

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ  
Кафедра залізобетонних та кам'яних конструкцій

В.Д. КРІПАК  
В.М. КОЛЯКОВА  
Д.В.СМОРКАЛОВ

**РОЗРАХУНОК  
ЗБІРНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ  
ПОКРИТТЯ 3.0 X 12.0 МЕТРІВ**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ  
*до виконання курсової роботи  
з освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції»*

*для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти,  
за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія,  
ОПП «Промислове і цивільне будівництво»*

Київ 2025

УДК 624

Укладачі: Кріпак В.Д., канд. техн. наук, професор;  
Колякова В.М., канд. техн. наук, доцент;  
Сморкалов Д.В., канд. техн. наук, доцент.

Рецензент О.А. Фесенко, кандидат технічних наук, доцент

Відповідальний за випуск О.Д. Журавський, завідувач кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, д.т.н., професор.

*Затверджено на засіданні кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, протокол № 16 від 26 березня 2025 року.*

Видається в авторській редакції.

**Розрахунок** збірної залізобетонної плити покриття 3,0 x 12,0 м. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції» / укл. Кріпак В.Д., Колякова В.М., Сморкалов Д.В. – Київ: Видавництво Ліра-К, 2025. – 84 с.  
ISBN 978-617-8633-82-0

Методичні вказівки містять приклад розрахунку збірної залізобетонної ребристої плити покриття 3,0 x 12,0 м.

Призначено для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти, за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія, інженерів-конструкторів та фахівців, які займаються проєктуванням будівель і споруд.

УДК 624

ISBN 978-617-8633-82-0

© В.Д.Кріпак, 2025  
© В.М.Колякова, 2025  
© Д.В.Сморкалов, 2025  
© КНУБА, 2025

## Зміст

ВСТУП .....	6
1. Плити покриттів. Основні параметри. ....	7
1.1. Вихідні дані для проектування* .....	8
2. Розрахунок плити покриття.....	10
2.1. Визначення навантажень .....	10
2.2. Збір навантаження на 1 м <sup>2</sup> покриття.....	11
2.3. Розрахунок полички на місцевий згин.....	13
2.4. Розрахунковий прольот, навантаження та зусилля поперечному ребрі .....	18
2.5. Розрахунок міцності нормальних перерізів поперечного ребра.....	21
2.6. Розрахунок похилих перерізів поперечного ребра.....	24
2.7. Розрахунок поздовжніх ребер. Розрахунковий прольот, навантаження та зусилля.....	26
2.7.1. Розрахункова схема .....	26
2.7.2. Визначення зусиль в поздовжніх ребрах.....	28
2.7.3 Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер.....	29
за міцністю .....	29
2.7.3. Визначення площі перерізу попередньо напруженої арматури .....	32
2.7.4. Геометричні характеристики поперечного перерізу плити	33
2.8. Визначення втрат попереднього напруження .....	37
2.8.1 Миттєві (технологічні) втрати, [2], п.3.3.5., стор. 14] .....	38
2.8.2. Залежні від часу втрати (експлуатаційні втрати).....	40
2.9. Розрахунок похилих перерізів поздовжнього ребра.....	44
2.11. Розрахунок плити з тріщинами .....	46
2.11.1. Визначення ширини розкриття тріщин .....	48
2.12. Визначення прогинів у плиті з тріщинами. ....	56
<b>ДОДАТКИ</b> .....	64
<b>Додаток А</b> .....	65

Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску, ([6], стр.26, рис. 9.1.,).....	65
Додаток 1 .....	66
<i>Таблиця 1. Коефіцієнти надійності <math>\gamma_n</math> для розрахунку конструкцій</i> .....	66
<b>Додаток 2</b> .....	67
<i>Таблиця 2. Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України</i> .....	67
<b>Додаток 3</b> .....	71
<i>Таблиця 3. Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження <math>\gamma_{ft}</math></i> .....	71
<b>Додаток 4</b> .....	71
<i>Таблиця 4. Коефіцієнт висоти споруди <math>C_h</math></i> .....	71
<b>Додаток 5</b> .....	72
<i>Таблиця 5. Основні характеристики бетону</i> .....	72
<b>Додаток 6</b> .....	74
<i>Таблиця.6 Міцнісні та деформативні характеристики арматури</i> .....	74
<b>Додаток 7</b> .....	74
<i>Таблиця.7 Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик попередньо напруженої арматури</i> .....	74
<b>Додаток 8</b> .....	75
<i>Таблиця 8 Граничний коефіцієнт повзучості [11]</i> .....	75
<b>Додаток 9</b> .....	75
<i>Таблиця 9 Максимальні втрати початкових напружень в арматурі у відсотках [11]</i> .....	75
<b>Додаток 10</b> .....	76
<i>Таблиця 10 Втрати попереднього напруження від релаксації на стадії виготовлення конструкції [11]</i> .....	76
<b>Додаток 11</b> .....	76
<i>Таблиця 11 Міцність бетону на зсув [16]</i> .....	76
<b>Додаток 12</b> .....	77

Таблиця 12 Значення коефіцієнтів $\alpha_m$ та $\zeta$ .....	77
<b>Додаток 13</b> .....	78
Таблиця 13 Сортамент арматури.....	78
<b>Додаток 14</b> .....	79
Таблиця 14 Значення кута $\theta$ в залежності від значення виразу ( $\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta$ ) .....	79
<b>Додаток 15</b> .....	80
Таблиця 15 Значення коефіцієнтів $\gamma$ [11, 15]. .....	80
<b>Додаток 16</b> .....	81
Таблиця 16 Коефіцієнти $\zeta = z/d$ при значеннях $\mu a s l$ .....	81
<b>ЛІТЕРАТУРА</b> .....	82

## ВСТУП

Методичні рекомендації для розрахунків несучих конструкцій покриттів із залізобетонних плит призначені для здобувачів вищої освіти, інженерів-конструкторів та фахівців, які займаються проєктуванням будівель і споруд.

Методичні вказівки розроблені відповідно до робочої програми освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції» та містять приклад розрахунку збірної залізобетонної плити покриття розміром  $3,0 \times 12,0$  м.

Висвітлено основні принципи розрахунку та конструювання таких плит, наведено ілюстрації та допоміжні матеріали, необхідні для виконання курсового проєкту (кваліфікаційної роботи).

Ребристі плити, які розглядають у даних методичних вказівках, широко використовують в промисловому та виробничому будівництві, а також у спеціальних спорудах, де потрібна підвищена несуча здатність. Плити розміром  $3,0 \times 12,0$  м. застосовують в умовах значних навантажень, зокрема в районах із великим сніговим покривом або коли необхідно мінімізувати деформації покриття.

У методичних вказівках наведено вимоги до армування, вибору матеріалів та конструктивних рішень, які відповідають сучасним будівельним нормам і стандартам, зокрема ДБН В.2.6-98:2009, ДСТУ Б В.2.6-156:2010 та ДСТУ Б А.2.4-7:2009, [1, 2, 4].

## 1. Плити покриттів. Основні параметри.

У сучасному будівництві збірні залізобетонні плити покриттів є одним із найпоширеніших елементів конструкцій завдяки їхній міцності, довговічності та економічній доцільності. Правильний розрахунок таких плит забезпечує їхню надійність, довговічність та безпечну експлуатацію.

Плити покриттів призначені для сприйняття навантажень від власної ваги, покрівлі, снігу, вентиляційного та іншого обладнання, підвісного транспорту, а також передавання цих навантажень на крокв'яні або підкрокв'яні конструкції, а в окремих випадках – безпосередньо на стіни.

Крім того, плити покриттів відіграють важливу конструктивну роль у забезпеченні стійкості верхніх стиснутих поясів ферм і крокв'яних балок у площині покриття. Вони передають навантаження від тиску вітру, що діє на торцеві стіни будівлі, на поздовжні ряди колон каркасу.

Ребристі плити мають П-подібну форму і складаються з двох поздовжніх, кількох поперечних ребер та полиці, що заповнює простір між ними. У плитах шириною 3,0 м поперечні ребра розташовані з кроком 1000 мм, що забезпечує рівномірний розподіл навантаження та високу несучу здатність конструкції.

*Геометричні характеристики плит.*

Для плит довжиною 12 м основні конструктивні параметри:

- товщина полиці: **30 мм**
- висота поперечного ребра: **150 мм**
- висота поздовжнього ребра: **450 мм**

Завдяки таким розмірам забезпечується достатня жорсткість конструкції та ефективне розподілення навантажень, що діють на плиту під час експлуатації.

*Армування плит.*

Для забезпечення необхідної міцності та жорсткості плити покриття армують:

• **поздовжні ребра** – попередньо напруженою стержньовою арматурою класів А600С...А1000, а також дротяною арматурою класів Вр1200...Вр1500 або канатами класу К-1400.

• **поперечні ребра** – плоскими зварними каркасами, в яких поздовжня арматура складається зі стержнів класу А400С, а поперечна – з дротяної арматури класу В500.

• **полиця плити** – зварними сітками із дротяної арматури класу В500, для запобігання виникнення тріщин і забезпечує надійність роботи плити під навантаженням.

*Матеріали.*

Для виготовлення ребристих П–подібних плит довжиною 12 м використовують важкий бетон класів **С25/30...С32/40**, що забезпечує високу міцність, довговічність та стійкість до зовнішніх впливів.

*Експлуатаційні особливості.*

Завдяки своїм конструктивним особливостям плити покриття розміром 3,0×12,0 м використовують в умовах підвищених навантажень. Вони ефективні для регіонів зі значними сніговими навантаженнями, а також у випадках, коли необхідне зменшення деформацій покриття будівель.

Крім того, такі плити можуть застосовуватися в будівлях, обладнаних підвісним транспортом або мостовими кранами, завдяки підвищеній несучій здатності та можливості влаштування додаткових посилень у місцях підвищених навантажень.

### **1.1. Вихідні дані для проєктування\***

1. Будівля - одноповерхова;
2. Район будівництва – м. Київ;
3. Клас наслідків будівлі – СС2, категорія відповідальності плити покриття – Б;  $\gamma_n=1,05$  (I група),  $\gamma_n=0,975$  (II група);
4. Категорія відповідальності кроквяних конструкцій - А  
( $\gamma_n = 1,1$  (I група)).

---

\*Вихідні дані приймають у відповідності до завдання на курсову роботу (курсний проєкт)

5. Плита покриття – ребриста 3,0 x 12,0 м ;
6. Тип підлоги – асфальтова, (приймається у відповідності до завдання);
7. Клас бетону плити покриття – С30/35 (див. Додаток 5, табл. 5)

$$f_{cd} = 19,5 \text{ МПа}; f_{ctm} = 2,8 \text{ МПа}; f_{ck,prism} = 25,5 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk,0,05} = 2 \text{ МПа}; E_{cm} = 34,5 \times 10^3 \text{ МПа};$$

8. Клас попередньо-напруженої арматури повздовжніх ребер А800С (див. Додаток 7, табл. 7)

$$f_{pd} = 637,5 \text{ МПа}; E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ МПа}; f_{pk} = 840 \text{ МПа};$$

$$f_{p0,1k} = 765 \text{ МПа}.$$

9. Клас робочої повздовжньої арматури поперечних ребер А400С (див. Додаток 6, табл. 6):

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа}; f_{ywd} = 285 \text{ МПа}; E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа}.$$

10. Клас поперечної арматури ребер В500 (див. Додаток 6, табл. 6): сітка плити,

$$f_{yd}=435 \text{ МПа}; f_{ywd}=300 \text{ МПа}; E_s=1,9 \times 10^5 \text{ МПа}.$$

Розрахунки виконують відповідно до [1], [2], графічні креслення на аркуші формату А2, [3] і [4], [11].

