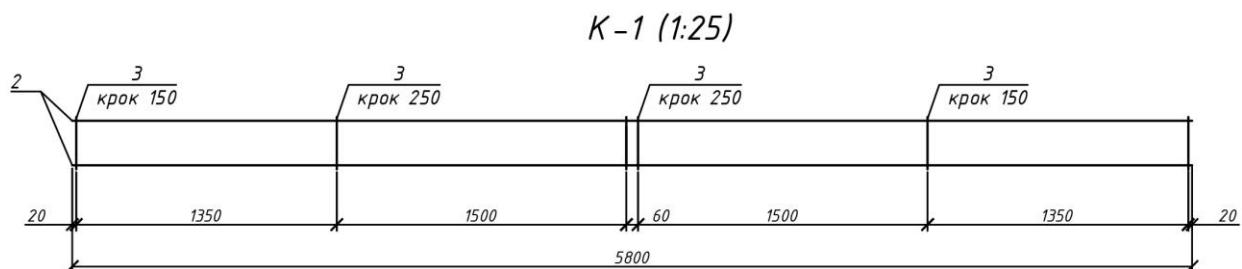


Рисунок 3.12 – Каркас К-1.



Визначаємо площу перетину поперечної арматури

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2 ; \quad R_{sw} = 260 \text{ МПа} ,$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = 260 \cdot 392 \cdot (100)/15 = 680 \text{ Н/см} .$$

Вплив зв'язів стиснутих полиць (при двох ребрах):

$$\varphi_f = 2 \cdot 0,75 \cdot (3 \cdot h_f) \cdot h_f / bh = 2 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 5 / 2 \cdot 7 \cdot 27 = 0,3 < 0,5;$$

$$1 + 0,49 + 0,3 = 1,79 > 1,5, \text{ приймають } 1,5.$$

Визначаємо

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 2 \cdot 7 \cdot 27 = 40,8 \text{ кН}.$$

$$\text{Умова} \quad q_{sw} = 680 \text{ Н/см} > Q_{bmin} / 2 \cdot h_0 = 40,8 \cdot 10^3 / 27 \cdot 2 = 755,6 \text{ Н/см} \quad -$$

виконується.

$$\text{Перевіряємо шаг хомутів за нерівністю} \quad s_{max} = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 / Q_{max} = \\ = 1,5 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 14 \cdot 27^2 \cdot (100) / 83,7 \cdot 10^3 = 21,9 \text{ см} > s = 15 \text{ см} - \text{умова виконується.}$$

$$\text{Для розрахунку на міцність визначають} \quad M = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = \\ = 2 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 2 \cdot 7 \cdot 27^2 = 367 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

$$\text{Оскільки} \quad q_1 = 187,1 \text{ Н/см} < 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 680 = 380 \text{ Н/см} \quad \text{визначають} \\ \text{значення } c \text{ за формулою} \quad c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{367 \cdot 10^4 / 187,1} = 140 \text{ см} > 3,33 \cdot h_0 = \\ = 3,33 \cdot 27 = 89,9 \text{ см}; \text{ приймаємо } c = 89,9 \text{ см}.$$

$$\text{Тоді} \quad Q_b = M_b / c = 367 \cdot 10^4 / 89,9 = 40,8 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{bmin} = 35,7 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Поперечна сила в вершині похилого перерізу

$$Q = Q_{max} - q_1 \cdot c = 83,7 \cdot 10^3 - 187,1 \cdot 89,9 = 66,9 \text{ кН}.$$

Довжина проекції розрахункового похилого перерізу становить

$$c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{367 \cdot 10^4 / 680} = 73,5 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см}, \text{ приймають } c_0 = 54 \text{ см}.$$

$$\text{При цьому} \quad Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 680 \cdot 54 = 36,7 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Умова міцності

$$Q_b + Q_{sw} = 40,8 \cdot 10^3 + 36,7 \cdot 10^3 = 77,5 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q = 66,9 \cdot 10^3 \text{ Н} - \text{виконується.}$$

Міцність перевіряють по стиснутій похилій смузі

$$\mu_{sw} = A_{sw}/b \cdot s = 0,392/14 \cdot 15 = 0,0019;$$

$$\alpha = E_s/E_b = 170000/29000 = 5,86;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 5,86 \cdot 0,0019 = 1,06;$$

$$\beta = 0,01;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 17 = 0,83.$$

Умова міцності

$$0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,06 \cdot 0,83 \cdot 17 \cdot 14 \cdot 27 \cdot (100) = 169,6 \text{ кН} > Q_{\max} = \\ = 83,7 \text{ кН} - \text{виконується.}$$

3.2 Розрахунок ребристої плити по граничним станам другої групи

3.2.1. Розрахунок геометричних характеристик приведенного перерізу.

