

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
(багатопустотна плита перекриття)

для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
всіх форм навчання



Кропивницький
ЦНТУ 2018

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
(багатопустотна плита перекриття)

для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
всіх форм навчання

"Ухвалено"
на засіданні кафедри:
"Будівельні, дорожні машини і будівництво"
Протокол №1 від 6.09.2018 р.

Кропивницький
ЦНТУ 2018

Залізобетонні конструкції: методичні вказівки до виконання курсової роботи (багатопустотна плита перекриття) для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" всіх форм навчання / Укл.: С.О. Джирма. – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – 42 с.

Укладач – канд. техн. наук, доцент Джирма С.О.
доцент кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва

Рецензент – докт. техн. наук, професор Пашинський В.А.
професор кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва

© ЦНТУ, м. Кропивницький,

© Джирма С.О.

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 A2);
- схема розташування елементів каркасу (1 аркуш формату A2);
- конструкція і схеми армування плити перекриття (1 аркуш формату A2);
- конструкція і схеми армування ригеля (1 аркуш формату A2);
- конструкція і схеми армування колони середнього ряду (1 аркуш формату A2).

2. Пояснювальна записка.

Розрахунково-пояснювальна записка повинна включати наступні розділи:

Вступ.

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

Список використаної літератури.

Зміст.

СТРУКТУРА ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ КУРСОВОЇ РОБОТИ

1 ЗАГАЛЬНІ ДАННІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

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

Шестиповерхова каркасна будівля І класу з технічним підвальним приміщенням має розміри в плані $23,2 \times 50,4$ м та сітку колон $5,8 \times 6,3$ м. Висота поверху складає 4,5 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 $v = 7100 \text{ Н/м}^2$, в тому числі короточасного навантаження – 1500 Н/м^2 , коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$ [1, стор. 89, 4], коефіцієнт надійності по призначенню $\gamma_n = 1$ [1, стор. 91, 5].

Снігове навантаження – по І району (м. Краматорськ) [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 – багатопустотні, попередньо напружені, шириною 1200 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 х b [3, стор. 127]:

$$h = \frac{1}{12} \cdot l_n = \frac{1}{12} \cdot 580 = 48,3 \approx 55 \text{ см};$$

де l_n = проліт будівлі, $l_n = 5800 \text{ мм} = 580 \text{ см}$;

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

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

$$l_0 = l_k - \frac{b}{2} = 6,3 - \frac{0,25}{2} = 6,18 \text{ м}.$$

де l_k = крок колон, $l_k = 6300 \text{ мм} = 6,3 \text{ м}$.

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 багатопустотної плити	2500	1,1	2750
Власна вага цементного розчину $\delta = 20$ мм ($\rho = 2200$ кг/м ³)	440	1,3	570
Власна вага керамічних плиток, $\delta = 13$ мм ($\rho = 1800$ кг/м ³)	240	1,1	264
Всього:	3180		3584
Тимчасове навантаження			
Тривале	5600 (по завданню)	1,2	6720
Короткочасне	1500 (перемінна)	1,2	1800
Всього	7100 (постійна)		8520
Повне навантаження			
Постійне і тривале	8780	-	-
Короткочасне	1500	-	-
Всього	10280	-	12104

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

- для розрахунків по першій групі граничних станів
постійне навантаження

$$g = 3,584 \cdot 1,2 \cdot 1 = 4,30 \text{ кН/м};$$

- для розрахунків по другій групі граничних станів
повне навантаження

$$g + v = 12,104 \cdot 1,2 \cdot 1 = 14,52 \text{ кН/м};$$

тимчасове навантаження

$$v = 8,52 \cdot 1,2 \cdot 1 = 10,22 \text{ кН/м};$$

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

- для розрахунків по першій групі граничних станів
постійне навантаження

$$g = 3,18 \cdot 1,2 \cdot 1 = 3,816 \text{ кН/м};$$

- для розрахунків по другій групі граничних станів
повне навантаження

$$g + v = 10,28 \cdot 1,2 \cdot 1 = 12,34 \text{ кН/м};$$

постійне і довготривале навантаження

$$v = 7,1 \cdot 1,2 \cdot 1 = 8,52 \text{ кН/м}.$$

3.1.2. Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень.

Розрахункові навантаження

- для розрахунків по першій групі граничних станів

$$M = (g + v) \frac{l_0^2}{8} = 14,52 \cdot \frac{6,18^2}{8} = 69,21 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = (g + v) \frac{l_0}{2} = 14,52 \cdot \frac{6,18}{2} = 44,83 \text{ кН}.$$

- для розрахунків по другій групі граничних станів
зусилля від нормативного повного навантаження

$$M = 12,34 \cdot \frac{6,18^2}{8} = 58,82 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 12,34 \cdot \frac{6,18}{2} = 38,1 \text{ кН}.$$

Зусилля від нормативного постійного і тривалого навантажень

$$M = 8,52 \cdot \frac{6,18^2}{8} = 40,61 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

3.1.3. Встановлення розмірів перерізу багатопустотної плити.

Плиту розраховуємо як балку прямокутного перерізу з заданими розмірами $b \times h$, де b і h – конструктивна ширина і висота плити. Конструктивну ширину слід приймати рівною відповідному координаційному розміру, зменшеному на величину a_1 (проміжок між суміжними плитами). Згідно [3] $a_1 = 10$ мм. Приймаємо $b = 1200 - 10 = 1190$ мм. Висоту плити визначаємо за формулою [3, стор. 287]:

$$h = \frac{l_0}{30},$$

де l_0 – розрахунковий проліт, $l_0 = 6,18$ м;

$$h = \frac{6,18}{30} = 0,206 \text{ м}.$$

Багатопустотні плити виготовляють висотою 160, 220, 260, 300 мм та з діаметрами пустот – 114, 127, 140, 159, 180, 203 мм. Приймаємо висоту $h = 220$ мм з діаметром пустот $d = 159$ мм. Приймаємо $n = 6$ пустот. Товщину ребер між пустотами приймаємо $t = 26$ мм, крайніх ребер $t' = 53$ мм, товщину верхньої полицки $h'_f = 31$ мм, нижньої – $h_f = 30$ мм [6, стор. 39-40].

Приймаємо захисний шар бетону $a = 30$ мм.

Схема конструкції плити зображена на рис. 3.1

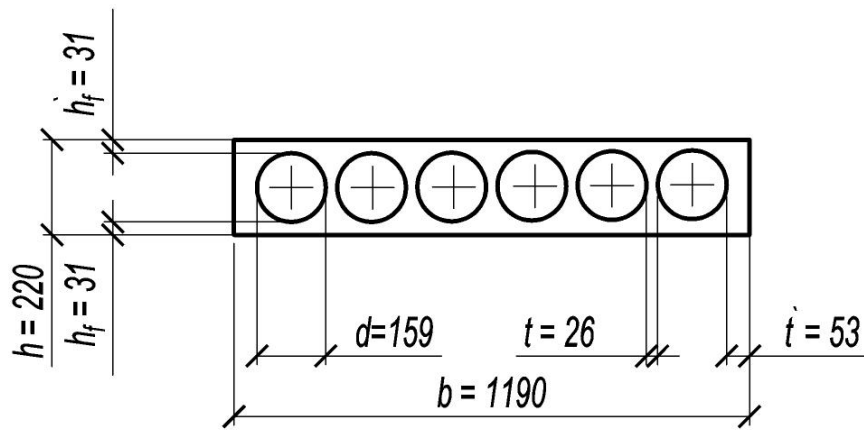


Рисунок 3.1 – Схема конструкції багатопустотної плити.

Для розрахунку плити зводимо її багатопустотний переріз до таврового (рис. 3.2).

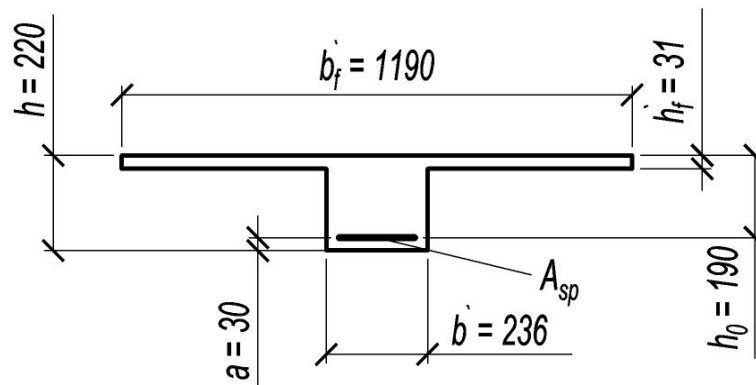


Рисунок 3.2 – Розрахунковий тавровий переріз.