## 2. Розрахунок плити покриття

### 2.1. Визначення навантажень

Для розрахунку збірної залізобетонної плити покриття необхідно визначити всі діючі навантаження, які враховують при проектуванні.

Збір навантаження на 1 м<sup>2</sup> збірного ребристого покриття виконують відповідно до [4, 5, 11].

Навантаження на плиту приймають рівномірно-розподіленим.

Загальний вигляд збірної залізобетонної ребристої плити покриття наведено на рис. 1.

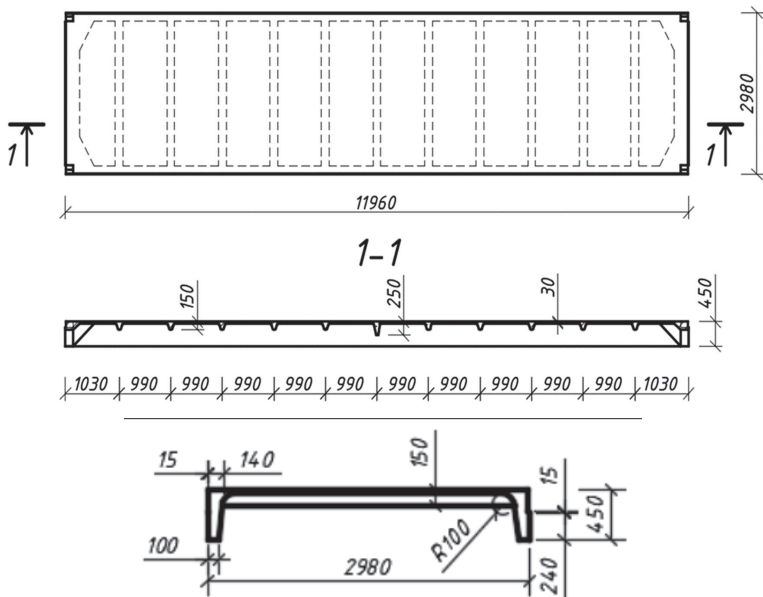


Рис. 1. Ребриста плита покриття (опалубочне креслення)

## 2.2. Збір навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття

При проектуванні конструкцій збірного залізобетонного покриття важливим етапом є збір навантаження на 1 м<sup>2</sup> поверхні. Це передбачає врахування різних видів навантажень, таких як постійні (власна вага конструкцій), [5, п.4.11, стор. 6], змінні (тривалі та короткочасні) [5, п.4.12-4.13, стор. 6, 7] та епізодичні навантаження [5, п.4.14, стор. 7], які діють на покриття.

Для забезпечення надійності та безпеки конструкції необхідно виконувати розрахунки за граничними станами, враховуючи коефіцієнти надійності, що регламентуються нормативними документами [4, 5, 11]:

- $\gamma_n^I$ - коефіцієнт надійності за відповідальністю для першої групи граничних станів ([4], табл 5, стор. 21,22);
- $\gamma_n^{II}$ - коефіцієнт надійності за відповідальністю для другої групи граничних станів ([4], табл 5, стор. 21,22);
- $\gamma_{fm}$  - коефіцієнт надійності за навантаженням для граничних розрахункових значень навантажень ([5], табл 5.1, стор. 9).

Для виконання збору навантаження необхідно визначити вагу плити покриття:

- площа поперечного перерізу

$$A_c = 2980 \cdot 15 + 2 \cdot (100 \cdot 453) + 2 \cdot (140 \cdot 15) + \left(\frac{1}{2} \cdot 3,14 \cdot (100)^2\right) \cdot \frac{1}{2} = 44700 + 87000 + 4200 + 7854 = 143754 \text{ мм}^2$$

- вага плити при щільності бетону  $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$  з врахуванням довжини плити 12 м.

$$G = 0,144 \cdot 2,5 \cdot 12 = 4,32 \text{ т.}$$

навантаження від ваги плити на 1 м<sup>2</sup> покриття

$$\frac{G}{bL} = \frac{4,32 \cdot 9,81}{3 \cdot 12} 0,95 = 1,177 = 0,177 \text{ кН/м}^2$$

Таблиця 1

Збір навантаження на  $1\text{ м}^2$  покриття

Навантаження	Характеристичне навантаження $\text{кН/м}^2$ , $\gamma = 1$	Розрахунок за II гр. граничних станів			Розрахунок за I гр. граничних станів		
		$\gamma_{\text{п}}^{\text{II}}$	$\gamma_{\text{тп}}$	Навантаж.	$\gamma_{\text{п}}^{\text{I}}$	$\gamma_{\text{тп}}$	Навантаж.
1	2	3	4	5	6	7	8
<b>1. Постійні:</b>							
1.1. Шар гравію втопленого в дьогтьовій мастиці $0,15 \text{ кН/м}^2$	0,15	0,975	1	0,14	1,05	1,3	0,21
1.2. Три шари рулонного килима на дьогтьовій мастиці $0,1 \text{ кН/м}^2$	0,1	0,975	1	0,098	1,05	1,3	0,14
1.3. Асфальтова стяжка $20 \text{ мм}$ : $\gamma_0 = 19,62 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,962 \cdot 0,02 \cdot 0,81 = 0,39$	0,39	0,975	1	0,4	1,05	1,3	0,53
1.4. Утеплювач (пінобетон) $100 \text{ мм}$ : $\gamma_0 = 5,4 \text{ кН/м}^3 \cdot 0,55 \cdot 0,1 \cdot 9,8 = 0,54$	0,54	0,975	1	0,53	1,05	1,3	0,74
1.5. Обмазувальна пароізоляція	0,55	0,975	1	0,54	1,05	1,3	0,75
<b>Всього від покрівлі</b>	<b>1,73</b>			<b>1,71</b>			<b><math>g_1 = 2,37</math></b>
1.6. Власна вага залізобетонної плити покриття $1,177 \text{ кН/м}^2$	1,177	0,975	1	1,15	1,05	1,1	1,36
<b>Всього постійні</b>	<b>2,91</b>			<b>2,86</b>			<b>3,73</b>
<b>2. Тимчасові:</b>							
2.1. Снігове (відповідно до району будівництва): $S_{\text{н}} = 1,55 \text{ кН/м}^2$	1,55	0,975	0,49	1,36	1,05	1,14	1,86
2.2. Зосереджена сила від робітника з інструментом $1 \text{ кН/м}^2$	1	0,975	1	0,975	1,05	1,2	1,26

### 2.3. Розрахунок полицки на місцевий згин

Розрахунок полицки (верхньої частини) плити покриття на місцевий згин виконують для перевірки її міцності та жорсткості під дією місцевих навантажень (наприклад, від обладнання, людей тощо). Розрахунок виконують з метою запобігання локальних деформацій або руйнувань, які можуть виникнути через концентрацію навантажень на невеликій ділянці плити.

Розрахункові прольоти полицки визначаються як відстані у світлі між опорами (ребрами, балками або іншими елементами, що підтримують полицку). Вони залежать від конструктивної схеми плити та розташування опор.

Розрахункові прольоти у світлі (див. рис.1 та рис.2):

- ✓ для середніх ділянок

$$l_{01} = 990 - 150 = 840 \text{ мм}$$

$$l_{02} = 2980 - 2 \cdot (15 + 140) = 2670 \text{ мм}$$

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{2670}{840} = 3,18 > 3$$

- ✓ для крайніх ділянок

$$l_{01} = 1030 - 100 - 150/2 = 855 \text{ мм}$$

$$l_{02} = 2670 \text{ мм}$$

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{2670}{855} = 3,12 > 3$$

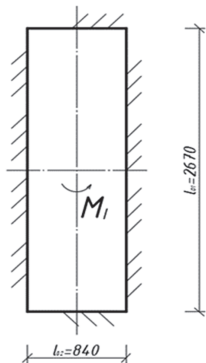


Рис. 2.Схема плити, яка працює на згин

Поличку плити розглядають як плиту, яка працює на місцевий згин.

Приймаємо, що поличка спирається на ребра плити, які розташовані з кроком 1 м.

При співвідношенні сторін  $l_{02}/l_{01} = 2670/840 = 3,2 > 3$ , плита покриття защемлена по контуру та працює на згин у одному (короткому) напрямку.

Розрахункова ширина плити прийнята 1 м.

Розрахункове навантаження від власної ваги полички ( $g_1$ ) при її товщині  $h_f = 30$  мм та конструкції покриття, (див. табл 1):

$$g = g_1 + h_f \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fm}, \quad (1)$$
$$g = 2,37 + 0,03 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 3,22 \text{ кН/м}^2.$$

З табл. 1 приймаємо тимчасове навантаження:

✓ від снігу:  $V = 1,86 \text{ кН/м}^2$ ;

✓ від робітника з інструментом:  $V = 1,26 \text{ кН/м}^2$ ;

Тоді, повне розрахункове навантаження:

$$q = g + V, \quad (2)$$
$$q = 3,22 + 1,86 = 5,08 \text{ кН/м}^2$$
$$q = 3,22 + 1,26 = 4,48 \text{ кН/м}^2$$

При співвідношенні сторін  $l_{02}/l_{01} = 2670/840 = 3,2 > 3$  момент по центру розрахункового прольоту:

✓ при дії постійного та снігового навантаження:

- в середині прольоту

$$M = \frac{q \cdot l_{01}^2}{16} \quad (3)$$

$$M_1 = \frac{5,08 \cdot 0,84^2}{16} = 0,223 \text{ кНм.}$$

- на крайній ділянці

$$M_1 = \frac{5,08 \cdot 0,855^2}{16} = 0,232 \text{ кНм.}$$

✓ при дії постійного навантаження та від дії робітника з інструментом:

- в середині прольоту

$$M = \frac{4,48 \cdot 0,84^2}{16} = 0,198 \text{ кНм.}$$

- на крайній ділянці

$$M = \frac{4,48 \cdot 0,855^2}{16} = 0,204 \text{ кНм.}$$

Поличку плити розглядають як прямокутний переріз, армований зварною арматурною сіткою, виготовленою з арматури класу В500 діаметром 3 мм.

Стержні розташовують уздовж плити покриття, у центральній зоні товщини полички, з урахуванням мінімально допустимого захисного шару бетону.

Таке армування забезпечує необхідну міцність, рівномірний розподіл напружень в перерізі та опір згинальним моментам, що мінімізує утворення тріщин під дією експлуатаційних навантажень.