Щоб визначити напруження в перерізах попередньо-напружених залізобетонних елементів в стадії I (до виникнення тріщин), розглядаємо приведений бетонний переріз, в якому площа перерізу арматури замінюється еквівалентною площиною перетину бетону [3, п. 2.4.5, стор. 109]. Виходячи з рівності деформацій арматури і бетону, приведення виконують по відношенню модулів пружності двох матеріалів.

Визначаємо співвідношення модулів пружності

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{29000} = 6,55$$

Площа приведенного перерізу плити дорівнює (рис. 3.13)

$$A_{RED} = A + \alpha \cdot A_s = 246 \cdot 5 + 14 \cdot 25 + 6,55 \cdot 6,28 = 1621 \text{ см}^2.$$

де A – площа приведенного перерізу;

A_s – площа розтягнутої арматури.

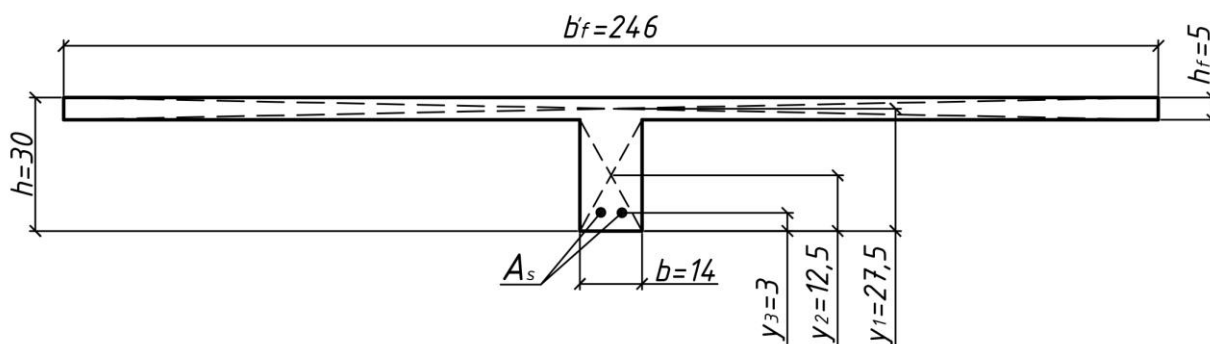


Рисунок 3.13 – Розрахункова схема для визначення статичного моменту площі приведенного перерізу ребристої плити [3, стор. 109].

Статичний момент площі приведенного перерізу відносно нижньої
грані (рис. 3.13)

$$S_{RED} = \sum A_i \cdot y_i = A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_s \cdot y_3,$$

де A_1 – площа перерізу верхньої частини;

y_1 – центр ваги верхньої частини перерізу, $y_1 = 27,5$ см;

A_2 – площа перерізу нижньої частини;

y_2 – центр ваги перерізу нижньої частини, $y_2 = 12,5$ см;

A_s – площа арматури;

y_3 – центр ваги арматури, $y_3 = 3$ см;

$$S_{RED} = 246 \cdot 5 \cdot 27,5 + 14 \cdot 25 \cdot 12,5 + 6,55 \cdot 6,28 \cdot 3 = 38323 \text{ см}^3.$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу
(рис. 3.14)

$$y_0 = \frac{S_{RED}}{A_{RED}} = \frac{38320}{1621} = 23,6 \text{ см.}$$

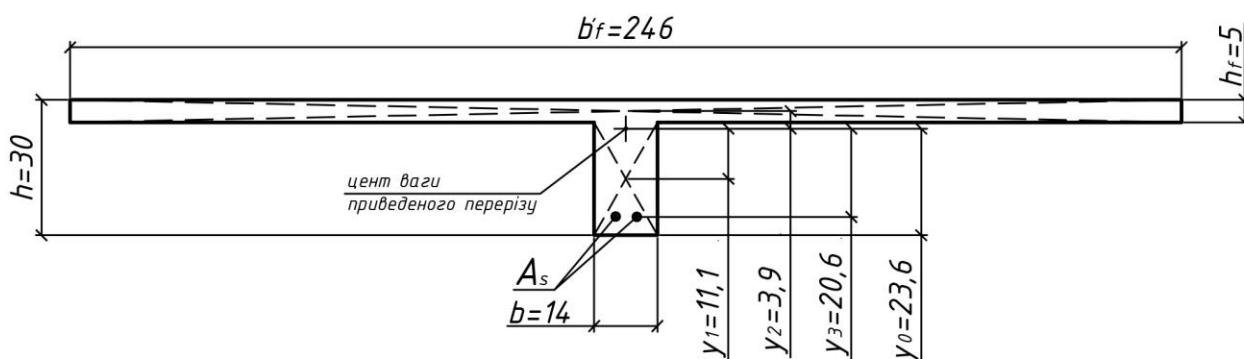


Рисунок 3.14 – Розрахункова схема для визначення моменту інерції площі
приведеного перерізу ребристої плити [3, стор. 109].