Робоча висота перерізу дорівнює $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190$ мм.

Ширина ребра дорівнює сумарній ширині всіх ребер плити [3, стор. 287] і становить $b' = 2 \cdot 53 + 5 \cdot 26 = 236$ мм. Щоб визначити розрахункову ширину стиснутої полицки, потрібно перевірити виконання умови [3, стор. 287]:

$$\frac{h_f'}{h} < 0,1,$$

де h_f' – товщина верхньої полицки, $h_f' = 31$ мм;

h – висота плити, $h = 220$ мм;

$$\frac{31}{220} = 0,141 > 0,1,$$

умова не виконується, тому розрахункову ширину стиснутої полицки приймають рівною повній ширині плити $b'_f = 1190$ мм.

3.1.4. Армування багатопустотної плити.

Застосовують зварні сітки та каркаси зі звичайного арматурного дроту та гарячекатаної арматури періодичного профілю. В якості напруженої повздовжньої арматури застосовують стержневу арматуру класів А600С, А600К (А-VI), А800СК (А-V), А1000 (А-VI), високоміцні дроти і канати.

Повздовжню робочу (напружену) арматуру Т1, Т2 розташовують по всій ширині нижньої полицки перерізу пустотних плит.

Конструктивну плоску сітку в нижній полицці (С1) розташовують на приопорних ділянках, а у верхній полицці (С2) – по всій довжині плити.

Плоскі зварні каркаси КР1 розміщують на приопорних ділянках через одне-два ребра.

Встановлюють чотири закладні (монтажні) петлі П1, по дві з кожного боку плити на відстані 350 мм від краю. Для монтажних петель використовують арматуру класу А240С і конструктивно приймають стержні Ø12 мм.

Схема армування багатопустотної плити приведена на рис. 3.3.

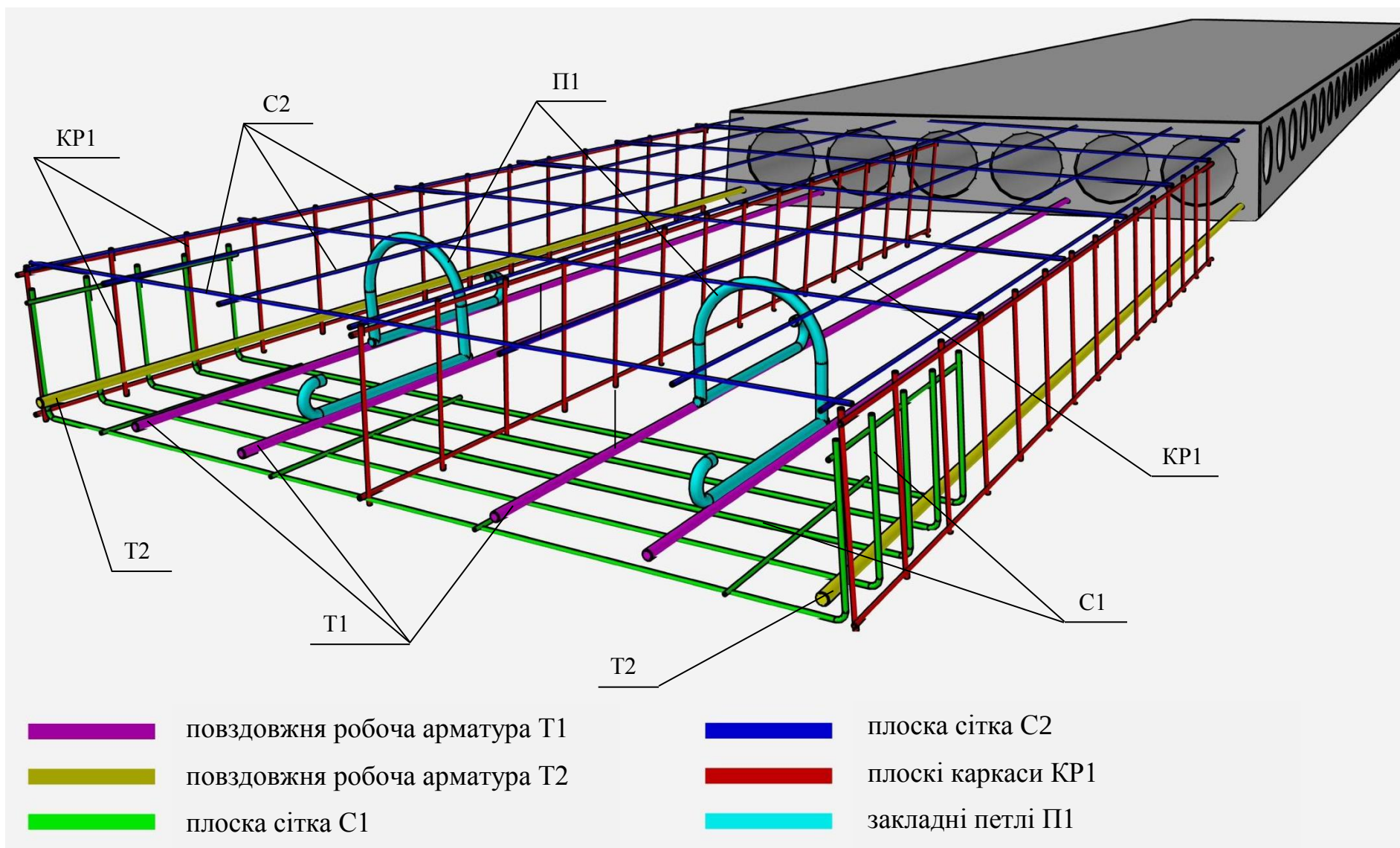


Рисунок 3.3 – Схема армування багатопустотної плити.

Схеми складальних одиниць плити вказані на рис. 3.4 – 3.8.

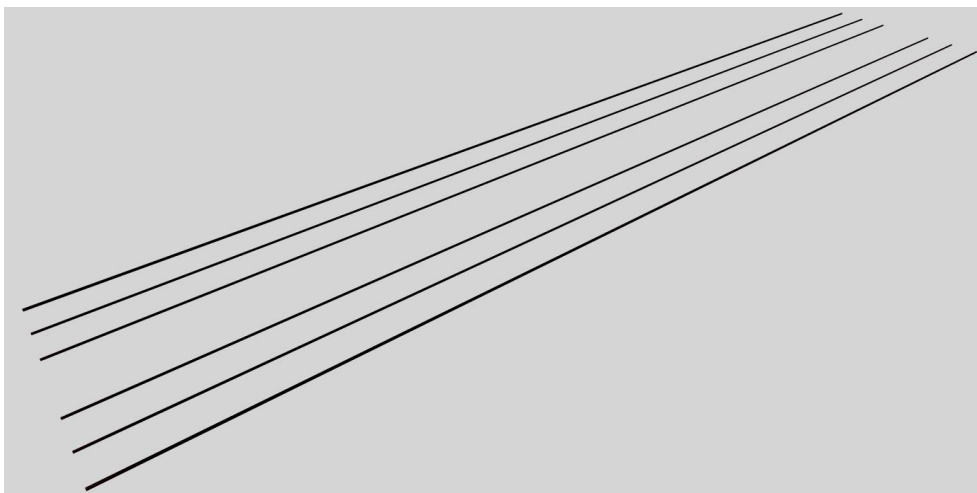


Рисунок 3.4 – Схема повздовжньої робочої арматури T1, T2.