### **Арматура спрямована вздовж плити покриття:**

Робочу висоту перерізу плити приймаємо:

$$d = \frac{h}{2} - \frac{\emptyset}{2} \tag{4}$$

$$d = \frac{30}{2} - \frac{4}{2} = 13 \text{ мм.}$$

Для оцінки міцності перерізу та характеру руйнування перерізу визначають граничну відносну висоту стиснутої зони бетону  $\xi_{lim}(\xi_R)^*$  з умови рівноваги між зусиллями стиску бетону та сил розтягу в арматурі. Значення  $\xi_{lim}(\xi_R)^*$  залежить від класу бетону та

арматури.

$$\xi_{lim}(\xi_R) = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s0}}, \quad (5)$$

де  $\varepsilon_{cu3}$ ;  $\varepsilon_{s0}$  – знаходимо за *Додатком 5, табл 5 та Додатком 6, табл. 6*

$$\xi_{lim}(\xi_R) = \frac{0,0028}{0,0028 + 0,0026} = 0,52;$$

Коефіцієнт  $\alpha_m$  визначають за формулою (6):

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}; \quad (6)$$

де  $M$  – згинальний момент, визначений за (3, перша комбінація));

$f_{cd}$  – розрахункова міцність бетону на стиск ([1], *табл. 3.1, стор 20*), [11], або *Додаток 5, табл.5*)

$b$  – ширина перерізу, прийнято 1000 мм.;

$d$  – робоча висота перерізу, визначено за (4);

$$\alpha_m = \frac{0,223 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 1000 \cdot 13^2} = 0,062$$

Для визначення значень  $\xi$  та  $\zeta$  при  $\alpha_m = 0,062$ , використовують *Додаток 12, табл. 12.*

$\alpha_m = 0,062$ , тоді  $\xi = 0,11$   $0,08$ ,  $\zeta = 0,968$

Перевіряють умову (7)

$$\xi \leq \xi_{lim}(\xi_R), \quad (7)$$

для цього визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони:

---

\* -  $\xi_{lim}$  позначення граничного значення відносної висоти стиснутої зони відповідно до Eurocod 2 [8];

$\xi_R$  - позначення граничного значення відносної висоти стиснутої зони, відповідно до [1, 2].

$$\xi = 0,08 < \xi_{lim}(\xi_R) = 0,52$$

$$\xi = 0,08 < \xi_{opt} = 0,2;$$

де  $\xi_{opt} = 0,2$  – максимальне значення рекомендованої оптимальної висоти стиснутої зони бетону для плити.

При  $\xi = 0,08 < \xi_{lim}(\xi_R) = 0,52$ , руйнування відбувається за рахунок текучості арматури, тобто має місце варіант пластичного руйнування.

Визначаємо необхідну площу перерізу арматури (8):

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot d \cdot \zeta'} \quad (8)$$

де  $M$  – згинальний момент, визначений за (3);

$f_{yd}$  – розрахунковий опір арматури [2], *табл 3.4., стор 9*], або *Додаток 6, табл 6*;

$d$  – робоча висота перерізу, визначено за (4)

$\zeta$  – плече внутрішньої пари сил, отримано за значенням  $\alpha_m$ .

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot d \cdot \zeta} = \frac{0,223 \cdot 10^6}{435 \cdot 13 \cdot 0,968} = 40,74 \text{ мм}^2.$$

Коефіцієнт армування:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{40,74}{1000 \cdot 13} = 0,003 > \rho_{min} = 0,0005.$$

За сортаментом (*Додаток 13, табл. 13*), приймаємо арматуру **Ø3 B500 з кроком 200 мм**,

$$A_{s02} = 42 \text{ мм}^2 > A_s = 40,74 \text{ мм}^2.$$

### **Арматура спрямована впоперек плити покриття**

Робоча висота перерізу плити з врахуванням діаметра арматури 3 мм., за (4):

$$d = \frac{30}{2} - \frac{3}{2} = 13,5 \text{ мм.}$$

За (6), прийнявши момент  $M_2=0,4 \cdot 0,223=0,089$  кНм,

$$\alpha_m = \frac{0,089 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 1000 \cdot 13,5^2} = 0,025$$

Для визначення значень  $\xi$  та  $\zeta$  при  $\alpha_m = 0,025$ , використовують Додаток 12, табл. 12.

$$\alpha_m = 0,025, \text{ тоді } \xi = 0,03, \zeta = 0,987$$

Вочевидь умова (7) виконується,  $\xi \leq \xi_{lim}(\xi_R)$ .

При  $\alpha_m = 0,025$   $\zeta = 0,987$ .

Площу арматури визначаємо за (8),

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot d \cdot \zeta} = \frac{0,089 \cdot 10^6}{435 \cdot 13,5 \cdot 0,987} = 15,35 \text{ мм}^2.$$

Оскільки арматура спрямована впоперек плити виконує роль розподільчої, її діаметр приймаємо конструктивно  $\emptyset 3$  мм. з кроком 200 мм.

Тоді для армування плити приймаємо сітку:

$$C_1 \frac{\emptyset 3 B 500 - 200}{\emptyset 3 B 500 - 200} 2900 \times 11900.$$

## 2.4. Розрахунковий прольот, навантаження та зусилля поперечному ребрі

Поперечні ребра плити розраховують з метою забезпечення їхньої міцності, жорсткості та стійкості під впливом зовнішніх навантажень. Вони відіграють важливу роль у загальній конструкції, сприяючи підвищенню жорсткості плити, сприймають сили зсуву та згинальні моменти.

Розглянуто розрахунок середнього поперечного ребра, як найбільш завантаженого, оскільки армування середнього поперечного ребра відрізняється від інших лише довжиною поперечних стержнів.

Розрахункова схема (рис. 3) представлена у вигляді балки, що вільно спирається на дві опори. Трапецієподібна форма епюри пояснюється обпиранням плити на ребра, розташовані по її контуру.

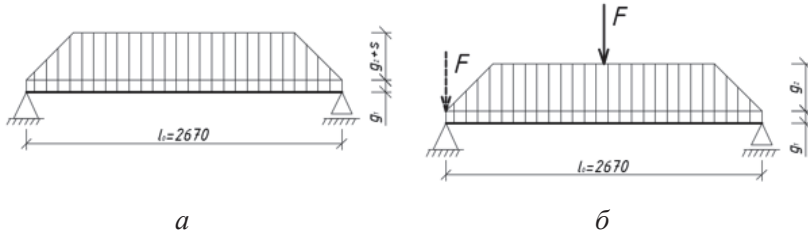


Рис. 3. Розрахункові схеми:

- a* - від постійного та снігового навантаження;
- б* - від постійного та зосередженого навантажень

Розрахунковий прольот приймають рівним відстані в світу між повздовжніми ребрами (рис. 3):

$$l_0 = l_{02} = 2670 \text{ мм};$$

Розрахункові навантаження на ребро складаються із навантаження від власної ваги ребра і навантаження на плиту, зібраного з ширини  $l_{01} = 990 \text{ мм}$ :

-  $g_1$  - вага 1 м. поперечного ребра:

$$g_1 = \left( \frac{b_1 + b_2}{2} \right) \cdot (h_1 - h'_f) \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fm}, \quad (9)$$

$$g_1 = \left( \frac{0,06 + 0,09}{2} \right) \cdot (0,15 - 0,03) \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 1,05 \\ = 0,24 \text{ кН/м};$$

-  $g_2$  - навантаження від плити та покрівлі:

$$g = 3,22 \text{ кН/м (визначено за (1))} \quad (10)$$

$$g_2 = 3,22 \cdot 0,99 = 3,19 \text{ кН/м};$$

- розрахункове снігове навантаження:

$$S = l_{01} \cdot g \quad (11)$$

де

$$g = 1,86 \text{ кН/м}^2, \text{ (див. табл. 1, п. 2.1)}$$

$$S = 0,99 \cdot 1,86 = 1,84 \text{ кН/м};$$

Визначення зусиль всередині ребра від розрахункових комбінацій:

1. Зусилля від розрахункових постійного і снігового навантаження:

- максимальний розрахунковий момент посередині ребра (рис.

3, а)

$$M = \frac{(g_1 + g_2 + S) \cdot l_0^2}{8} - \frac{(g_2 + S) \cdot l_{02}^2}{24}; \quad (12)$$

$$M = \frac{(0,24 + 3,19 + 1,84) \cdot 2,67^2}{8} - \frac{(3,19 + 1,84) \cdot 0,99^2}{24}$$

$$= 4,49 \text{ кНм}$$

- максимальна поперечна сила

$$Q = \frac{(g_1 + g_2 + S) \cdot l_0}{2} - \frac{(g_2 + S) \cdot l_{02}}{4} = \quad (13)$$

$$= \frac{(0,24 + 3,19 + 1,84) \cdot 2,67}{2} - \frac{(3,19 + 1,84) \cdot 0,99}{4}$$

$$= 5,79 \text{ кН.}$$

2. Зусилля від постійного і зосередженого навантажень:

- згинальний момент від зосередженої сили з врахуванням часткового защемлення ребра (рис.3, б):

$$M = \frac{(g_1 + g_2) \cdot l_0^2}{8} - \frac{(g_2) \cdot l_{02}^2}{24} + \frac{F \cdot l_0}{5} = \quad (14)$$

$F$  – прийнято за табл.1 п.2.2

$$M = \frac{(0,24+3,19) \cdot 2,67^2}{8} - \frac{(3,19) \cdot 0,99^2}{24} + \frac{1,26 \cdot 2,67}{5} = 3,6 \text{ кНм}$$

- поперечна сила, з врахуванням зосередженого навантаження,

яке розташоване на опорі

$$Q = \frac{(g_1 + g_2) \cdot l_0}{2} - \frac{g_2 \cdot l_{02}}{4} + F = \quad (15)$$

$$= \frac{(0,24 + 3,19) \cdot 2,67}{2} - \frac{3,19 \cdot 0,99}{4} + 1,26 = 5,05 \text{ кН.}$$

## 2.5. Розрахунок міцності нормальних перерізів поперечного ребра

Проектування залізобетонних конструкцій передбачає підбір арматури відповідно до розрахункових навантажень, конструктивних вимог та положень нормативних документів [1, 2].

Основне навантаження сприймають ребра плити, оскільки вони забезпечують жорсткість конструкції та перерозподіл зусиль

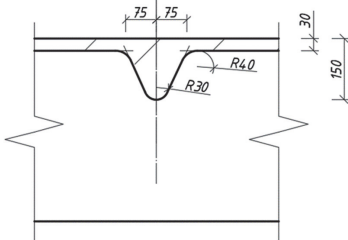


Рис. 4. До визначення ширини полички

Згідно з принципами конструювання залізобетонних елементів, поздовжню арматуру розташовують в розтягнутій зоні перерізу – у нижній частині ребер.

Підбір поздовжньої арматури виконують відповідно до положень [1,2] та використовують комбінацію 1. Поперечне ребро  $h_1=150$  мм, працює в стиснутій зоні разом з ділянкою плити товщиною  $h'_f=30$  мм.

Розрахункова ширина полички таврового перерізу [1, п.5.3.2., стор.37]:

$$b_{eff} = b_w + 2 \cdot b_{eff,1} \quad (16)$$

де: 
$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0; \quad (17)$$

$$b_1 = \frac{l_1 - b_w}{2} = \frac{990 - 150}{2} = 420 \text{ мм};$$

тоді перевіряємо умову (17):

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 420 + 0,1 \cdot 2670 = 351 \text{ мм};$$

$$0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 2670 = 534 \text{ мм},$$

Перевіряємо умову (17)

$$150 + 2 \cdot 351 \text{ мм.} < 534 \text{ мм.}$$

Умова (17) не виконується, приймаємо:  $b_{eff,1} = 351 \text{ мм}$ , тоді

$$b_{eff} = 150 + 2 \cdot 351 = 852 \text{ мм.}$$

За розрахунком приймаємо ширину полицки таврового перерізу плити  $b_{eff} = 852 \text{ мм}$ .

Для армування ребра плити покриття прийнято арматуру класу **A400 С** (у відповідності до завдання на курсову роботу).