Момент інерції приведенного перерізу ребристої плити відносно вісі, що проходить через центр ваги приведенного перерізу визначається [3, стор. 109]

$$I_{RED} = \frac{(b_f - b) \cdot h_f^3}{12} + (b_f - b) \cdot h_f \cdot y_2^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_1^2 + \alpha \cdot A_s \cdot y_3^2,$$

де $(b_f - b) = 246 - 14 = 232$ см – довжина плити;

h_f – товщина стиснутої полки, $h_f = 5$ см;

$y_2 = 3,9$ см – відстань від ц.в. верхньої частини перерізу до ц.в. всього перерізу;

b – розрахункова ширина ребра, $b = 14$ см;

h – висота перерізу плити, $h = 30$ см;

$y_1 = 11,1$ см – відстань від ц.в. нижньої частини перерізу до ц.в. всього перерізу;

A_s – площа арматури;

$y_3 = 20,6$ см – відстань від ц.в. всього перерізу до арматури;

$y_0 = 23,6$ см – відстань від нижньої грані перерізу до ц.в. всього перерізу;

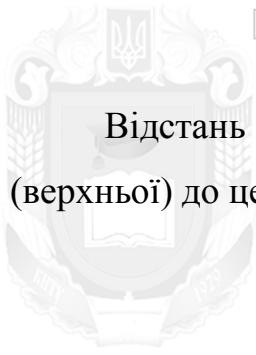
$$I_{RED} = \frac{232 \cdot 5^3}{12} + 232 \cdot 5 \cdot 3,9^2 + \frac{14 \cdot 30^3}{12} + 14 \cdot 30 \cdot 11,1^2 + 6,55 \cdot 6,28 \cdot 20,6^2 = 1204823 \text{ см}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу в нижній зоні

$$W_{RED} = \frac{I_{RED}}{y_0} = \frac{1204823}{23,6} = 51052 \text{ см}^3.$$

Момент опору приведенного перерізу в верхній зоні

$$W_{RED}^1 = \frac{I_{RED}}{h_0 - y_0} = \frac{1204823}{30 - 23,6} = 188254 \text{ см}^3.$$



Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхньої) до центру ваги приведенного перерізу

$$r = \frac{\varphi \cdot W_{RED}}{A_{RED}} = \frac{0,85 \cdot 5105,2}{1621} = 2,68 \text{ см,}$$

де $\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{bp}}{R_{bser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85$.

Відстань від ядрової точки, найменш віддаленої від розтягнутої зони (нижньої) до центру ваги приведенного перерізу

$$r = \frac{\varphi \cdot W_{RED}^1}{A_{RED}} = \frac{0,85 \cdot 18825,4}{1621} = 9,87 \text{ см,}$$

де $\varphi = 1,6 - \frac{\varphi_{bp}}{R_{bser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85$.

Відношення напружень в бетоні від нормативних навантажень і зусилля обтиску до розрахункового опору бетону для граничних станів другої групи попередньо приймають рівним 0,75.

Пружно-пластичний момент опору по розтягнутій зоні згідно [3, стр. 207]

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{RED} = 1,75 \cdot 5105,2 = 8934,1 \text{ м}^3,$$

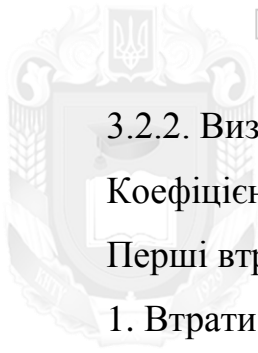
де $\gamma = 1,75$ – для таврового перерізу з полкою в стисненій зоні.

Пружно-пластичний момент опору в розтягнутій зоні в стадії виготовлення та обтискування елемента

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{RED}^1 = 1,5 \cdot 18825,4 = 28238,1 \text{ м}^3,$$

де $\gamma = 1,5$ – для таврового перерізу з полкою в стисненій зоні при

$$\frac{b_f}{b} > 2 \text{ і } \frac{h_f}{h} < 0,2.$$



3.2.2. Визначення втрат попереднього напруження арматури.

Коефіцієнт точності натягу арматури приймають $\gamma_{sp} = 1$ [3, стор.102].