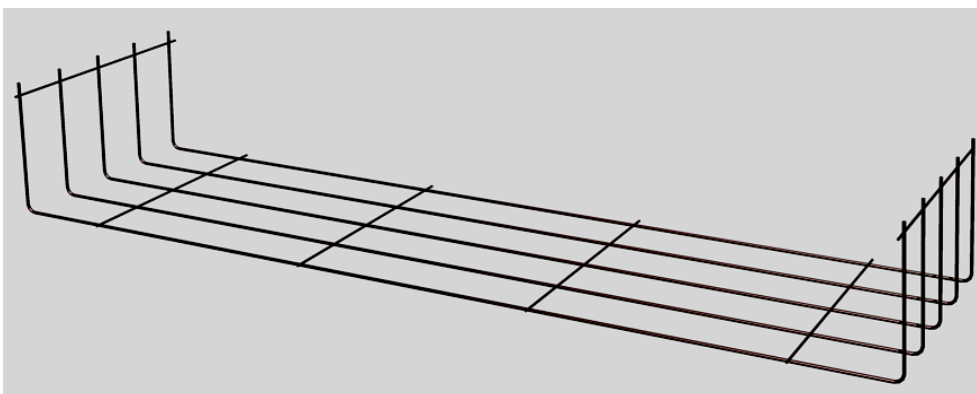


Рисунок 3.5 – Конструктивна плоска сітка в нижній полиці C1.

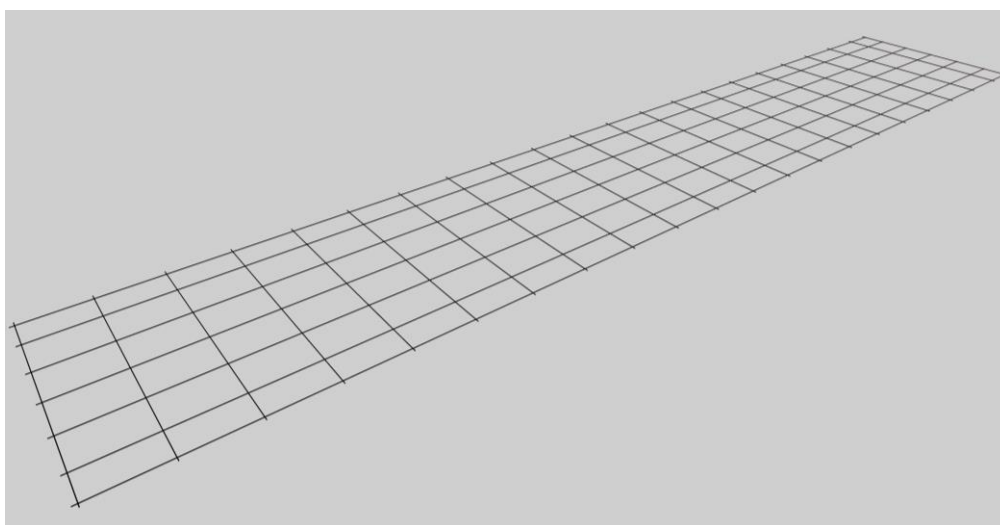


Рисунок 3.6 – Конструктивна плоска сітка в верхній полиці C2.

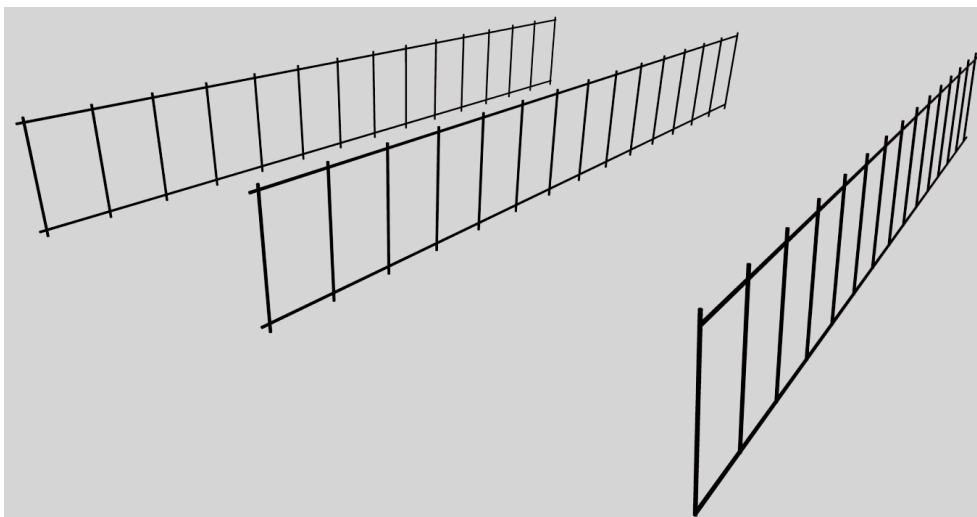


Рисунок 3.7 – Плоскі зварні каркаси КР1.

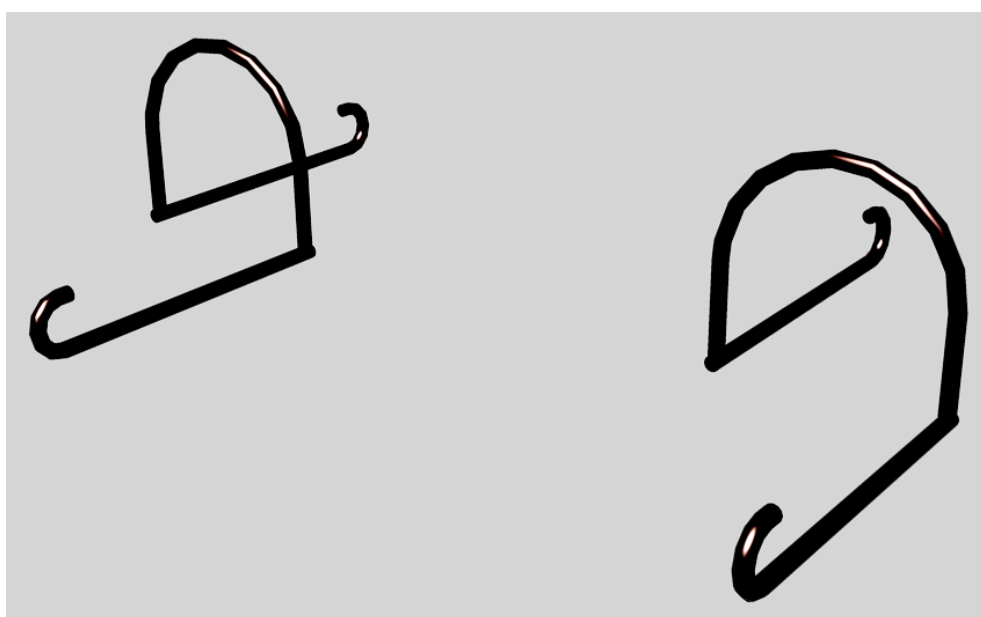


Рисунок 3.8 – Закладні петлі ПІ.

3.1.5. Характеристика міцності бетону та арматури.

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

Для виготовлення багатопустотної плити приймаємо:

1. бетон важкий класу В25, який відповідає напруженій арматурі згідно з [3, стор. 103]; характеристики бетону:

- нормативна міцність бетону $R_{bn} = R_{b,ser} = 18,5$ МПа [3, дод. 3];
- розрахункова міцність бетону $R_b = 14,5$ МПа [3, дод. 1];
- нормативний опір при розтягу $R_{btn} = R_{bt,ser} = 16,5$ МПа [3, дод. 3];
- розрахунковий опір при розтягу $R_{bt} = 1,05$ МПа [3, дод. 1];
- коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$ [3, дод. 2];
- початковий модуль пружності бетону $E_b = 27000$ МПа [3, дод. 4];

2. повздовжня арматура класу А800СК (А-V); характеристики арматури:

- нормативний опір при розтягу $R_{sn} = R_{s,ser} = 785$ МПа [3, дод. 5; 7];
- розрахунковий опір при розтягу $R_s = 680$ МПа [3, дод. 5; 7];
- модуль пружності $E_s = 190000$ МПа [3, дод. 5; 7];

3. поперечна арматура та зварні сітки класу В500 (Вр-I); характеристики арматури:

- розрахунковий опір при розтягу $R_s = 375$ МПа [3, дод. 5; 8].

3.1.6. Розрахунок міцності плити по перерізу, нормальному до повздовжньої вісі, $M = 69,21$ кН·м.

Попереднє напруження σ_{sp} в арматурі, що підлягає напруженню, без врахування втрат слід назначати так, щоб виконувались умови [3, стор. 101]:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{sn}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{sn},$$

де p – допустиме відхилення значення попереднього напруження, МПа;

R_{sn} – нормативний опір при розтягу, $R_{sn} = 785$ МПа.