Робочу висоту ребра визначають з урахуванням попередньо передбаченого діаметра арматури ( $\emptyset 12 \text{ мм}$ ):

$$d = h - \left( a + \frac{\emptyset}{2} \right) \quad (18)$$

де  $a = 15 \text{ мм}$  – захисний шар бетону.

$$d = 150 - \left( 15 + \frac{12}{2} \right) = 129 \text{ мм},$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_{lim}(\xi_R) = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s0}} = \frac{2,8}{2,8 + 1,8} = 0,61.$$

Для визначення алгоритму розрахунку двотаврового перерізу необхідно попередньо визначити висоту прямокутної епюри напружень стиску у бетоні, враховуючи умову, що згинальний

момент ( $M$ ) не перевищує граничного значення моменту ( $M_f$ ), яке сприймає стиснута зона бетону.

Перевіряємо умову:

$$M \leq M_f \quad (19)$$

де 
$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$$

$$\begin{aligned} M_f &= 852 \cdot 30 \cdot 19,5 \cdot (129 - 0,5 \cdot 30) = 56,82 \cdot 10^6 \text{ Нмм} \\ &= 56,82 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

З (12)  $M = 4,49 \text{ кНм}$ , тоді умова (19)  $M \leq M_f$  виконується,

$$M = 4,49 \text{ кНм} \leq M_f = 56,82 \text{ кНм},$$

тобто нейтральна вісь знаходиться в межах полочки та розрахунковий переріз – прямокутний, з шириною  $b_{eff} = 852 \text{ мм}$ .

Для визначення необхідної площі робочої арматури визначаємо величину:

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2}; \quad (20) \\ \alpha_m &= \frac{4,49 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 852 \cdot 129^2} = 0,016, \end{aligned}$$

згідно з *Додатком 12, табл. 12*, знаходимо відповідні значення  $\xi$  та  $\zeta$  при  $\alpha_m = 0,016$ ,  $\xi = 0,02$ ;  $\zeta = 0,992$

Перевіримо варіант руйнування перерізу за умови:

$$\begin{aligned} \xi &< \xi_{lim}(\xi_R); \quad (21) \\ \xi &= 0,02 < \xi_{lim}(\xi_R) = 0,61; \end{aligned}$$

умова (21) виконується, відповідно до [1, 2] руйнування починається з розтягнутої арматури.

Необхідна площа перерізу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d}; \quad (21)$$

$$A_s = \frac{4,49 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,992 \cdot 129} = 96,1 \text{ мм}^2$$

Коефіцієнт армування визначають при

$$b = (150 + 60)/2 = 105 \text{ мм:}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{96,1}{105 \cdot 129} = 0,0071 \geq \rho_{min} = 0,0005$$

За сортаментом (*Додаток 13, табл. 13*), остаточно приймаємо арматуру в нижній зоні ребра  $\emptyset 12$  A400 C ( $A_{s1} = 113,1 \text{ мм}^2$ )

$$A_{s1} = 113,1 \text{ мм}^2 > A_s = 96,1 \text{ мм}^2,$$

Тоді уточнюємо робочу висоту перерізу при прийнятій арматурі  $\emptyset 12$  A400 C

$$d = h - a = 150 - \left(15 + \frac{12}{2}\right) = 129 \text{ мм.}$$

## 2.6. Розрахунок похилих перерізів поперечного ребра

Максимальна перерізуюча сила на опорі визначена за (15),  $V_{Ed} (Q) = 5,05 \text{ кН}$ ,  $h = 150 \text{ мм}$ ,  $d = 129 \text{ мм}$ ,  $b_w = 105 \text{ мм}$ ,  $\gamma_c = 1,3$ .

1. Відповідно до [18], або *Додатку 11, табл. 11*, для прийнятого класу бетону C30/35  $C_{Rd,c} = 0,34$ , або мінімальне розрахункове значення  $C_{Rd,c}$  приймають

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,14;$$

$$2. k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{129}} = 2,25 > 2,0,$$

приймаємо  $k = 2$ ;

3. Відсоток армування поздовжньої арматури  $\rho_1$ :

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{113,1}{105 \cdot 129} = 0,0084 < 0,02;$$

4. Якщо  $N_{Ed} = 0$ , то  $\sigma_{cp} = 0$ .

5. Несуча здатність неармованого перерізу. Визначають розрахункове значення поперечної сили, яку сприймає похилий переріз без поперечного армування [1], *н.б.2.1.5, стор.45*]:

$$\begin{aligned} V_{Rd.c} &= \left[ C_{Rd.c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d = & (22) \\ &= \left[ 0,14 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0084 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 60 \cdot 129 \\ &= 6\,687,36 \text{ Н} = 6,69 \text{ кН} \end{aligned}$$

6. Оскільки,  $V_{Rd.c} = 6,69 \text{ кН} > V_{Ed} = 5,05 \text{ кН}$ , поперечну арматуру встановлюють конструктивно.

7. Приймаємо: поперечні стержні із дроту діаметром  $\emptyset 5$  В500 з кроком  $s = 100 \text{ мм}$   $A_{sw} = 19,6 \text{ мм}^2$

8. Перевіримо відсоток армування поперечної арматури:

$$\rho_1 = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{19,6}{60 \cdot 100} = 0,0032. \quad (23)$$

9. Мінімальний відсоток армування поперечної арматури:

$$\rho_{min} = \frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = \frac{(0,08\sqrt{25,5})}{500} = 0,0008 \quad (24)$$

$$\rho_1 = 0,0032 > \rho_{min} = 0,0008. \quad (25)$$

## 2.7. Розрахунок поздовжніх ребер. Розрахунковий прольот, навантаження та зусилля

Для забезпечення надійності, жорсткості та стійкості під впливом експлуатаційних навантажень виконують розрахунок поздовжніх ребер ребристої залізобетонної плити покриття. Поздовжні ребра сприймають згинальні моменти і поперечні сили, що виникають через під дію постійних і змінних навантажень, включаючи власну вагу конструкції, снігові навантаження, вагу обладнання та динамічні впливи.

Розрахунковий прольот ребра (рис.5):

$$l_0 = 11960 - 2 \cdot 75 = 11810 \text{ мм},$$

де 75 мм – відстань від осі балки до точки, де прикладена реакція плити.

### 2.7.1. Розрахункова схема

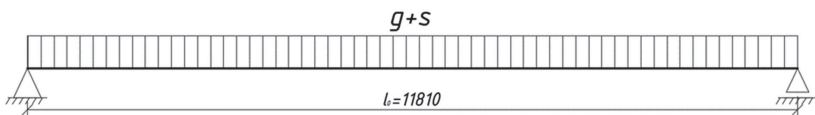


Рис. 5. Розрахункова схема поздовжнього ребра

Розрахункова схема поздовжнього ребра (рис.5) являє собою балку, що вільно лежить на двох опорах, з урахуванням її сумісної роботи з полицькою плити, яка забезпечує сприйняття та перерозподіл навантажень, що діють на конструкцію.

Загальний вигляд збірної залізобетонної ребристої плити наведено на рис. 6.

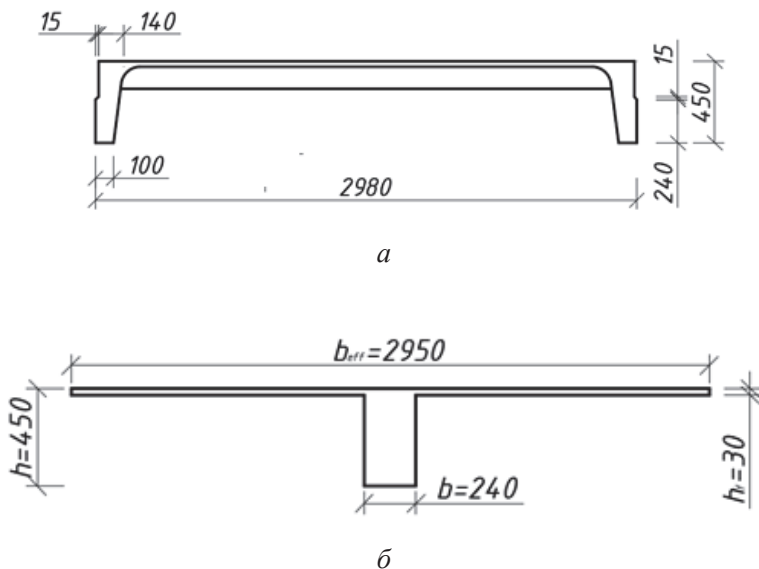


Рис. 6. Ребриста плита:

*a* - розріз; *б* - розрахунковий еквівалентний переріз

Поздовжні ребра плити забезпечують несучу здатність та жорсткість у поздовжньому напрямку. Сприймають основну частину навантажень, що діють на плиту, і передають їх на опорні конструкції.

При зборі навантажень на 1 м.п. поздовжніх ребер необхідно враховувати як рівномірно розподілені навантаження (власна вага плити, вагу ізоляційного шару), так і зосереджені впливи, які можуть виникати через специфіку експлуатації конструкції [5], *п. 4.11-4.13, стор. 6, 7*].

Збір навантаження на 1 м.п. поздовжніх ребер плити з номінальною шириною 3 м. виконано на основі даних табл. 1. та зведено в табл. 2.

Таблиця 2

Збір навантажень на 1 м.п. поздовжніх ребер плити

Навантаження	Величина навантаження, кН/мп	
	Розрахункове навантаження	Розрахункове навантаження
<b><u>Постійне</u></b>		
Плита покриття з бетоном замонолічування:	$1,177 \cdot 3,0 = 3,53$	$1,36 \cdot 3,0 = 4,08$
Ізоляційний шар:	$1,73 \cdot 3,0 = 5,19$	$2,37 \cdot 3,0 = 7,11$
<b>Разом постійне:</b>	$g_e = 8,72$	$g = 11,19$
<b><u>Тимчасове (короткочасне)</u></b>		
Снігове навантаження: (по завданню в залежності від району будівництва)	$S_e = 1,55 \cdot 3,0 = 4,65$	$S = 1,86 \cdot 3,0 = 5,58$
<b>Повне</b>	$q_e = 13,37$	$q = 16,77$

### 2.7.2. Визначення зусиль в поздовжніх ребрах

Зусилля в поздовжніх ребрах:

- від граничного навантаження:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{16,77 \cdot 11,81^2}{8} = 292,4 \text{ кН} \cdot \text{м/м}; \quad (26)$$

$$Q_{Ed} = V_{Ed} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{16,77 \cdot 11,81}{2} = 99,0 \text{ кН} \quad (27)$$

- від повного експлуатаційного навантаження:

$$M = \frac{q_e \cdot l_0^2}{8} = \frac{13,37 \cdot 11,81^2}{8} = 233 \text{ кН} \cdot \text{м/м}; \quad (28)$$

$$Q = \frac{q_e \cdot l_0}{2} = \frac{13,37 \cdot 11,81}{2} = 78,94 \text{ кН} \quad (29)$$

- від постійного експлуатаційного навантаження:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{8,72 \cdot 11,81^2}{8} = 152 \text{ кН} \cdot \text{м/м}; \quad (30)$$

$$Q = \frac{g \cdot l_0}{2} = \frac{8,72 \cdot 11,81}{2} = 51,5 \text{ кН} \quad (31)$$

### 2.7.3 Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер за міцністю

Для розрахунку нормальних перерізів поздовжніх ребер за міцністю необхідно враховувати основні принципи проектування залізобетонних конструкцій, згідно з діючими нормативними документами [1,2,8,9].