Перші втрати:

1. Втрати від релаксації напруження в арматурі при електротермічному способі натягу на упори

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 470 = 14,1 \text{ МПа} .$$

де σ_{sp} – значення попереднього напруження в арматурі, що розташована в розтягнутій зоні знаходять відповідно до [3, п. 2.4.1, стор. 101]

2. Втрати від перепаду температури між арматурою, що натягнена і упорами $\sigma_2 = 0$, так як при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з виробом.

Зусилля обтиску

$$P_1 = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 6,28 \cdot (470 - 14,1) \cdot 100 = 286305 \text{ Н} .$$

де A_s – площа перерізу напруженої арматури в розтягненій зоні,

$$A_s = 6,28 \text{ см}^2,$$

σ_{sp} – попереднє напруження в арматурі без врахування втрат,

$$\sigma_{sp} = 470 \text{ МПа}.$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центра ваги приведенного перерізу

$$e_{op} = y_0 - a = 23,6 - 3 = 20,6 \text{ см}.$$

Напруження в бетоні при обтиску

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{RED}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{RED}} = \left(\frac{286305}{1621} + \frac{286305 \cdot 20,6 \cdot 23,6}{120482,3} \right) / 100 = 13,3 \text{ МПа} .$$

де e_{op} – ексцентриситет зусилля обтиснення відносно центра тяжіння перерізу, $e_{op} = 20,6 \text{ см}$;

y_0 – відстань від арматури до центра тяжіння приведенного перерізу,

$$y_0 = 23,6 \text{ см};$$



A_{RED} – площа приведеного перерізу, $A_{RED} = 1621 \text{ см}^2$;

I_{RED} – момент інерції перерізу, $I_{RED} = 120482,3 \text{ см}^4$;

Установлюють передаточну міцність бетону з умови $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,75$;

$$R_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{0,75} = \frac{13,3}{0,75} = 17,7 \text{ МПа} > 0,5 \cdot B30, \text{ приймаємо } R_{bp} = 17,7 \text{ МПа.}$$

Тоді

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{13,3}{17,7} = 0,75.$$

Визначають стискаюче напруження в бетоні на рівні центра тяжіння напруженої арматури від зусилля обтискання P_1 і з врахуванням згинаючого моменту від ваги плити

$$M = \frac{Q \cdot b \cdot l_0^2}{8} \text{ кН}\cdot\text{м};$$

де $Q = 2500 \text{ Н/м}^2$ – нормативне навантаження від власної ваги ребристої плити (табл. 3.1);

$b = 2,5 \text{ м}$ – ширина плити;

$l_0 = 5,88 \text{ м}$ – розрахунковий прольот;

$$M = \frac{2500 \cdot 2,5 \cdot 5,88^2}{8} = 2700000 \text{ Н}\cdot\text{см} = 27 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Тоді

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{RED}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M) \cdot e_{op}}{I_{RED}} =$$
$$\left(\frac{286305}{1621} + \frac{(286305 \cdot 20,6 - 2700000) \cdot 20,6}{1204823} \right) / 100 = 7,2 \text{ МПа.}$$

Втрати від швидконатікаючої повзучості залежать від умов твердіння, рівня напружень і класу бетону [3, п. 2.4.2, стор. 105].

При природному твердінні

$$\sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ якщо рівень напружень } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha$$

де α – коефіцієнт, що враховує більш інтенсивний розвиток повзучості бетону зі збільшенням рівня напружень,

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} \leq 0,8$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 17,7 = 0,6925 \leq 0,8 \text{ – умова виконується, тому}$$

$$\sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot \frac{7,2}{17,7} = 16,4 \text{ МПа.}$$

При натягуванні арматури на упори враховують [3, п. 2.4.2, стор. 107]:

- перші втрати

$$\sigma_{loc1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_6 = 14,1 + 16,4 = 30,5 \text{ МПа.}$$

З урахуванням втрат σ_{loc1} напруження $\sigma_{bp} = 7,2$ МПа.

Другі втрати:

Втрати від осідання бетону і відповідно скорочення елемента залежать від виду бетону, способу натягу арматури, умов твердіння [3, табл. 2.5, стор. 106]:

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа.}$$

Втрати від повзучості бетону залежать від виду бетону, умов твердіння, рівня напружень.

$$\text{При } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{7,3}{17,7} = 0,41 \leq 0,75 \text{ складають}$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,41 = 52,3 \text{ МПа;}$$

де $\alpha = 0,85$ – при тепловій обробці і атмосферному тиску [3, стор. 106].