При електротермічному способі натягнення [3, стор. 101]:

$$p = 30 + \frac{360}{l},$$

де l – довжина напружуваного стержня, $l = 6,3$ м;

$$p = 30 + \frac{360}{6,3} = 87,14 \text{ МПа.}$$

З умов вказаних вище знаходимо значення попереднього напруження в арматурі σ_{sp} :

$$\sigma_{sp} \leq R_{sn} - p ; \quad \sigma_{sp} \geq 0,3R_{sn} + p ,$$

$$\sigma_{sp} \leq 785 - 87,14 = 697,86 \text{ МПа}; \quad \sigma_{sp} \geq 0,3 \cdot 785 + 87,14 = 322,64 \text{ МПа.}$$

Приймаємо $\sigma_{sp} = 580 \text{ МПа}$, що задовольняє умові.

Значення попереднього напруження арматури в бетоні вводиться з коефіцієнтом точності натягнення арматури γ_{sp} , який визначається за формулою [9, стор. 102]:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} ,$$

де $\Delta\gamma_{sp}$ – граничне відхилення попереднього напруження в арматурі.

Значення $\Delta\gamma_{sp}$ визначають за формулою [9, стор. 102]:

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

де n_p – кількість стержнів напруженої арматури в перерізі елементу,
 $n_p = 6$;

σ_{sp} – попереднє напруження в арматурі, $\sigma_{sp} = 580 \text{ МПа}$;

p – допустиме відхилення значення попереднього напруження,
 $p = 87,14 \text{ МПа}$;

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{87,14}{580} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{6}} \right) = 0,1 .$$

Визначаємо коефіцієнт точності натягнення арматури γ_{sp} при позитивному впливі попереднього напруження:

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9.$$

Визначаємо значення попереднього напруження арматури σ_{sp} з урахуванням коефіцієнту точності натягнення арматури:

$$\gamma_{sp} = 580 \cdot 0,9 = 522 \text{ МПа.}$$

Розрахунок площі перерізу арматури виконуємо згідно вказівкам [3, п.п. 3.3]. Розрахунок перерізів, що мають полицку в стисненій зоні (таврових, двотаврових, тощо) і арматуру, що зосереджується близько до розтягнутої та стиснутої граней елементу, виконується в залежності від положення межі стиснутої зони. Перевіряємо умову [3, стор. 146]:

$$M \leq R_b b'_f h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f),$$

де M – розрахунковий згинальний момент, $M = 69,21 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

R_b – розрахункова міцність бетону, $R_b = 14,5 \text{ МПа}$;

b'_f – ширина полицки таврового перерізу, $b'_f = 1,19 \text{ м}$;

h'_f – висота полицки таврового перерізу, $h'_f = 0,031 \text{ м}$;

h_0 – робоча висота перерізу дорівнює, $h_0 = 0,19 \text{ м}$;

$$69,21 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,19 \cdot 0,031 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,031) = 93,34 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

умова виконується, значить межа стисненої зони проходить через полицку, тому площу перерізу розтягнутої арматури визначаємо як для прямокутного перерізу шириною $b = b'_f = 1190 \text{ мм}$ (див. рис. 3.3) [3, стор. 145].

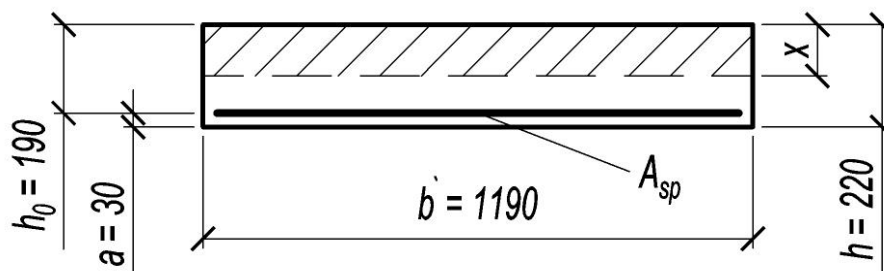


Рисунок 3.9 – Розрахунковий прямокутний переріз.

Визначаємо значення α_m за формулою [3, стор. 141]:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2},$$

$$\alpha_m = \frac{69,21 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,19 \cdot 0,19^2} = 0,111.$$

По [3, табл. 3.1] визначаємо значення $\xi = 0,118$; $\zeta = 0,941$.

Визначаємо характеристику деформаційних властивостей бетону стисненої зони ω для важкого бетону за формулою [3, стор. 117]:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b,$$

де R_b – розрахункова міцність бетону, $R_b = 14,5$ МПа;

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,734.$$

Визначаємо напруження в арматурі з умовною границею текучості σ_{sR} за формулою [3, стор. 118]:

$$\sigma_{sR} = R_s + \varepsilon_{0,2} E_s - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp},$$

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

$\varepsilon_{0,2} E_s$ – при пружних деформаціях приймають $\varepsilon_{0,2} E_s = 400$ МПа;

σ_{sp} – попереднє напруження в арматурі, $\sigma_{sp} = 552$ МПа;

$\Delta\sigma_{sp}$ – при електротермічному способі попереднього напруження $\Delta\sigma_{sp} = 0$;

$$\sigma_{sR} = 680 + 400 - 552 = 558 \text{ МПа.}$$

Визначаємо значення граничної відносної висоти стисненої зони бетону ξ_R за формулою [3, стор. 117]:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

де $\sigma_{sc,u}$ – граничне напруження в арматурі стисненої зони, що приймається рівним $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа, при використанні коефіцієнта умов роботи бетону $\gamma_{b2} < 1$ [3, стор. 114-115].

$$\xi_R = \frac{0,734}{1 + \frac{558}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,54.$$

У розрахунках перерізів на міцність розрахунковий опір арматури R_s множать на коефіцієнт умов роботи арматури γ_{s6} , який визначаємо за формулою [3, стор. 119]:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta,$$

де η – коефіцієнт, що для арматури класу А800СК (А-V) приймають $\eta = 1,15$ [3, стор. 119; 7];

ξ – коефіцієнт, що дорівнює $\xi = 0,118$;

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,118}{0,54} - 1 \right) = 1,23 \leq 1,15,$$

приймаємо $\gamma_{s6} = 1,15$.

Визначаємо площу перерізу розтягнутої арматури за формулою [3, стор. 141; 7] з урахуванням коефіцієнта умов роботи арматури γ_{s6} :

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \zeta \cdot h_0},$$

де M – розрахунковий згинальний момент, $M = 69,21$ кН·м;

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

ζ – коефіцієнт, що дорівнює $\zeta = 0,941$;

h_0 – робоча висота перерізу дорівнює, $h_0 = 0,19$ м;

$$A_{sp} = \frac{69,21 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 680 \cdot 10^6 \cdot 0,941 \cdot 0,19} = 4,95 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2,$$

приймаємо за [3, дод. 6; 7] 4Ø10 A800CK (A-V) + 2Ø12 A800CK (A-V) ($A_{sp} = 5,4 \text{ см}^2$).

3.1.7. Розрахунок міцності плити по перерізу, похилому до повздовжньої вісі, $Q = 44,83$ кН.

Розрахунок виконуємо згідно [3, п.п. 3.5].

Вплив зусилля обтиснення $N = P_2 = 232,62$ кН (див. п.п. 3.2.2).

Визначаємо коефіцієнт φ_n [3, стор. 153], що враховує вплив повздовжніх зусиль:

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} \leq 0,5,$$

де R_{bt} – розрахунковий опір при розтягу, $R_{bt} = 1,05$ МПа;

b – конструктивна ширина плити, $b = 1,19$ м;

h_0 – робоча висота перерізу, $h_0 = 0,19$ м;

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 232620}{1,05 \cdot 10^6 \cdot 1,19 \cdot 0,19} = 0,49,$$

приймаємо $\varphi_n = 0,5$.

Згідно [3, табл. 3.2] приймаємо значення коефіцієнта $\varphi_{b4} = 1,5$.