У даному прикладі для армування ребер прийнято арматуру класу А800С, яка дозволяє ефективно сприймати розтягуючі зусилля. Діаметр арматури Ø25 мм передбачено з урахуванням необхідної несучої здатності.

Робоча висота перерізу ребра  $d$  визначається як відстань від стиснутої грані бетону до центру тяжіння розтягнутої арматури, з урахуванням попередньо прийнятої арматури Ø25 мм:

$$d = h - a \quad (32)$$

де  $a = c + \frac{\emptyset}{2}$ ,

$c$  – товщина захисного шару бетону, приймають відповідно до вимог [1, п.4.4, стор. 34];

$\emptyset$  – діаметр арматури.

$$d = 450 - \left( 25 + \frac{25}{2} \right) = 413 \text{ мм}$$

Міцність нормального перерізу поздовжнього ребра забезпечується за рахунок відповідних геометричних параметрів перерізу та правильно підібраної площі арматури.

Поперечний переріз плити зводимо до таврової форми. Розрахункова ширина полицки таврового перерізу (рис. 6, б):

$$b_{eff} = b_w + 2 \cdot b_{eff,1}, \quad (33)$$

де:  $b_w = 240$  мм;

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0; \quad (34)$$

$$b_1 = \frac{l_1 - b_w}{2} = \frac{2950 - 240}{2} = 1355 \text{ мм};$$

тоді перевіряємо умову (34):

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0;$$

$$\begin{aligned} b_{eff,1} &= 0,2 \cdot 1355 + 0,1 \cdot 11810 = 1452 \text{ мм} < 0,2 \cdot 11810 \\ &= 2362 \text{ мм}, \end{aligned}$$

Приймаємо: при  $b_{eff,1} = 1452$  мм, тоді

$$b_{eff} = 240 + 2 \cdot 1452 = 3144 \text{ мм}.$$

Тому що розрахункова ширина полицки більша фактичної, для подальших розрахунків приймаємо ширину полицки таврового перерізу плити  $b_{eff} = 3144$  мм.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_{lim}(\xi_R) = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{p0}}; \quad (35)$$

$\varepsilon_{cu3}$  знаходимо за Додатком 5, табл. 5, або [1], табл. 3.1, стор. 20], залежно від класу бетону.

Відносні деформації видовження в арматурі  $\varepsilon_{s0}$  визначають за [2], п. 3.2.2.8, (3.19), стор.11] в залежності від заданого класу попередньо напруженої арматури.

$$\varepsilon_{p0}(\varepsilon_{s0}) = \frac{f_{pd}}{E_p} \quad (36)$$

Розрахункове значення опору розтягу арматури класу А800С:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{765}{1,2} = 637,5 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт надійності для арматури  $\gamma_s$ , приймають згідно з [1], *н.2.4.1, табл. 2.1, стор. 17*; [2], *н. 3.2.2.11, стор.11*).

За (36) визначають значення  $\varepsilon_{p0}$

$$\varepsilon_{p0}(\varepsilon_{s0}) = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{637,5}{190000} = 0,00335 = 3,4 \text{ ‰}$$

тоді за (35)

$$\xi_{lim} = \frac{2,8}{2,8 + 3,4} = 0,452.$$

Відповідно до чинних нормативних документів [1, 2], для оцінки несучої здатності поздовжніх ребер збірної залізобетонної ребристої плити покриття необхідно перевірити виконання умови міцності на згин. Необхідно порівняти розрахунковий згинальний момент  $M_{Ed}$  із граничним моментом несучої здатності  $M_f$ .

Умовою забезпечення міцності конструкції є перевірка умови:

$$M_{Ed} \leq M_f \quad (37)$$

Граничний момент несучої здатності бетонного перерізу з арматурою визначається за формулою:

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 \cdot h_f), \quad (38)$$

$$\begin{aligned}
 M_f &= 3144 \cdot 30 \cdot 19,5 \cdot (413 - 0,5 \cdot 30) = \\
 &= 731,82 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 731,82 \text{ кНм}.
 \end{aligned}$$

Оскільки значення моменту  $M_{Ed} = 292,4 \text{ кНм}$  (обраховано за (26)) не перевищує граничного моменту несучої здатності  $M_f = 731,82 \text{ кНм}$ . (обраховано за (38)), умова (37) виконується, тобто:

$$M_{Ed} = 292,4 < M_f = 731,82,$$

Отже, розрахунковий переріз – прямокутний, ефективна ширина перерізу  $b_{eff} = 3144 \text{ мм}$ .

### 2.7.3. Визначення площі перерізу попередньо напруженої арматури

Площу перерізу робочої арматури визначають при дії  $M_{Ed} = 292,4 \text{ кНм}$ .

Робоча висота перерізу обрахована за (32),  $d = 413 \text{ мм}$ .

Величина параметра  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} \quad (39)$$

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{292,4 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 3144 \cdot 413^2} = 0,03$$

при  $\alpha_m = 0,03$  за Додатком 12, табл. 12  $\xi = 0,04$ ;  $\zeta = 0,984$

Перевіряють варіант можливого руйнування, при граничній висоті стиснутої зони  $\xi_{lim} = 0,516$ .

Умова  $\xi = 0,04 < \xi_{lim}(\xi_R) = 0,452$  виконується, руйнування перерізу відбувається за межею міцності розтягнутої арматури.

Таким чином, необхідна площа перерізу поздовжньої попередньо напруженої арматури:

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot \zeta \cdot d} \quad (41)$$

$$A_p = \frac{292,4 \cdot 10^6}{637,5 \cdot 0,984 \cdot 413} = 1128,7 \text{ мм}^2$$

**Приймаємо для армування поздовжніх ребер 2Ø28 A800 (по одному стержню в кожному ребрі),**

$$A_p = 1232 \text{ мм}^2 > A_p = 1116,5 \text{ мм}^2$$

Для визначення коефіцієнта армування необхідно обчислити розрахункову сумарну ширину двох ребер (рис.1):

$$b = 2 \cdot \frac{100 + 140}{2} = 240 \text{ мм.}$$

Коефіцієнт армування при  $b = 240$  мм:

$$\rho = \frac{A_p}{b \cdot d} = \frac{1232}{240 \cdot 413} = 0,0124 \geq \rho_{min} = 0,0005.$$

#### **2.7.4. Геометричні характеристики поперечного перерізу плити**

Переріз плити приведено до еквівалентного таврового перерізу (рис.6, б).

Геометричні характеристики приведенного перерізу визначаєм за алгоритмом:

- визначення площі перерізу бетону;
- визначення площі всієї поздовжньої арматури;
- визначення співвідношення площі бетону до площі всієї розтягнутої арматури;
- визначення площі приведенного перерізу;

- визначення статичного моменту приведенного перерізу відносно нижньої грані плити;
- визначення відстані від центру тяжіння приведенного перерізу до нижньої грані плити;
- визначення моменту інерції приведенного перерізу відносно центру тяжіння;
- визначення моменту опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна;
- визначення моменту опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна з врахуванням непружних деформацій бетону;
- визначення моменту опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна;
- визначення моменту опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна з врахуванням непружних деформацій бетону і полицею в розтягнутій зоні.

Площа перерізу бетону:

$$A = \sum A_i = b_f \cdot h_f + b \cdot (h - h_f), \quad (42)$$

$$A = 2950 \cdot 30 + 240 \cdot (450 - 30) = 189300 \text{ мм}^2.$$

Площа перерізу всієї поздовжньої арматури:

$$\sum A_s = A_p + A_s + A'_s \quad (43)$$

де - поздовжня арматура каркасів двох поздовжніх ребер плити покриття - 2Ø28A800 ( $A_p = 1232 \text{ мм}^2$ ); Ø 12 A400 С ( $A_{s1}^T = 113,1 \text{ мм}^2$ ); - поздовжня арматура плити панелі – 20Ø3B500 ( $A'_s = 142 \text{ мм}^2$ )

$$\begin{aligned}\sum A_s &= A_{sp} + A_s + A'_s = 1232 + 113,1 + 142 \\ &= 1487,1 \text{ мм}^2\end{aligned}$$

Оскільки,  
 $0,008 \cdot A = 0,008 \cdot 189300 = 1514,4 \text{ мм}^2 > \sum A_s = 1487,1 \text{ мм}^2$ ,  
геометричні характеристики приведенного перерізу плити покриття визначаємо без врахування повздовжньої арматури.

Площа приведенного перерізу панелі:

$$A_{red} = A = 189300 \text{ мм}^2.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані плити:

$$\begin{aligned}S_{red,00} &= b_f \cdot h_f \cdot \left( h - \frac{h_f}{2} \right) + b \cdot \frac{(h - h_f)^2}{2}, \quad (44) \\ S_{red,00} &= 2950 \cdot 30 \cdot \left( 450 - \frac{30}{2} \right) + 240 \cdot \frac{(450 - 30)^2}{2} \\ &= 59665500 \text{ мм}^3.\end{aligned}$$

Відстань від центру тяжіння приведенного перерізу до нижньої грані:

$$\begin{aligned}y_0 &= \frac{S_{red,00}}{A_{red}}, \quad (45) \\ y_0 &= \frac{S_{red,00}}{A_{red}} = \frac{59665500}{189300} = 315,19 \text{ мм}.\end{aligned}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центра тяжіння:

$$\begin{aligned}
I_{red} &= \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + b_f \cdot h_f \cdot \left( h - y_0 - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot (h - h_f)^3}{12} + \\
&\quad + b \cdot (h - h_f) \cdot \left( y_0 - \frac{(h - h_f)}{2} \right)^2, \\
I_{red} &= \frac{2950 \cdot 30^3}{12} + 2950 \cdot 30 \cdot \left( 450 - 315,19 - \frac{30}{2} \right)^2 \\
&\quad + \frac{240 \cdot (450 - 30)^3}{12} + \\
&\quad + 240 \cdot (450 - 30) \cdot \left( 315,19 - \frac{(450 - 30)}{2} \right)^2 = \\
&= 3874110654 \text{ мм}^4.
\end{aligned} \tag{46}$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна:

$$\begin{aligned}
W_{red} &= \frac{I_{red}}{y_0}, \\
W_{red} &= \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{3874110654}{315,19} = 12290000.
\end{aligned} \tag{47}$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна з врахуванням непружних деформацій бетону:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red}, \tag{48}$$

де  $\gamma = 1,75$ ;

$$W_{pl} = 1,75 \cdot 12290000 = 21507500 \text{ мм}^3.$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} \tag{49}$$

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{3874110654}{450 - 315,19} = 28\,737\,000 \text{ мм}^3$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна з врахуванням непружних деформацій бетону і полицею в розтягнутій зоні ( $b_f = 2980$  мм) з врахуванням коефіцієнту  $\gamma = 1,5$ :

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} \quad (50)$$

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 28\,737\,000 = 43105500 \text{ мм}^3$$

## 2.8. Визначення втрат попереднього напруження

Призначають величину початкового напруження  $\sigma_{p,max}$  із врахуванням наступного [2], п.3.3, стор.13, [11, 17]:

$$0,3 \cdot f_{p0,1k} \leq \sigma_{p,max} \leq 0,8 \cdot f_{pk} (0,9 \cdot f_{p0,1k})$$

Відповідно до Додатку 7, табл.7, визначають характеристики попередньо напруженої арматури класу А800:

$$f_{pk} = 840 \text{ МПа}; f_{p0,1k} = 765 \text{ МПа.}$$

Приймають значення максимального напруження, прикладеного до попередньо напруженої арматури, менші з двох значень за [2], п.3.3.2.1, стор.13],:

$$\sigma_{p,max} \leq 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 840 = 672 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{p,max} \leq 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 765 = 688,5 \text{ МПа}$$

Приймають для розрахунку  $\sigma_{p,max} = 600$  МПа.