Другі втрати

$$\sigma_{loc2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 52,3 = 87,3 \text{ МПа.}$$

Повні втрати

$$\sigma_{loc} = \sigma_{loc1} + \sigma_{loc2} = 30,5 + 87,3 = 117,8 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

Тобто більше встановленого мінімального значення втрат.

Зусилля обтиску з врахуванням повних втрат

$$P_2 = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 6,28 \cdot (470 - 117,8) \cdot 100 = 221182 \text{ Н} = 221 \text{ кН}.$$

3.2.3. Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до повздовжньої вісі.

Виконують для з'ясування необхідності перевірки по розкриттю тріщин.

Цей розрахунок полягає в перевірці умови, що тріщини в перерізах, нормальних до повздовжньої осі елемента, не виникають, якщо момент зовнішніх сил M не перевищує моменту внутрішніх зусиль в перерізі перед виникненням тріщин M_{CRC} [3, стор. 200] $M \leq M_{CRC}$.

До конструкції висунуто вимоги як для 3 категорії по тріщиностійкості і приймають наступні коефіцієнти надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$, зусилля від нормативного повного навантаження $M = 104,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (п. 3.1.2).

Розраховуємо момент утворення тріщин по наближеному способу ядрових моментів

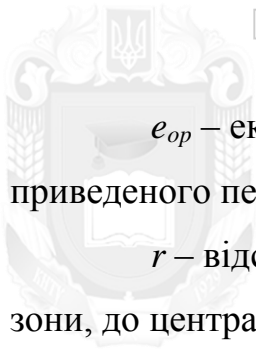
$$M_{CRC} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp},$$

де $R_{bt,ser}$ – напруження в бетоні розтягнутої зони перед виникненням тріщин, приймають по відповідній передаточній міцності $R_{bt} = 1,8 \text{ МПа}$ [3, п. 7.3.4, стор. 208];

W_{pl} – пружно-пластичний момент опору залізобетонного перетину по розтягненій зоні, $W_{pl} = 8934,1 \text{ см}^4$, дивись (п. 3.2.1);

M_{rp} – момент зусилля обтиску P відносно вісі, що проходить через умовну ядрову крапку, найбільш віддалену від розтягнутої зони [3, п. 7.3.4, стор. 206],

$$M_{rp} = P \cdot (e_{op} + r),$$



e_{op} – ексцентриситет зусилля обтиску відносно центра ваги приведенного перетину, $e_{op} = 20,6$ см;

r – відстань від ядрової крапки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони, до центра ваги приведенного перетину, $r = 2,68$ см.

Коефіцієнт точності натягу при позитивному вплив попереднього напруження $\gamma_{sp} = 0,84$, дивись (п. 3.1.4), тоді

$$M_{rp} = P_{02} (e_{op} + r) = 0,84 \cdot 221182 \cdot (20,6 + 2,68) = 4325258,25 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

$$M_{CRC} = R_{bt} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 1,8 \cdot 8934,1 \cdot 100 + 4325258,25 \text{ Н}\cdot\text{см} = 59,3 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

Оскільки $M = 104,6 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{CRC} = 59,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$, тріщини в розтягнутій зоні утворюються.

Перевіряють, чи утворюються тріщини в верхній зоні плити при її обтисканні. Коефіцієнт точності натягу $\gamma_{sp} = 1,16$ (п. 3.1.4). Згинаючий момент від ваги плити $M = 27 \text{ кН}\cdot\text{м}$. (п. 3.2.2)

Розрахункове зусилля

$$\gamma_{sp} \cdot P_1 \cdot (e_{op} - r_{inf}) - M < R_{btp} \cdot W_{pl}^1,$$

де P_1 – зусилля обтиснення з врахуванням перших втрат, $P_1 = 286305 \text{ кН}$;

r_{inf} – відстань від найбільш віддаленої від стиснутої зони ядрової точки до центру тяжіння приведенного перерізу, $r_{inf} = r = 9,87$ см;

R_{btp} – опір бетону розтягу, що відповідає передаточній міцності бетону,

$$R_{btp} = 1 \text{ МПа};$$

W_{pl}^1 – пружно-пластичний момент по стиснутій зоні, $W_{pl}^1 = 28238,1 \text{ м}^3$.

$$1,16 \cdot 286305 \cdot (20,6 - 9,87) - 3563581 < 1 \cdot 282381 \cdot 100,$$

$$863581 \text{ Н}\cdot\text{см} < 2823810 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

Умова виконується отже початкові тріщини не утворюються.

3.2.4. Розрахунок по розкриттю тріщин, нормальних до повздовжньої вісі при $\gamma_{sp} = 1$.