Визначаємо рівномірно розподілене навантаження q_1 [3, стор. 155]:

$$q_1 = q = g + \frac{v}{2},$$

де g – постійне навантаження, $g = 4,3$ кН/м;

v – тимчасове навантаження, $v = 10,22$ кН/м;

$$q_1 = q = 4,3 + \frac{10,22}{2} = 9,41 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо відстань c від вершини розрахункового похилого перерізу до опори за умовою [3, стор. 156]:

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

$$9,41 \text{ кН/м} \leq 0,16 \cdot 1,5 \cdot (1 + 0,5) \cdot 1,05 \cdot 10^6 \cdot 1,19 = 89,21 \text{ кН/м,}$$

умова виконується, значить визначаємо відстань c за формулою [3, стор. 156]:

$$c = c_{\max} = 2,5h_0,$$

$$c = c_{\max} = 2,5 \cdot 0,19 = 0,475 \text{ м.}$$

Визначаємо поперечну силу Q в вершині похилого перерізу [3, стор. 155]:

$$Q = Q_{\max} - qc,$$

де $Q_{\max}$ – поперечна сила в опорному перерізі, $Q_{\max} = 44,83 \text{ кН}$;

$$Q = 44,83 - 9,41 \cdot 0,475 = 40,36 \text{ кН.}$$

Розрахунок міцності по похилому перерізу виконуємо за такими емпіричними умовами [3, стор. 156]:

$$Q \leq 2,5R_{bt}bh_0;$$

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

$$40,36 \text{ кН} \leq 2,5 \cdot 1,05 \cdot 10^6 \cdot 1,19 \cdot 0,19 = 117,71 \text{ кН/м;}$$

$$40,36 \text{ кН/м} \leq 1,5 \cdot (1 + 0,5) \cdot 1,05 \cdot 10^6 \cdot 1,19 \cdot 0,19^2 / 0,475 = 42,37 \text{ кН/м,}$$

умови виконуються, значить встановлювати поперечну арматуру не потрібно.

На приопорних ділянках довжиною $l/4 = 6,3/4 = 1,575 \text{ м}$ арматуру встановлюють конструктивно, $\varnothing 4 \text{ В500 (Вр-I)}$ з кроком $s = h/2 = 0,22/2 = 0,11 \text{ м}$. В середній частині прольоту арматуру не встановлюємо.

3.2 Розрахунок багатопустотної плити по граничним станам II групи

3.2.1. Розрахунок геометричних характеристик приведенного перерізу.

Розрахунок виконуємо згідно вказівок [3, п.п. 2.4.5].

При розрахунках по граничним станам II групи переріз плит з пустотами приводять до еквівалентного двотаврового перерізу. Кругле окреслення пустот замінюють еквівалентним квадратним зі стороною [3, стор. 288]:

$$h' = 0,9d ,$$

де d – діаметр пустот плити, $d = 0,159$ м;

$$h' = 0,9 \cdot 0,159 \text{ м} = 0,143.$$

Товщина полицок еквівалентного перерізу h'_f і h_f :

$$h'_f = h_f = \frac{h - h'}{2} ,$$

де h – висота плити, $h = 0,22$ м;

$$h'_f = h_f = \frac{0,22 - 0,143}{2} = 0,0385 \text{ м.}$$

Ширина ребра b' складає:

$$b' = b - n \cdot h' ,$$

де b – конструктивна ширина плити, $b = 1,19$ м;

n – кількість пустот, $n = 6$;

$$b' = 1,19 - 6 \cdot 0,143 = 0,331 \text{ м.}$$

Ширина пустот b'' складає:

$$b'' = b - b' ,$$

$$b'' = 1,19 - 0,331 = 0,859 \text{ м.}$$

Визначаємо площу приведенного перерізу A_{red} за формулою [3, стор. 109]:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_{sp} + \alpha A'_s ,$$

де A – площа перерізу бетону з вирахуванням площі перерізу каналів і пазів;

αA_{sp} – даною величиною нехтують, через її мале значення, $\alpha A_{sp} = 0$;

A_s – площа перерізу ненапруженої арматури в розтягнутій зоні, $A_s = 0$;

A'_{sp} – площа перерізу напруженої арматури в стиснутій зоні, $A'_{sp} = 0$;

A'_s – площа перерізу ненапруженої арматури в стиснутій зоні, $A'_s = 0$;

$$A_{red} = 1,19 \cdot 0,22 - 0,859 \cdot 0,143 = 1252,83 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 .$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу y_0 :

$$y_0 = \frac{h}{2} ,$$

$$y_0 = \frac{0,22}{2} = 0,11 \text{ м} .$$

Момент інерції перерізу (симетричного) I_{red} :

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{b'' \cdot h'^3}{12} ,$$

$$I_{red} = \frac{1,19 \cdot 0,22^3}{12} - \frac{0,859 \cdot 0,143^3}{12} = 76831,86 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4 .$$

Момент опору перерізу по верхній і по нижній зонам W'_{red} , W_{red} :

$$W'_{red} = W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} ,$$

$$W'_{red} = W_{red} = \frac{76831,86 \cdot 10^{-8}}{0,11} = 6984,71 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 .$$

Визначаємо відстань r від найбільш віддаленої від розтягнутої зони ядрової точки до центру тяжіння приведенного перерізу за формулою [3, стор. 206]:

$$r = \varphi \cdot \left(\frac{W_{red}}{A_{red}} \right),$$

де φ – визначається з виразу:

$$0,7 \leq \varphi = 1,6 - \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{b,ser}} \right) \leq 1,0,$$

де $\frac{\sigma_b}{R_{b,ser}}$ – відношення напруження в бетоні від нормативних навантажень і зусилля обтиснення до розрахункового опору бетону для граничних станів II групи приймають рівним $\frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 0,75$;

$$\varphi = 1,6 - 0,75 = 0,85;$$

$$r = 0,85 \cdot \left(\frac{6984,71 \cdot 10^{-6}}{1252,83 \cdot 10^{-4}} \right) = 0,0474 \text{ м.}$$

Визначаємо коефіцієнт γ , що враховує вплив непружних деформацій бетону розтягнутої зони в залежності від форми перерізу, який приймають $\gamma = 1,5$, якщо виконується умова [3, стор. 208]:

$$2 < \frac{b}{b'},$$

де b – конструктивна ширина плити, $b = 1,19$ м;

b' – ширина ребра, $b' = 0,331$;

$$2 < \frac{1,19}{0,331} = 3,59,$$

умова виконується.

Визначаємо пружно-пластичний момент опору по розтягненій зоні згідно з формулою [3, стор. 207]:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} ,$$

$$W_{pl} = 1,5 \cdot 6984,71 \cdot 10^{-6} = 10477,07 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Пружно-пластичний момент опору по розтягненій зоні на стадії виготовлення і обтиснення $W'_{pl} = 10477,07 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$.

3.2.2. Визначення втрат попереднього напруження арматури.

Розрахунок виконуємо згідно вказівок [3, п.п. 2.4] і рис. 3.10.

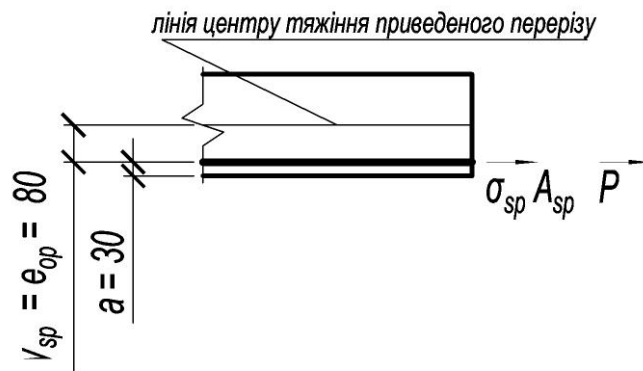


Рисунок 3.10 – Схема розподілення зусиль обтиснення в попередньо напруженому елементі.

Коефіцієнт точності натягу арматури приймають $\gamma_{sp} = 1$.

Втрати від релаксації напруження в арматурі при електротермічному способі натягу:

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} ,$$

де σ_{sp} – попереднє напруження в арматурі без врахування втрат, $\sigma_{sp} = 580 \text{ МПа}$;

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot 580 = 17,4 \text{ МПа}.$$

Втрати від температурного перепаду між натягнутою арматурою і упорами $\sigma_2 = 0$, так як при термічній обробці форма з упорами нагрівається разом з виробом.