Перевіряємо умову:

$$\sigma_{p,max} = 600 \text{ МПа} < 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 840 = 672 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} = 600 \text{ МПа} < 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 765 = 688,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} = 600 \text{ МПа} > 0,3 \cdot f_{p0,1k} = 0,3 \cdot 765 = 229,5 \text{ МПа};$$

Силу попереднього напруження, яке прикладено до арматури  $P_{max}$  визначають за [2], *п.3.3.2.1, (3.23), стор.13*]:

$$P_{max} = \sigma_{p,max} \cdot A_p \quad (51)$$

$$P_{max} = 600 \cdot 10^6 \cdot 1232 \cdot 10^{-6} = 7,39 \cdot 10^5 \text{ Н} = 739 \text{ кН.}$$

Визначення втрат попереднього напруження виконують згідно з положеннями [2, 11,17]

### **2.8.1 Миттєві (технологічні) втрати, [2], *п.3.3.5., стор. 14***

Втрати від релаксації напружень в арматурі [2], *п.3.3.5.2, стор. 14, [11, 17]*:

-при механічному натягу для арматури класу А800С:

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot \sigma_{p,max} - 20) \cdot A_p, \quad (52)$$

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot 600 - 20) \cdot 1232 = 49,28 \text{ кН.}$$

Втрати від температурного перепаду при виготовленні збірних конструкцій [2, *п. 3.3.5.3, стор.15, 11, 17*]:

$$\Delta P_{\Delta t} = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_c \cdot (T_{max} - T_0), \quad (53)$$

де  $A_p$  – площа попередньо напруженої арматури,  $A_p = 1232 \text{ мм}^2$ ;  
 $E_p$  – модуль пружності напруженої арматури,  $E_p = 190000 \text{ МПа}$ ;  
 $\alpha_c$  – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону,  $\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5}$

$(T_{max} - T_0)$  – різниця між максимальною і початковою температурами в бетоні, рекомендовано «за відсутністю точних даних щодо перепаду температур...» [2, *п. 3.3.5.3, стор.15*],  $(T_{max} - T_0) = 65^\circ\text{C}$ .

$$\Delta P_{\Delta t} = 0,5 \cdot 1232 \cdot 0,19 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 76,08 \text{ кН.}$$

Втрати від деформації сталевोї форми при неодноточасному натягу стержнів [2], н. 3.3.5.4, стор.15, [11, 17]:

$$\Delta P_3 = 30 \text{ МПа} \cdot A_p \quad (54)$$

за відсутності даних, щодо конструкції форми та технології виготовлення рекомендовано приймати  $\frac{\Delta P_3}{A_p} = 30 \text{ МПа}$

$$\Delta P_3 = 30 \text{ МПа} \cdot A_p = 30 \cdot 1232 = 36,96 \text{ кН.}$$

Втрати, викликані пружною (миттєвою) деформацією бетону при натягу на упори [17]:

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot \rho_p \cdot \left( 1 + \frac{e_{0p}^2 \cdot A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0,c}; \quad (55)$$

де:

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{1232}{189300} = 0,0065;$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{190000}{34500} = 5,51;$$

$$P_{0,c} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} - \Delta P_3,$$

$$P_{0,c} = 739 - 49,28 - 76,08 - 36,96 = 576,68 \text{ кН};$$

тоді:

$$\Delta P_{el} = 5,51 \cdot 0,0065 \cdot \left( 1 + \frac{(315,19 - 32,5)^2 \cdot 189300}{3874110654} \right) \cdot 576,68 = 101,3 \text{ кН}$$

Величина початкової сили напруження арматури  $P_{m,0}$  на момент часу  $t = t_0$ , прикладеної до бетону одразу після натягу не повинна перевищувати величини:

$$P_{m,0} = \sigma_{p,max} \cdot A_p \leq 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_p \quad (56)$$

або

$$P_{m,0} = \sigma_{p,max} \cdot A_p \leq 0,85 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p; \quad (57)$$

де

$$P_{m,0} = P_{0,c} - \Delta P_{el} = 576,68 - 101,3 = 475,38 \text{кН.}$$

Перевіряють умови (56) та (57):

$$\begin{aligned} P_{m,0} &= 475,38 \text{ кН} < 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_p = 0,75 \cdot 840 \cdot 1232 \\ &= 776,16 \text{кН}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{m,0} &= 475,38 \text{ кН} < 0,85 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p = 0,85 \cdot 765 \cdot 1232 \\ &= 801,11 \text{кН}; \end{aligned}$$

Отже, умови (56) та (57) виконуються

## 2.8.2. Залежні від часу втрати (експлуатаційні втрати)

[2], н.3.3.6., стор.16]

Залежні від часу втрати попереднього напруження, викликані повзучістю і усадкою бетону, а також довготривалою релаксацією напружень в арматурі [2], н.3.3.6.2, стор.16, [17]:

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_{sp}, \quad (58)$$

де:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{p,c+s+r} &= \\ &= A_c \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_{0p}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}, \end{aligned}$$

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$  – втрати попереднього напруження, викликані повзучістю, усадкою та релаксацією в момент часу  $t$ .

Обраховуємо коефіцієнти:

- очікувані відносні деформації усадки бетону в момент часу  $t \geq 100$  діб.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (59)$$

де  $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0}$  - деформації усадки при висиханні [2], н. 3.1.3.8.,

стор.6]. Визначають за [2], *табл. 3.2, стор.7]*  
 або за *Додатком 5, табл. 5)*, тоді при відносній  
 вологості 40%,  $\varepsilon_{cd} = -5,3 \cdot 10^{-4}$ ;

$\varepsilon_{ca}$  – деформації внутрішньої усадки [2], *п. 3.1.3.8., стор.6]*  
 визначають за (60).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (60)$$

де

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca\infty} &= -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \\ \varepsilon_{ca\infty} &= -2,5 \cdot (25,5 - 10) \cdot 10^{-6} = -3,875 \cdot 10^{-5} \\ \beta_{as} &= 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \\ \beta_{as} &= 1 - e^{-0,2 \cdot 100^{0,5}} = 0,865; \end{aligned}$$

За (60) визначають значення  $\varepsilon_{ca}(t)$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0,865 \cdot (-3,875 \cdot 10^{-5}) = -3,3519 \cdot 10^{-5}$$

Тоді за (59)

$$\varepsilon_{cs}(100) = -5,3 \cdot 10^{-4} - 3,3519 \cdot 10^{-5} = -5,64 \cdot 10^{-4}.$$

Граничний коефіцієнт повзучості  $\varphi_k(t, t_0)$  – за період часу від  $t_0$  до  $t$  дорівнює 100 діб. Приймають згідно з [2], *табл. 3.1, стор. 6]*  
 або *Додаток 8, табл. 8.*

$\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2,3$  (для класу бетону С 30/35, при відносній  
 вологості 40%), [2], *табл. 3.1, стор. 6]*;

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{max} \cdot e_{0p}}{I_c}, \quad (61)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{292,4 \cdot 10^6 \cdot (315,19 - 32,5)}{3874,1 \cdot 10^6} = 21,34 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} \cdot e_{0p}^2}{I_c}, \quad (62)$$

$$\sigma_{cp0} = \frac{475,38 \cdot 10^3}{189300} + \frac{475,42 \cdot 10^3 \cdot (315,19 - 32,5)^2}{3874,1 \cdot 10^6} = 12,32 \text{ Н/мм}^2;$$

де

$\Delta\sigma_{pr}$  – абсолютна величина зміни напружень в арматурі у розрахунковому перерізі, викликана релаксацією арматурної сталі.

Визначаємо відповідно до таблиць в залежності від рівня напружень  $\sigma_p/f_{pk}$  (див. *Додаток 9, табл. 9*).

Приймаємо:  $\sigma_p = \sigma_{gp0}$ , обраховують за (62)

$\sigma_{gp0}$  – напруження в арматурі, викликані натягом (з врахуванням миттєвих втрат у  $t = t_0$ ) і від дії постійних навантажень.

$$\sigma_{gp0} = \frac{P_{m,0}}{A_p} + \sigma_{cp} \quad (63)$$

$$\sigma_{gp0} = \frac{475,42 \cdot 10^3}{1232} + 21,34 = 407,14 \text{ МПа.}$$

При співвідношенні  $\sigma_p/f_{pk} = 407,14/840 = 0,48 \rightarrow 0,6$  для 3-го релаксаційного класу арматури, втрати початкового попереднього напруження складають 1,5%:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,015 \cdot 600 = 9 \text{ МПа.}$$

Оскільки  $\alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0}) < 0$ ,

$$\alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0}) = 5,51 \cdot 2,3 \cdot (-21,34 + 12,32) = -114,3 < 0,$$

тоді приймаємо рівним 0.

Тоді маємо:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_{0p}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (64)$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{5,64 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 9 + 0}{1 + 5,51 \cdot \frac{1232}{189300} \cdot \left(1 + \frac{189300}{3874,1 \cdot 10^6} (315,19 - 32,5)^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,3)}$$

=76,28 МПа

$$\Delta P_t(t) = \Delta\sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p \quad (65)$$

$$\Delta P_t(t) = 76,28 \cdot 1232 = 93,98 \text{ кН.}$$

Середнє значення зусилля попереднього обтиску  $P_{m,t}$  у момент часу  $t > t_0$  (з урахуванням всіх втрат) не повинно перевищувати значення встановлені нормами:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t); \quad (66)$$

$$P_{m,t} = 475,42 - 93,98 = 381,44 \text{ кН}$$

Перевіримо умову :

$$P_{m,t} \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p, \quad (67)$$

$$0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p = 0,65 \cdot 840 \cdot 1232 = 672,67 \text{ кН.}$$

$$P_{m,t} = 381,44 \text{ кН} \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p = 672,67 \text{ кН,}$$

умова (67) виконується.

## 2.9. Розрахунок похилих перерізів поздовжнього ребра

Вихідні дані:

- бетон класу C30/35 ( $f_{cd} = 19,5$  МПа,  $f_{ck,prism} = 25,5$  МПа);
- арматура класу A240C ( $f_{yd} = 225$  МПа;  $f_{ywd} = 170$  МПа);
- максимальна перерізуюча сила на опорі –  $V_{Ed} = 99$  кН, (обраховано за (27))
- осьова сила в перерізі  $N_{Ed} = P_{m,t} = 381,44$  кН; (обраховано за (66))
- розміри поперечного перерізу:  
 $h = 450$  мм;  $d = 413$  мм;  $b_w = 200$  мм., (рис.1):

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 413 = 371,7 \text{ мм};$$

Згідно з [1, 2, 17] визначасмо міцність бетону при зрізі (зсуві)

$$1. C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,14;$$

$$2. k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{413}} = 1,69 \leq 2,0;$$

$$3. \rho_1 = \frac{A_p}{b_w \cdot d} = \frac{1232}{200 \cdot 413} = 0,015 < 0,02 ;$$

$$4. \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} \cdot 10^3}{A_c} = \frac{381,44 \cdot 10^3}{189300} = 2,02 < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 19,5 = 3,9 \text{ МПа}$$

5. Розрахункову величину опору зсуву визначають за [2, н.4.6.2.1].