Гранична ширина розкриття тріщин: короткочасна $a_{CRC1} = 0,4$ мм, тривало діюча $a_{CRC2} = 0,3$ мм [3, табл. 2.2]. Згинаючі моменти від нормативних навантажень: постійної і тривалої $M = 88,4$ кН·м; сумарної $M = 104,6$ кН·м. (п. 3.1.2).

Приріст напруження в розтягнутій арматурі від дії постійного та тривалодіючого навантажень згідно [3, стор. 223]

$$\sigma_s = \frac{M - P_2 \cdot (z_1 - e_{sp})}{W_s} = \frac{8840000 - 221182 \cdot 24,5}{153,86 \cdot 100} = 222 \text{ МПа.}$$

де $z_1 \approx h_0 - 0,5 \cdot h_s = 27 - 0,5 \cdot 5 = 24,5$ см – плече внутрішньої пари сил;

$e_{sp} = 0$, так як зусилля обтиску P прикладене в центрі тяжіння площі нижньої напруженої арматури: $W_s = A_s \cdot z_1 = 6,28 \cdot 24,5 = 153,86 \text{ см}^3$ – момент опору перерізу по розтягнутій арматурі.

Приріст напружень в арматурі від дії повного навантаження

$$\sigma_s = \frac{10460000 - 221182 \cdot 24,5}{153,86 \cdot 100} = 327,6 \text{ МПа.}$$

Визначаємо за формулою [3, стор. 210]

$$a_{CRC} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d},$$

- ширину розкриття тріщин від короткочасної дії всього навантаження

$$\begin{aligned} a_{CRC1} &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d} = \\ &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0166) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{327,6}{190000} \cdot \sqrt[3]{20} = 0,17 \text{ мм,} \end{aligned}$$

де $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{6,28}{14 \cdot 27} = 0,0166$; $\delta = 1$; $\eta = 1$; $\varphi = 1$; $d = 20$ мм – діаметр

повздовжньої арматури [3, стор. 210];



- ширину розкриття тріщин від короткочасної дії постійного і тривалого навантажень

$$\begin{aligned} a'_{CRC1} &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d} = \\ &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0166) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{222}{190000} \cdot \sqrt[3]{20} = 0,12 \text{ мм}; \end{aligned}$$

- ширину розкриття тріщин від постійного та тривалого навантажень

$$\begin{aligned} a_{CRC2} &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d} = \\ &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0103) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot \frac{222}{190000} \cdot \sqrt[3]{20} = 0,23 \text{ мм}, \end{aligned}$$

де $\varphi = 1,5$.

Короткочасна ширина розкриття тріщин

$$a_{CRC} = a_{CRC1} - a'_{CRC1} + a_{CRC2} = 0,17 - 0,12 + 0,23 = 0,28 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Тривалодіюча ширина розкриття тріщин

$$a_{CRC} = a_{CRC2} = 0,23 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}.$$

3.2.5. Розрахунок прогину плити.

Прогин визначається від нормативного значення постійного і тривалих навантажень. Граничний прогин складає $f = \frac{l}{200} = \frac{588}{200} = 2,94 \text{ см}$ [3, табл. 2.3].

Обчислюють параметри, необхідні для визначення прогину плити з урахуванням тріщин в розтягнутій зоні.

Замінюючий момент рівний згинаючому моменту від постійного та тривалого навантажень $M = 88,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$; сумарна повздовжня сила рівна зусиллю попереднього обтиску з урахуванням всіх втрат і при $\gamma_{sp} = 1$; $N_{lot} = P_2 = 221 \text{ кН}$; ексцентриситет



$$e_{s,lot} = \frac{M}{N_{lot}} = \frac{8840000}{221000} = 40 \text{ см};$$

коефіцієнт $\varphi_{es} = 0,8$ – при тривалій дії навантажень [3, стор. 217],

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{1,8 \cdot 8934,1 \cdot 100}{8840000 - 4325258,25} = 0,356 \leq 1.$$

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформації розтягнутої арматури на ділянці між тріщинами, визначають по формулі [3, стор. 217]

$$\begin{aligned} \psi_s &= 1,25 - \varphi_{es} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \cdot e_s / h_0} = \\ &= 1,25 - 0,8 \cdot 0,356 - \frac{1 - 0,356^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,356) \cdot 40 / 27} = 0,76 < 1. \end{aligned}$$

Розраховуємо кривизну осі при згині [3, стор. 229]

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \frac{M}{h_0 \cdot z_1} \cdot \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_d \cdot A_d} \right) - \frac{N_t \cdot \psi_s}{h_0} = \frac{8840000}{27 \cdot 24,5 \cdot 100} \times \\ &\times \left(\frac{0,76}{190000 \cdot 6,28} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 29000 \cdot 1230} \right) - \frac{214000}{27} \cdot \frac{0,76}{190000 \cdot 6,28 \cdot 100} = 5,76 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}. \end{aligned}$$