Визначаємо зусилля обтиснення:

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1),$$

де A_{sp} – площа перерізу напруженої арматури в розтягненій зоні,
 $A_{sp} = 4,95 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$;

$$P_1 = 4,95 \cdot 10^{-4} \cdot (580 - 18) = 278,48 \text{ кН.}$$

Визначаємо ексцентриситет цього зусилля відносно центра тяжіння перерізу:

$$e_{op} = y_0 - a,$$

де y_0 – відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу,
 $y_0 = 0,11 \text{ м}$;

a – захисний шар бетону, $a = 0,03 \text{ м}$;

$$e_{op} = 0,11 - 0,03 = 0,08 \text{ м.}$$

Визначаємо напруження в бетоні при обтисненні за формулою [3, стор. 110]:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{red}},$$

де A_{red} – площа приведенного перерізу, $A_{red} = 1252,83 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$;

I_{red} – момент інерції перерізу, $I_{red} = 76831,86 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$;

$$\sigma_{bp} = \frac{278480}{1252,83 \cdot 10^{-4}} + \frac{278480 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{76831,86 \cdot 10^{-8}} = 5,41 \text{ МПа.}$$

Визначаємо значення передаточної міцності бетону R_{bp} з умови відносно максимальних напруг в бетоні [3, стор. 102-103; табл. 2.4]:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 ,$$

$$R_{bp} = \frac{5,41}{0,75} = 7,21 \text{ МПа},$$

рекомендують приймати R_{bp} не менше 11 МПа, та не менше 50% міцності бетону, що для бетону класу В25 становить $0,5 \cdot 25 = 12,5$ МПа, тому приймаємо $R_{bp} = 12,5$ МПа і визначаємо відношення:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5,41}{12,5} = 0,43 .$$

Визначаємо стискаючі напруження в бетоні на рівні центру тяжіння площі напруженої арматури від зусилля обтиснення (без врахування моменту від ваги плити) за формулою [3, стор. 110]:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_{sp}}{I_{red}} ,$$

де y_{sp} – відстань від арматури до центру тяжіння приведенного перерізу, $y_{sp} = e_{op} = 0,08$ м;

$$\sigma_{bp} = \frac{278480}{1252,83 \cdot 10^{-4}} + \frac{278480 \cdot 0,08^2}{76831,86 \cdot 10^{-8}} = 4,54 \text{ МПа}.$$

Для визначення втрат від швидконатікаючої повзучості бетону розраховуємо коефіцієнт α , що враховує збільшення інтенсивності повзучості бетону зі збільшенням рівня напружень. Визначаємо α за формулою [3, стор. 106]:

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

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 12,5 = 0,563 .$$

Перевіряємо умову [3, стор. 105]:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha ,$$

$$\frac{4,54}{12,5} = 0,363 \leq 0,563 ,$$

умова виконується, значить втрати від швидконатікаючої повзучості бетону визначаємо за формулою [3, стор. 105]:

$$\sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} ,$$

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,363 = 14,54 \text{ МПа.}$$

При тепловій обробці і атмосферному тиску втрати σ_6 множать на коефіцієнт 0,85 [3, стор. 106]:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 14,54 = 12,36 \text{ МПа.}$$

Перші втрати становлять:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_6 ,$$

$$\sigma_{los1} = 17,4 + 12,36 = 29,76 \text{ МПа.}$$

Визначаємо втрати від усадки бетону σ_8 за [3, табл. 2.5], $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$.

Визначаємо зусилля обтіснення P_1 з врахуванням перших втрат:

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) ,$$

де A_{sp} – площа перерізу напруженої арматури в розтягненій зоні,
 $A_{sp} = 4,95 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$;

σ_{sp} – попереднє напруження в арматурі без врахування втрат,
 $\sigma_{sp} = 580 \text{ МПа}$;

$$P_1 = 4,95 \cdot 10^{-4} \cdot (580 - 29,76) = 272,36 \text{ кН.}$$

Визначаємо стискаючі напруження в бетоні на рівні центру тяжіння площі напруженої арматури від зусилля обтиснення з врахуванням перших втрат за формулою:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_{sp}}{I_{red}},$$

де e_{op} – ексцентриситет зусилля обтиснення відносно центра тяжіння перерізу, $e_{op} = 0,08$ м;

y_{sp} – відстань від арматури до центру тяжіння приведенного перерізу, $y_{sp} = e_{op} = 0,08$ м;

A_{red} – площа приведенного перерізу, $A_{red} = 1252,83 \cdot 10^{-4}$ м²;

I_{red} – момент інерції перерізу, $I_{red} = 76831,86 \cdot 10^{-8}$ м⁴;

$$\sigma_{bp} = \frac{272360}{1252,83 \cdot 10^{-4}} + \frac{272360 \cdot 0,08^2}{76831,86 \cdot 10^{-8}} = 4,44 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо вимогу відносно максимальних напруг в бетоні:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{4,44}{12,5} = 0,355 \leq 0,75.$$

Визначаємо втрати від повзучості бетону за формулою [3, стор. 106]:

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}},$$

де α – коефіцієнт, який при тепловій обробці і атмосферному тиску приймається $\alpha = 0,85$;

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,355 = 45,29 \text{ МПа.}$$

Другі втрати становлять:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9,$$

$$\sigma_{los2} = 35 + 45,29 = 80,29 \text{ МПа.}$$

Визначаємо повні втрати, які приймають не менше 100 МПа [3, стор. 108]:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2},$$

$$\sigma_{los} = 29,76 + 80,29 = 110,05 \text{ МПа.}$$

Визначаємо зусилля обтиснення з врахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}),$$

$$P_2 = 4,95 \cdot 10^{-4} \cdot (580 - 110,05) = 232,62 \text{ кН.}$$

3.2.3. Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до повздовжньої вісі, $M = 58,82 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Для плити, до тріщиностійкості якої висувають вимоги III категорії, приймаємо значення коефіцієнта надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$.

Визначаємо ядровий момент зусилля обтиснення M_{rp} при $\gamma_{sp} = 0,9$ за формулою [3, стор. 206]:

$$M_{rp} = \gamma_{sp} \cdot P_2 \cdot (e_{op} + r),$$

де e_{op} – ексцентриситет зусилля обтиснення відносно центра тяжіння перерізу, $e_{op} = 0,08 \text{ м}$;

r – відстань від найбільш віддаленої від розтягнутої зони ядрової точки до центру тяжіння приведенного перерізу, $r = 0,0474 \text{ м}$;

$$M_{rp} = 0,9 \cdot 232620 \cdot (0,08 + 0,0474) = 26,67 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Визначаємо момент утворення тріщин за наближеним способом ядрових моментів [3, стор. 206]:

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

де $R_{bt,ser}$ – нормативний опір при розтягу бетону, $R_{bt,ser} = 1,6 \text{ МПа}$;

W_{pl} – пружно-пластичний момент опору по розтягненій зоні,
 $W_{pl} = 10477,07 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$;

$$M_{crc} = 1,6 \cdot 10^6 \cdot 10477,07 \cdot 10^{-6} + 26670 = 43,43 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перевіряємо умову [3, стор. 206]:

$$M \leq M_{crc},$$

де M – момент зовнішніх сил, $M = 58,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$M = 58,82 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = 43,43 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

умова не виконується, значить тріщини в розтягненій зоні утворюються і необхідно виконати розрахунок по розкриттю тріщин.

Перевіряємо чи утворюються початкові тріщини в верхній зоні плити при її обтисненні і значенні коефіцієнта точності натягнення $\gamma_{sp} = 1,1$ (момент від ваги плити не враховуємо). Розрахункова умова:

$$\gamma_{sp} \cdot P_1 (e_{op} - r_{inf}) \leq R_{btp} \cdot W'_{pl},$$

де P_1 – зусилля обтиснення з врахуванням перших втрат, $P_1 = 272,36 \text{ кН}$;

r_{inf} – відстань від найбільш віддаленої від стиснутої зони ядрової точки до центру тяжіння приведенного перерізу, $r_{inf} = r = 0,0474 \text{ м}$;

R_{btp} – опір бетону розтягу, що відповідає передаточній міцності бетону
 $R_{bp} = 12,5 \text{ МПа}$, $R_{btp} = 1 \text{ МПа}$;

W'_{pl} – пружно-пластичний момент опору по стиснутій зоні,
 $W'_{pl} = 10477,07 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$.

Перевіряємо виконання умови:

$$1,1 \cdot 272360 \cdot (0,08 - 0,0474) = 9,77 \text{ кН} \cdot \text{м} < 1 \cdot 10^6 \cdot 10477,07 \cdot 10^{-6} = 10,48 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

умова виконується, початкові тріщини не утворюються.

3.2.4. Розрахунок по розкриттю тріщин, нормальних до повздовжньої вісі.