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d$$
$$V_{Rd,c} = \left[ 0,14 \cdot 1,69 \cdot (100 \cdot 0,015 \cdot 25,5)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 2,02 \right] \cdot 200$$
$$\cdot 413 = 90791 \text{ Н} = 90,8 \text{ кН.}$$

6. Оскільки,  $V_{Rd.c} = 90,8 \text{ кН} < V_{Ed} = 99 \text{ кН}$ , поперечну арматуру встановлюємо за розрахунком.

7. Зважаючи на те, що  $\sigma_{cp} = 2,02 < 0,25f_{cd} = 4,88 \text{ МПа}$ , то:

$$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd});$$

$$\alpha_{cw} = (1 + 2,02/19,5) = 1,11.$$

8. Коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві [2, п.4.6.2.7]:

$$v = 0,6 \left[ 1 - \left( \frac{f_{ck}}{250} \right) \right], \quad (68)$$

$$v = 0,6 \left[ 1 - \left( \frac{25,5}{250} \right) \right] = 0,539 < 0,6;$$

9. Визначаємо опір зсуву  $V_{Rd.max}$  при різних значеннях кута  $\theta$ :

- при  $\theta = 45^\circ$ :

$$V_{Rd.max1} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} \quad (69)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd.max1} &= \frac{1,11 \cdot 200 \cdot 371,7 \cdot 0,539 \cdot 19,5}{(1 + 1)} = \\ &= 433650 \text{ Н} = 433,6 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$V_{Rd.max1} = 433,6 \text{ кН} > V_{Ed} = 99 \text{ кН}.$$

- при  $\theta = 21,8^\circ$ :

$$V_{Rd.max2} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{(\cot 21,8^\circ + \tan 21,8^\circ)} \quad (70)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd.max2} &= \frac{1,11 \cdot 200 \cdot 371,7 \cdot 0,539 \cdot 19,5}{(2,5 + 0,4)} = \\ &= 299069 \text{ Н} = 299,1 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$V_{Rd.max2} = 299,1 \text{ кН} > V_{Ed} = 99 \text{ кН}.$$

11. Призначаємо діаметр поперечної арматури з дроту B500 діаметром 5 мм,  $n = 2$ .

$$12. A_{sw} = A_{sw,1} \cdot n,$$

де  $A_{sw,1}$  – площа одного стержня діаметром  $\phi_{wd}$ ;

$$A_{sw} = 19,6 \cdot 2 = 39,2 \text{ мм}^2.$$

13. Необхідний крок поперечних стержнів  $s$ :

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ}{V_{Ed}}; \quad (71)$$

$$s = \frac{39,2 \cdot 375,75 \cdot 300 \cdot 2,5}{99 \cdot 10^3} = 111,59 \text{ мм}$$

Призначаємо крок поперечних стержнів  $s = 100 \text{ мм}$ .

14. Перевіряємо умову мінімального армування:

$$\rho_1 \geq \rho_{min} \quad (72)$$

де  $\rho_1 = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{39,2}{240 \cdot 100} = 0,0016$ ;

$$\rho_{min} = \frac{(0,08 \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = \frac{(0,08 \sqrt{25,5})}{500} = 0,0008.$$

$$\rho_1 = 0,0016 \geq \rho_{min} = 0,0008.$$

Остаточню приймаємо  $2\phi 5 \text{ B500}$  з кроком  $s = 100 \text{ мм}$ .

## 2.11. Розрахунок плити з тріщинами

Нижче наведено варіант розрахунку плити покриття (визначення ширини розкриття тріщин і прогинів), в якій на стадії експлуатації виникають тріщини.

Основні передумови розрахунку плити покриття з тріщинами виконують відповідно до положень [1, п. 7.3, 7.4 стор. 49-50, 2, п.5.3, 5.4 стор. 58-65, 11, 15].

Приймаємо, що в перерізі діють зусилля:

-момент від повного навантаження при  $\gamma_f = 1$  (визначено за (28))

$$M_{\Sigma Ed} = 312,43 \text{ кНм};$$

-момент від постійного навантаження при  $\gamma_f = 1$ , визначено за (30).

$$M_{Ed} = 227,35 \text{ кНм} -$$

Момент тріщиноутворення визначаємо за формулою:

$$M_{w,ult} = f_{ctm} \cdot \gamma \cdot W_{red} + P_{m,t} \cdot (e_{op} + r) \quad (73)$$

Визначаємо основні компоненти формули:

- момент опору приведенного перерізу відносно розтягнутої грані

$W_{red}$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0}, \quad (73)$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{3874110654}{315,19} = 12,29 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

- відстань від центра ваги приведенного перерізу до нижньої ядрової точки:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (74)$$

$$r = \frac{12,29 \cdot 10^6}{189300} = 64,92 \text{ мм}.$$

Переріз таврового профілю з полочкою в стиснутій зоні, відповідно до [11, 15], або за додатком Д, *табл. 15*, визначаємо коефіцієнт  $\gamma = 1,3$ .

За (72) отримуємо:

$$\begin{aligned} M_{w,ult} &= 2,8 \cdot 1,3 \cdot 12,29 \cdot 10^6 + 381,44 \cdot 10^3 \\ &\cdot ((315,19 - 32,5) + 64,92) = \\ &= 177,33 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 177,33 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Для перевірки несучої здатності конструкції за моментом необхідно переконатися, що обчислене значення згинального моменту, викликаного розрахунковими навантаженнями  $M_{\Sigma Ed}$ , не перевищує гранично допустимого значення моменту, яке може сприйняти переріз  $M_{w,ult}$ .

Перевіряємо умову  $M_{\Sigma Ed} \leq M_{w,ult}$ :

$$M_{\Sigma Ed} = 312,43 \text{кНм} > M_{w,ult} = 177,33 \text{кНм}$$

Умова  $M_{\Sigma Ed} \leq M_{w,ult}$  – не виконується, несуча здатність перерізу недостатня, необхідно провести розрахунок ширини розкриття тріщин.

### 2.11.1. Визначення ширини розкриття тріщин

Розрахунок залізобетонних елементів за розкриттям тріщин виконують згідно з [1, п. 7.3.4, (7.3), стор. 50; 2, п.5.3.4, (5.8), стор. 63]:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}), \quad (75)$$

де:  $s_{r,max}$  - максимальна відстань між тріщинами;

$\varepsilon_{sm}$  - середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень;

$\varepsilon_{ctm}$  - середні деформації бетону між тріщинами

Повну ширину розкриття тріщин визначають за формулою:

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3}, \quad (76)$$

де:  $w_k$  – повна розрахункова ширина розкриття тріщин від дії зовнішнього навантаження;

$w_{k1}$  – розрахункова ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження;

$w_{k2}$  – розрахункова ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійної комбінації навантажень;

$w_{k3}$  – розрахункова ширина розкриття тріщин від дії

постійної комбінації навантажень.

Необхідно виконати розрахунок кожної компоненти формули окремо.

1) *Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження* –  $w_{k1}$

Визначають максимальну відстань між тріщинами у конструктивних елементах, які працюють на згин або розтяг при умові, коли відстань між стержнями в розтягнутій зоні не перевищує визначену величину (крок  $\leq 5 \cdot (c + \emptyset/2)$ ), дозволяє використовувати формулу [2, п. 5.3.4.3, (5.11), стор. 64]:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{\rho,eff}}; \quad (77)$$

де  $c$  – захисний шар бетону,  $c = 20$  мм.;

$k_1$  – коефіцієнт, який враховує характеристики зчеплення арматури:

$k_1 = 0,8$  – для стержнів із високим зчепленням [2, стор. 64]

$k_2$  – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій:

$k_2 = 0,5$  при згині;

Різницю  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  між середніми відносними деформаціями в арматурі та в бетоні рекомендовано визначати з умови [2, п. 5.3.4.2, (5.9), стор. 64]:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{\rho,eff}} (1 + \alpha \cdot \rho_{\rho,eff})}{E_s} \geq \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_s} \quad (78)$$

де  $k_t$  – коефіцієнт, що залежить від тривалості дії навантаження:

$k_t = 0,6$  - для короткотривалого навантаження – ;

Знаходять необхідні значення всіх коефіцієнтів для формул (75-78).

Приріст напружень в попередньо напруженій арматурі

визначаємо від дії зовнішнього навантаження,  $M_{\Sigma Ed} = 312,43$  кНм:

$$M_s = M_{\Sigma Ed} + P_{m,t} \cdot e_{sp}, \quad (79)$$

де  $e_{sp}$  – відстань від точки прикладання зусилля обтіску до центра ваги розтягнутої арматури, знаходимо:

$$e_{sp} = y_0 - a_p = 315,19 - 32,5 = 282,69$$

оскільки, умовно знехтувано ненапружена арматура, тоді

$$M_s = 312,43 \cdot 10^6 + 381,44 \cdot 10^3 \cdot 0 = 312,43 \text{ кН}. \quad (80)$$

Для визначення коефіцієнта  $\zeta$  необхідно обчислити параметр  $e_s/d$ :

$$\frac{e_s}{d} = \frac{M_s}{P_{m,t} \cdot d'} \quad (81)$$

$$\frac{e_s}{d} = \frac{312,43 \cdot 10^6}{381,44 \cdot 10^3 \cdot 417,5} = 1,961$$

Коефіцієнт приведення

$$a_{s1} = \frac{300}{f_{ck,prism}}, \quad (82)$$

$$a_{s1} = \frac{300}{25,5} = 11,77.$$

$$\mu \cdot a_{s1} = \frac{(A_{sp} + A_{s1}) \cdot a_{s1}}{b_w \cdot d}, \quad (83)$$

$$\mu \cdot a_{s1} = \frac{(1232+101) \cdot 11,77}{240 \cdot 417,5} = 0,157$$

$$\varphi_f = \frac{(b_{eff} - b_w) \cdot h_f + A_{s2} \cdot a_{s1}}{b_w \cdot d}, \quad (84)$$

$$\varphi_f = \frac{(2950 - 240) \cdot 30 + 101 \cdot 11,77}{240 \cdot 417,5} = 0,832.$$

Плече внутрішньої пари сил, знаходимо за формулою, а коефіцієнт  $\zeta$  за за Додатком Д, *табл. 16*:

$$z = \zeta \cdot d = 0,86 \cdot 417,5 = 359,05 \text{ мм};$$

Тоді при  $e_s/d = 1,961$ ;  $\mu \cdot a_{s1} = 0,157$ ;  $\varphi_f = 0,832$ , знаходимо  $\zeta = 0,86$

Висота стиснутої зони бетону  $x$ , становить:

$$x = (d - z) \cdot 3, \quad (85)$$

$$x = (417,5 - 359,05) \cdot 3 = 175,35 \text{ мм};$$

Тоді напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною:

$$\sigma_s = \frac{\frac{M_s - P_{m,t}}{z}}{A_{sp} + A_{s1}} \quad (86)$$

$$\sigma_s = \frac{\frac{312,43 \cdot 10^6}{359,05} - 381,44 \cdot 10^3}{1232 + 101} = 248,99 \text{ МПа}$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{190000}{34500} = 5,51;$$

Визначають поправочний коефіцієнт міцності зчеплення  $\xi_1$ , який враховує різницю в діаметрах попередньо напруженої  $A_{sp}$  і звичайної арматури  $A_{s1}$  [2, п.5.3.2.2, (5.5)]:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}}, \quad (87)$$

де  $\varnothing_s$  – діаметр стержня ненапруженої арматури  $\varnothing_s = 8 \text{ мм}^2$ ;  
 $\varnothing_p$  – діаметр стрижня напруженої арматури;  $\varnothing_p = 28 \text{ мм}^2$ ;  
 $\xi$  – коефіцієнт співвідношення міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури [1, п.6.7.2], рекомендовано приймати при натягу на упори, [1, табл. 6.1., стор.48, або 17, табл.3.4, стор. 45]:

- для канатів –  $\xi = 0,6$ ;

- для дроту періодичного профілю –  $\xi = 0,7$ ;

- для стержнів періодичного профілю –  $\xi = 0,8$ .