де $\psi_b = 0,9$; $\nu = 0,15$ – при тривалій дії навантажень;

$$A_b = (\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 = b_f^1 \cdot h_f^1 = 246 \cdot 5 = 1230 \text{ см}^2.$$

Визначаємо прогин

$$f = \frac{5}{48} \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \cdot 588^2 \cdot 5,76 \cdot 10^{-5} = 2,07 \text{ см} < 2,94 \text{ см}.$$

Врахування прогину від повзучості бетону внаслідок обтиску зменшує прогин.

Подальші розрахунки виконуються згідно [12].



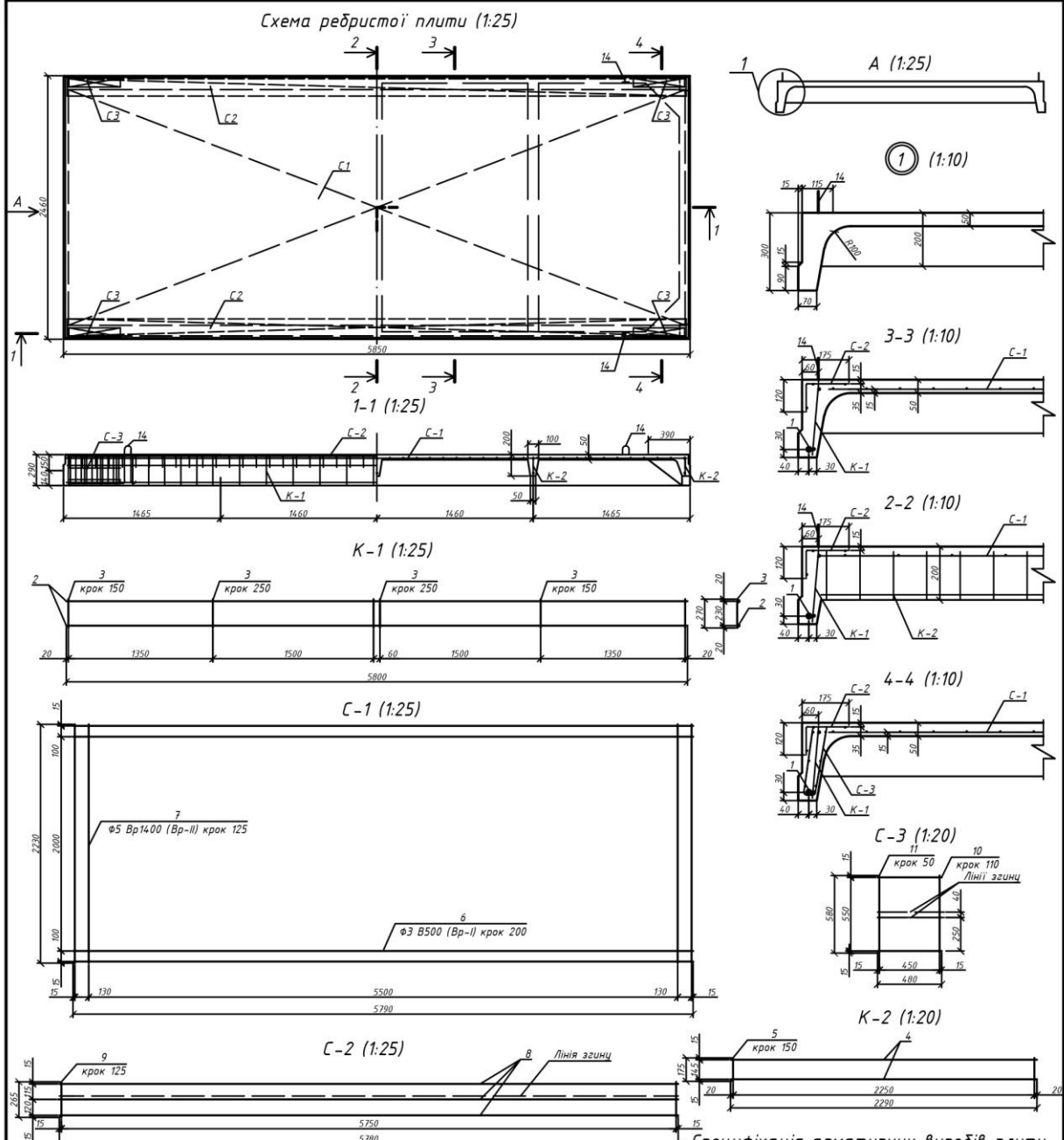
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с. (Національний стандарт України).
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 69 с. (Державні будівельні норми України).
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. – М., Стройиздат, 1991. – 767 с.
4. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006 К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2006. – 77 с. (Державні будівельні норми України).
5. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009 К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 23 с. (Державні будівельні норми України).
6. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760:2006 – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 27 с. (Національний стандарт України).
7. Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. ГОСТ 7348-81. – М.: ИПК издательство стандартов, 1995. – 12 с. (Государственный стандарт Союза ССР).
8. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для строит, спец. вузов. В 2-х частях. Ч. 2. Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений. – М.: Высш. шк., 1989. – 264 с.

9. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 52-01-2003. – М.: 2003. – 25 с. (Строительные нормы и правила).
10. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с. (Строительные нормы и правила).
11. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. ГОСТ 6727-80. – М.: ИПК издательство стандартов, 1998. – 6 с. (Государственный стандарт Союза ССР).
12. Залізобетонні конструкції: Методичні вказівки до виконання курсової роботи з елементами кредитно-модульної системи організації навчального процесу для студентів напряму підготовки 6.060101 Будівництво, всіх форм навчання / Укл.: С.О. Джирма, В.А. Настоящий. – Кіровоград: КНТУ, 2009. – 56 с.



	стор.
ВСТУП	3
СКЛАД КУРСОВОЇ РОБОТИ	4
СКЛАД, ОБСЯГ І ТЕРМІНИ ВИКОНАННЯ РОЗДІЛІВ КУРСОВОЇ РОБОТИ	5
СТРУКТУРА ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ КУРСОВОЇ РОБОТИ	6
1 ЗАГАЛЬНІ ДАННІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ	6
2 КОМПОНУВАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ЗБІРНОГО ПЕРЕКРИТТЯ	6
3 РОЗРАХУНОК БАГАТОПУСТОТНОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ	7
3.1 Розрахунок багатопустотної плити по граничним станам I групи	7
3.2 Розрахунок багатопустотної плити по граничним станам II групи	23
ЛІТЕРАТУРА	39
ДОДАТКИ	41



Специфікація арматурних виробів плити

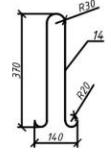
Специфікація плити перекриття

Форми	Зона	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітка
			Складальні одиниці		
1			Ф20 А800СК L=5800 мм	2	
2			Каркас плоский К-1	2	
3			Каркас плоский К-2	3	
4			Сітка плоска С-1	1	
5			Сітка плоска С-2	4	
6			Сітка плоска С-3	4	
			Деталі		
7			Вироби закладні МН-1	4	
8			Вироби закладні МН-2	4	
9			Бетон Б30		

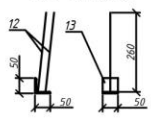
Відомості витрат сталі на плити, кг

Марка елементу	Напружена арматура класу		Вироби арматурні клас арматурні				Всього			
	А800СК (А-VI) ДСТУ 3760:2008		А500С (А-III) ДСТУ 3760:2008		L №50 ГОСТ 6727-80					
	Ф20	Всього	Ф12	Всього	№50	Всього				
	28,6	28,6	28,6	36,4	36,4	3,6	3,6	26,17	26,17	94,77

МН-2 (1:10)



МН-1 (1:10)



Форми	Зона	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітка
			Напруження арматура		
1			Ф20 А800СК L=5800 мм	2	
2			Каркас плоский К-1		
3			Ф12 А500С L=5800 мм	4	
4			Ф5 В500 (Вр-I) L=240 мм	34	
5			Каркас плоский К-2		
6			Ф12 А500С L=2290 мм	6	
7			Ф4 В500 (Вр-I) L=175 мм	45	
8			Сітка плоска С-1		
9			Ф5 В500 (Вр-I) L=5530 мм	11	
10			Ф5 В1400 (Вр-II) L=2400 мм	23	
11			Сітка плоска С-2		
12			Ф4 В500 (Вр-I) L=2400 мм	12	
13			Ф4 В500 (Вр-I) L=265 мм	72	
14			Сітка плоска С-3		
			Ф4 В500 (Вр-I) L=2330 мм	24	
			Ф4 В500 (Вр-I) L=265 мм	96	
			Виріб закладний МН-1		
			Ф12 А500С L=260 мм	8	
			L №50 L=50 мм	4	
			Виріб закладний МН-2		
			Ф12 А240С (А-II) L=480 мм	4	

Розріз ребристої плити, схеми розміщення арматурних каркасів та сіток, специфікації на плити, відомість витрат сталі.

Формат А2