Гранична ширина розкриття тріщин: нетривала $a_{crc1} = 0,4$ мм, тривала $a_{crc2} = 0,3$ мм (див. [3, табл. 2.1]). Згинальні моменти від нормативних навантажень: постійного і тривалого – $M = 40,61$ кН·м, повного – $M = 58,82$ кН·м.

Визначаємо плече внутрішньої пари сил z_1 :

$$z_1 \approx h_0 - 0,5 \cdot h'_f,$$

де h_0 – робоча висота перерізу, $h_0 = 0,19$ м;

h'_f – товщина полички еквівалентного перерізу, $h'_f = 0,0385$ м;

$$z_1 \approx 0,19 - 0,5 \cdot 0,0385 = 0,171 \text{ м.}$$

Визначаємо пружно-пластичний момент опору W_s після утворення тріщин по розтягненій зоні:

$$W_s = A_{sp} \cdot z_1,$$

де A_{sp} – площа перерізу напруженої арматури в розтягненій зоні, $A_{sp} = 4,95 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$;

$$W_s = 4,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,171 = 84,52 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Приріст напруження σ_s в розтягненій арматурі від дії постійного і тривалого навантаження визначають за формулою [3, стор. 223]:

$$\sigma_s = \frac{M - P \cdot (z_1 - e_{sp})}{W_s},$$

де M – момент від постійного і тривалого нормативних навантажень, $M = 40,61$ кН·м;

P – зусилля обтіснення з врахуванням повних втрат, $P = P_2 = 232,62$ кН;

e_{sp} – відстань від точки прикладення зусилля P до вісі, що проходить через центр тяжіння перерізу розтягнутої арматури, $e_{sp} = 0$;

$$\sigma_s = \frac{40619 - 232620 \cdot 0,171}{84,52 \cdot 10^{-6}} = 10,53 \text{ МПа.}$$

Приріст напруження σ_s в розтягненій арматурі від дії повного навантаження визначають за формулою [3, стор. 223]:

$$\sigma_s = \frac{M - P \cdot (z_1 - e_{sp})}{W_s},$$

де M – момент від повного нормативного навантаження, $M = 58,82 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

$$\sigma_s = \frac{58820 - 232620 \cdot 0,171}{84,52 \cdot 10^{-6}} = 225,98 \text{ МПа.}$$

Визначаємо коефіцієнт армування ребра таврового перерізу [3, стор. 210]:

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} \leq 0,02,$$

де b – конструктивна ширина плити, $b = 1,19 \text{ м}$;

$$\mu = \frac{4,95}{1,9 \cdot 0,19} = 0,011.$$

Визначаємо середній діаметр повздовжньої арматури за формулою [3, стор. 210]:

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2}{n_1 d_1 + \dots + n_k d_k},$$

де $d_1, \dots, d_k$ – діаметр стержнів розтягнутої арматури;

$n_1, \dots, n_k$ – кількість стержнів з діаметром відповідно $d_1, \dots, d_k$;

$$d = \frac{4 \cdot 10^2 + 2 \cdot 12^2}{4 \cdot 10 + 2 \cdot 12} = 10,75 \text{ мм.}$$

Визначаємо за формулою [3, стор. 210]:

- ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження

$$a_{crc1} = 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi_l \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d},$$

де δ – коефіцієнт, що при згині приймають $\delta = 1$;

η – коефіцієнт, для стержнів періодичного профілю приймають $\eta = 1$;

φ_l – коефіцієнт, що при нетривалій дії навантаження приймають $\varphi_l = 1$;

E_s – модуль пружності арматури, $E_s = 190000$ МПа;

σ_s – приріст напруження в розтягненій арматурі від дії повного навантаження, $\sigma_s = 225,98$ МПа;

$$a_{crc1} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,011) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{225,98 \cdot 10^6}{190000 \cdot 10^6} \cdot \sqrt[3]{10,75} = 0,126 \text{ мм};$$

- ширину розкриття тріщин від нетривалої дії постійного і тривалого навантажень, при $\sigma_s = 10,53$ МПа;

$$a'_{crc1} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,011) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{10,53 \cdot 10^6}{190000 \cdot 10^6} \cdot \sqrt[3]{10,75} = 0,0059 \text{ мм};$$

- ширину розкриття тріщин від дії постійного і тривалого навантажень, при $\sigma_s = 10,53$ МПа, $\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,011 = 1,43$

$$a_{crc1} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,011) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,43 \cdot \frac{10,53 \cdot 10^6}{190000 \cdot 10^6} \cdot \sqrt[3]{10,75} = 0,0084 \text{ мм}.$$

Визначаємо нетривалу ширину розкриття тріщин:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a'_{crc1} + a_{crc2} \leq [a_{crc1}],$$

$$a_{crc} = 0,116 - 0,0059 + 0,0084 = 0,128 \text{ мм} < [0,4 \text{ мм}].$$

Визначаємо тривалу ширину розкриття тріщин:

$$a_{crc} = a_{crc2} \leq [a_{crc2}],$$

$$a_{crc} = 0,0084 \text{ мм} < [0,3 \text{ мм}].$$

3.2.5. Розрахунок прогину плити.

Прогин визначають від дії постійного і тривалого навантаження. Граничний прогин для перекриття довжиною $l = 6,3$ м становить $f = 3$ см [9, стор. 47; 10]. Параметри, необхідні для розрахунку прогину, визначаємо з врахуванням тріщин в розтягненій зоні.

Замінюючий момент дорівнює згинальному моменту від постійного і тривалого нормативних навантажень $M = 40,61$ кН·м.

Сумарна повздовжня сила дорівнює зусиллю попереднього обтиснення з врахуванням всіх втрат і при $\gamma_{sp} = 1$: $N_{tot} = P_2 = 232,62$ кН.

Визначаємо відстань від центру тяжіння площі перерізу розтягнутої арматури до зусилля N_{tot} :

$$e_{tot} = \frac{M}{N_{tot}},$$

$$e_{tot} = \frac{40,61}{232,62} = 0,175 \text{ м.}$$

Визначаємо коефіцієнт ϕ_m використовуючи формулу [3, стор. 218]:

$$\phi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_z - M_{zp}} \leq 1,$$

де $R_{bt,ser}$ – нормативний опір бетону при розтягу, $R_{bt,ser} = 1,6$ МПа;

W_{pl} – пружно-пластичний момент опору по розтягненій зоні,
 $W_{pl} = 10477,07 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$;

M_z – згинальний момент, $M_z = M = 40,61$ кН·м;

M_{zp} – згинальний момент від зусилля N_{tot} , $M_{zp} = N_{tot} \cdot (e_{op} + r)$;

r – відстань від найбільш віддаленої від розтягнутої зони ядрової точки до центру тяжіння приведенного перерізу, $r = 0,0474$ м;

e_{op} – ексцентриситет зусилля обтиснення відносно центра тяжіння перерізу, $e_{op} = 0,08$ м;

$$M_{zp} = 232620 \cdot (0,08 + 0,0474) = 29,63 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_m = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 10477,07 \cdot 10^{-6}}{40610 - 29630} = 1,53,$$

приймаємо $\varphi_m = 1$.

Визначаємо коефіцієнт ψ_s , що характеризує нерівномірність деформацій розтягнутої арматури на ділянці між тріщинами, за формулою [3, стор. 217]:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{es} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) \cdot e_{tot}} \leq 1, \\ h_0$$

де φ_{es} – коефіцієнт, який при тривалій дії навантаження дорівнює $\varphi_{es} = 0,8$;

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 1 = 0,45 < 1.$$

Визначаємо кривизну осі при згині за формулою [3, стор. 229]:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \cdot \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_b \cdot A_b} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_{sp}},$$

де h_0 – робоча висота перерізу, $h_0 = 0,19$ м;

z_1 – плече внутрішньої пари сил, $z_1 = 0,171$ м;

ψ_b – коефіцієнт, який дорівнює $\psi_b = 0,9$;

E_s – модуль пружності арматури, $E_s = 190000$ МПа;

A_{sp} – площа перерізу напруженої арматури в розтягнутій зоні,
 $A_{sp} = 4,95 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$;

ν – коефіцієнт, який при тривалій дії навантаження дорівнює $\nu = 0,15$;

E_b – початковий модуль пружності бетону, $E_b = 27000$ МПа;

A_b – площа перерізу бетону при припущенні, що $\xi = h_f'/h_0$,

$$A_b = b \cdot h_f = 1,19 \cdot 0,0385 = 458,15 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$\frac{1}{r} = \frac{40610}{0,19 \cdot 0,171} \cdot \left[\frac{0,45}{190000 \cdot 10^6 \cdot 4,95 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 27000 \cdot 10^6 \cdot 458,15 \cdot 10^{-4}} \right] -$$

$$- \frac{232620}{0,19} \cdot \frac{0,45}{190000 \cdot 10^6 \cdot 4,95 \cdot 10^{-4}} = 0,0056.$$

Визначаємо прогин за формулою [3, стор. 231]:

$$f = sl^2 \cdot \left(\frac{1}{r} \right),$$

де s – коефіцієнт, що для вільно обпертої балки при рівномірно розподіленому навантаженню дорівнює $s = 5/48$;

l – розрахунковий проліт, $l = l_0 = 6,18$ м;

$$f = \left(\frac{5}{48} \right) \cdot 6,18^2 \cdot 0,0056 = 0,022 \text{ м} = 2,2 \text{ см} < 3 \text{ см}.$$

Подальші розрахунки курсової роботи, а саме розрахунок ригеля і колони виконуються згідно [11].

Приклад креслення залізобетонної багатопустотної плити перекриття приведено в додатку 1.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

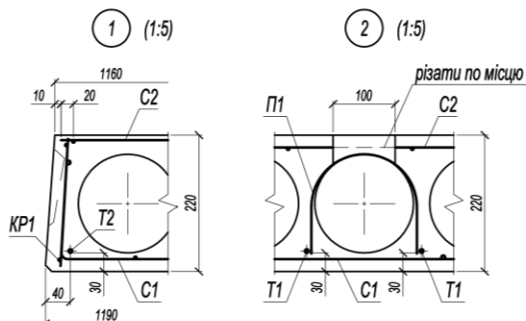
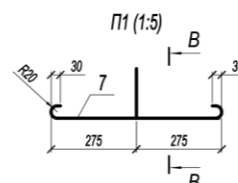
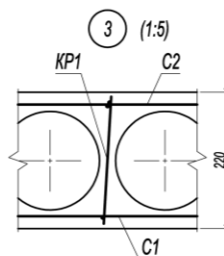
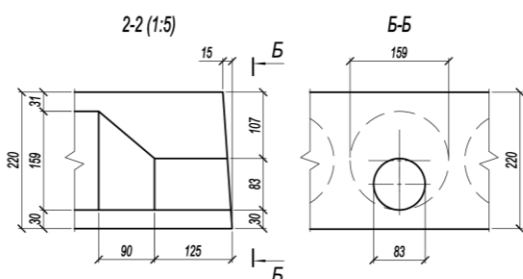
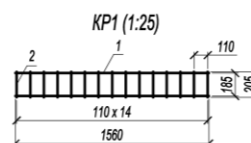
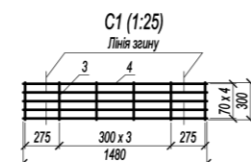
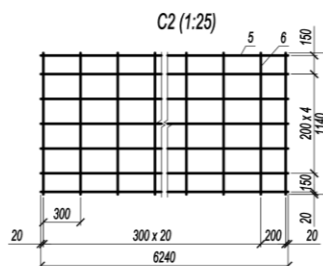
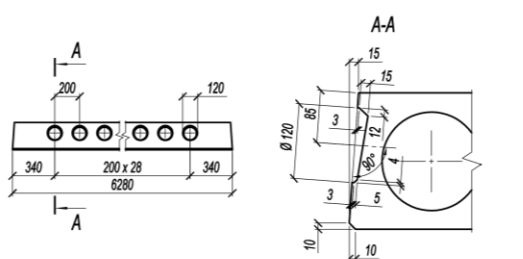
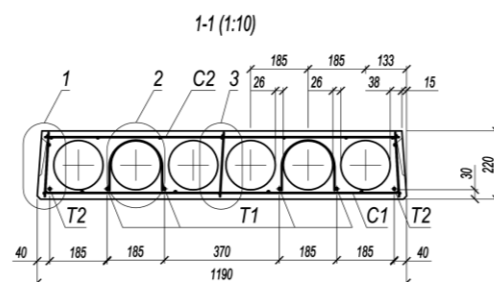
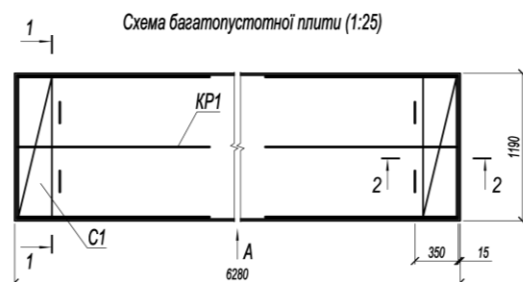
1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с. (Національний стандарт України).
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні 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. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учебн. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд., перер. и доп. – 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. 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 / А.П. Кудзис – М.: Высш. шк., 1989. – 264 с.
7. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760:2006 – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 27 с. (Національний стандарт України).
8. Проволока из низкоуглеродистой стали холодноотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. ГОСТ 6727-80. – М.:

ИПК издательство стандартов, 1998. – 6 с. (Государственный стандарт Союза ССР).

9. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с. (Строительные нормы и правила).
10. Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови: ДБН В.2.6-53:2008 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2019. – 23 с. (Державні будівельні норми України).
11. 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.

ЗМІСТ

	стор.
ВСТУП	3
СКЛАД КУРСОВОЇ РОБОТИ	4
СТРУКТУРА ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ КУРСОВОЇ РОБОТИ	5
1 ЗАГАЛЬНІ ДАННІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ	5
2 КОМПОНУВАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ЗБІРНОГО ПЕРЕКРИТТЯ	5
3 РОЗРАХУНОК БАГАТОПУСТОТНОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ	6
3.1 Розрахунок багатопустотної плити по граничним станам І групи	6
3.2 Розрахунок багатопустотної плити по граничним станам ІІ групи	22
ЛІТЕРАТУРА	38
ДОДАТКИ	41



Відомість витрат сталі, кг

Марка елемента	Напружена арматура класу		Вироби арматурні				Вироби закладні			
			Арматура класу		Арматура класу		Арматура класу		Арматура класу	
	A800СК		B500		B500		A240С		A240С	
	ДСТУ 2760:2006	Всього	ДСТУ 2760:2006	Всього	ДСТУ 2760:2006	Всього	ДСТУ 2760:2006	Всього	ДСТУ 2760:2006	Всього
	Ø10	Ø12	Всього	Всього	Ø3	Ø4	Всього	Всього	Ø12	Всього
	15,48	11,16	26,64	26,64	3,80	4,88	8,68	8,68	4,20	4,20

Специфікація арматурних виробів плити

Форм.	Знак	Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітка
				T1		
				Ø10 A800СК ДСТУ 3760:2006; L = 6280	4	3,87 кг
				T2		
				Ø12 A800СК ДСТУ 3760:2006; L = 6280	2	5,58 кг
				KP1		
				Ø4 B500 ГОСТ 6727-80; L = 1560 мм	2	0,15 кг
				Ø4 Bp500 ГОСТ 6727-80; L = 205 мм	14	0,02 кг
				C1	2	
				Ø4 B500 ГОСТ 6727-80; L = 1480 мм	5	0,14 кг
				Ø3 B500 ГОСТ 6727-80; L = 300 мм	6	0,02 кг
				C2	1	
				Ø3 B500 ГОСТ 6727-80; L = 6240 мм	7	0,32 кг
				Ø3 B500 ГОСТ 6727-80; L = 1140 мм	22	0,06 кг
				П1		
				Ø12 A240С ДСТУ 3760:2006; L = 1180	1	1,05 кг

Специфікація плити перекриття

Форм.	Знак	Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітка
				Багатопустотна плита		
				Складальні одиниці		
				Напружена арматура		
				T1	4	
				T2	2	
				Каркас арматурний		
				KP1	6	
				Сітки арматурні		
				C1	2	
				C2	1	
				Закладні деталі		
				П1	4	
				Матеріали		
				Бетон B25		0,73 м³

Розріз багатопустотної плити, схеми розміщення арматурних каркасів та сіток, кодові каркаси та сітки, специфікації на плити, відомість витрат сталі.

Арх.

Навчально-методичне видання

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсової роботи
(багатопустотна плита перекриття)

для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
всіх форм навчання

Електронне видання

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

© ЦНТУ, м. Кропивницький,
пр. Університетський, 8
© Джирма С.О.