Тоді, за (87)

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}} = \sqrt{0,8 \cdot \frac{8}{28}} = 0,478$$

Фактичну площу розтягнутого бетону, що оточує розтягнуту арматуру, визначають:

$$A_{c,eff} = b_w \cdot h_{c,eff}, \quad (88)$$

де  $h_{c,eff}$  висота фактичної площі розтягнутого бетону;

$$h_{c,eff} \leq \left[ \begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d); \\ \frac{h}{2}; \\ \frac{h - x}{3}, \text{ але } \geq 2 \cdot a = 2 \cdot 32,5 = 65 \end{array} \right] \text{ мм} \quad (89)$$

$$h_{c,eff} \leq \left[ \begin{array}{c} 2,5 \cdot (450 - 417,5) = 81,25; \\ \frac{450}{2} = 225; \\ \frac{450 - 175,35}{3} = 91,55, \text{ але } \geq 2 \cdot a = 2 \cdot 32,5 = 65 \end{array} \right] \text{ мм}$$

Тоді за (88) з врахуванням (89)

$$A_{c,eff} = 240 \cdot 81,25 = 19500 \text{ мм}^2$$

Тоді ефективний коефіцієнт армування:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1} + \xi_1^2 \cdot A_{sp}}{A_{c,eff}}, \quad (90)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{101 + 0,478^2 \cdot 1232}{19500} = 0,0196 \quad (91)$$

Відповідно до [2, п.5.3.4.3, (5.11), стор. 64], визначають максимальну відстань між тріщинами за формулою (77)

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 20 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{28}{0,0196} = 250,86 \text{ мм}, \quad (92)$$

Різницю між відносними деформаціями в арматурі та бетоні, визначають за (78):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{249,99 - 0,6 \cdot (1 + 5,51 \cdot 0,0196) \cdot \frac{2,8}{0,0196}}{190000} = \quad (93)$$

$$= 0,000816 = 8,16 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_p},$$

$$\frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_p} = \frac{0,6 \cdot 248,99}{1,9 \cdot 10^5} = 0,00079$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 8,16 \geq \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_p} = 7,9$$

умова (78) виконується, тому приймають  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 8,16$ .

За формулою (75) визначають ширину розкриття тріщин за [1, п. 7.3.4.3, (7.3), стор. 50, 2, п. 5.3.4., (5.8), стор. 64], тоді: компоненти формули (76):

$$w_{k1} = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) \quad (94)$$

ду  $s_{r,max}$  – максимальний крок тріщин, визначений за (91)

$\varepsilon_{sm}$  – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень;

$\varepsilon_{ctm}$  середня деформація бетону між тріщинами;

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$  – в даній роботі прораховано за (78),  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = 8,16 \cdot 10^{-4}$ .

$$w_{k1} = 250,86 \cdot 8,16 = 0,205 \text{ мм}. \quad (95)$$

2) *Обраховуємо*  $w_{k2}$

Приріст напружень в попередньо напруженій арматурі від дії

зовнішнього навантаження  $M_{Ed} = 227,35 \text{ кНм}$ :

$$M_s = M_{Ed} = 227,35 \text{ кНм.}$$

$$\frac{e_s}{d} = \frac{M_s}{P_{m,t} \cdot d} = \frac{227,35 \cdot 10^6}{381,44 \cdot 10^3 \cdot 417,5} = 1,428.$$

При  $e_s/d = 1,428$ ;  $\mu \cdot a_{s1} = 0,157$ ;  $\varphi_f = 0,832$ ,  
знаходимо  $\zeta = 0,86$

Тоді плече внутрішньої пари сил не змінюється:

$$z = \zeta \cdot d = 0,86 \cdot 417,5 = 359,05 \text{ мм};$$

Напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною:

$$\sigma_s = \frac{\frac{M_s}{z} - P_{m,t}}{A_{sp} + A_{s1}}, \quad (96)$$

$$\sigma_s = \frac{\frac{227,35 \cdot 10^6}{359,05} - 381,44 \cdot 10^3}{1232 + 101} = 188,86 \text{ МПа}$$

Різниця відносних деформацій в арматурі та бетоні за (78):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,eff}) \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}}{E_p} \geq \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_p}, \quad (97)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{188,86 - 0,6 \cdot (1 + 5,51 \cdot 0,0196) \cdot \frac{2,8}{0,0196}}{1,9 \cdot 10^5} = 0,000494$$

$$\frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_p} = \frac{0,6 \cdot 188,86}{1,9 \cdot 10^5} = 0,000596$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000494 < 0,000596 \quad (98)$$

Умова (78) не виконується, приймаємо:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_p} = \frac{0,6 \cdot 188,86}{1,9 \cdot 10^5} = 0,000596$$

Всі інші коефіцієнти залишаються такими ж як при визначенні  $w_{k1}$ .

Тоді:

$$\begin{aligned} w_{k2} &= s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \\ w_{k2} &= 250,86 \cdot 0,000596 = 0,000596 \text{ мм} \end{aligned} \quad (99)$$

### 3) *Обраховуємо $w_{k3}$*

Всі компоненти формули (75) для обрахунку  $w_{k3}$  приймають, як при обрахунку  $w_{k2}$ , проте коефіцієнт  $k_t$  приймають, як для довготривалого навантаження –  $k_t = 0,4$ , [2, п. 5.3.4.2, *компоненти формули (5.8), стор. 64*], тоді: компоненти формули (75).

Тоді різниця відносних деформацій в арматурі та бетоні:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{188,86 - 0,4 \cdot (1 + 5,51 \cdot 0,0196) \cdot \frac{2,8}{0,196}}{1,9 \cdot 10^5} = 0,000661 \quad (100)$$

$$\frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_p} = \frac{0,6 \cdot 188,86}{1,9 \cdot 10^5} = 0,000596$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000661 \geq \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_p} = 0,000596.$$

Приймаємо:  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000661$ ,

тоді:

$$\begin{aligned} w_{k3} &= s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \\ w_{k3} &= 250,86 \cdot 0,000661 = 0,1495 \text{ м.} \end{aligned}$$

Отже, повну ширину розкриття тріщин визначають за (76):

$$\begin{aligned} w_k &= w_{k1} - w_{k2} + w_{k3}, \\ w_k &= 0,205 - 0,000596 + 0,1495 = 0,35 \text{ мм.} \end{aligned}$$

«Розрахунок за розкриттям тріщин виконують із умови, за якою ширина розкриття тріщин від зовнішнього навантаження  $w_k$  не повинна перевищувати гранично-допустиме значення ширини розкриття тріщин  $w_{k,lim}$ », відповідно до [1, п. 7.3.4.2, (7.2)] перевіряємо умову:

$$\begin{aligned} w_k &< w_{k,lim}, \\ w_k &= 0,3539 \text{ мм} < w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм} \end{aligned} \quad (101)$$

Умова (101) виконується, ширина розкриття тріщин  $w_k$  менша за граничне допустиме значення ширини розкриття тріщин  $w_{k,lim}$ .

## 2.12. Визначення прогинів у плиті з тріщинами.

Ефективний модуль пружності бетону визначаємо за формулою [2, (3.3), стор 5]:

$$E_{c,eff} = E_c(t, t_0) = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (102)$$

де:  $E_{cd}$  – модуль пружності бетону прийнято за [1, табл 3.1, стор 20], або за Додатком Б, табл 5,  $E_{cd} = 27$  ГПа;

$\varphi(t, t_0)$  – граничний коефіцієнт повзучості, який приймають відповідно до [2, п. 3.1.37]. «У випадку, коли немає більш точних даних, величину граничного коефіцієнту повзучості можна приймати» згідно з [2, табл. 3.1, стор. 6]

- при відносній вологості 40%).  $\varphi(t, t_0) = 2,3$

$$E_{c,eff} = \frac{27 \cdot 10^3}{1+2,3} = 8,18 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Визначають геометричні характеристики перерізу плити без тріщин.

Приведена площа перерізу при  $A_{s2} = 101 \text{ см}^2$  і

$$\alpha_e = E_p/E_{c,eff} = 1,9 \cdot 10^5 / 8,18 \cdot 10^3 = 23,27;$$

$$A_1 = b_f \cdot h_f + b_w \cdot (h - h_f) + \alpha_e \cdot (A_p + A_{s1} + A_{s2}), \quad (103)$$

$$A_1 = 2950 \cdot 30 + 240 \cdot (450 - 30) + 23,27x$$

$$x(1232 + 101 + 101) = 222693,18 \text{ мм}^2.$$

Приведений статичний момент опору відносно найбільш стиснутої грані бетону поперечного перерізу плити покриття:

$$S_1 = 0,5 \cdot b_f \cdot h_f^2 + b_w \cdot (h - h_f) \cdot \left( \frac{(h - h_f)}{2} + h_f \right) + \quad (104)$$

$$+ \alpha_e \cdot (A_p + A_{s1}) \cdot d + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot \left( c + \frac{\emptyset}{2} \right),$$

$$S_1 = 0,5 \cdot 2950 \cdot 30^2 + 240 \cdot (450 - 30)$$

$$\cdot \left( \frac{(450 - 30)}{2} + 30 \right) +$$

$$+ 23,27 \cdot (1232 + 101) \cdot 417,5 + 23,27 \cdot 101 \cdot \left( 20 + \frac{8}{2} \right)$$

$$= 38467736,91 \text{ мм}^3.$$

Відстань від стиснутої грані бетону поперечного перерізу до центра ваги приведенного перерізу елемента  $x_I$ :

$$x_I = \frac{S_1}{A_1}, \quad (105)$$

$$x_I = \frac{38467736,91}{222693,18} = 172,74 \text{ мм}.$$

Момент інерції відносно нейтральної осі перерізу без тріщин  $I_{1,red}$ :

$$\begin{aligned}
I_{1,red} = & \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + b_f \cdot h_f \cdot \left(x_l - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot (h - h_f)^3}{12} + \\
& + b_w \cdot (h - h_f) \cdot \left(\frac{(h - h_f)}{2} + h_f - x_l\right)^2 + \\
& + \alpha_e \cdot (A_p + A_{s1}) \cdot (d - x_l)^2 + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot \left(x_l - \left(c + \frac{\emptyset}{2}\right)\right)^2 ;
\end{aligned} \tag{106}$$

при  $A_{s2} = 101 \text{ мм}^2$ :

$$\begin{aligned}
I_{1,red} = & \frac{2950 \cdot 30^3}{12} + 2950 \cdot 30 \cdot \left(172,74 - \frac{30}{2}\right)^2 \\
& + \frac{240 \cdot (450 - 30)^3}{12} + \\
& + 240 \cdot (450 - 30) \cdot \left(\frac{(450 - 30)}{2} + 30 - 172,74\right)^2 + \\
& + 23,27 \cdot (1232 + 101) \cdot (417,5 - 172,74)^2 + 23,27 \cdot 101 \\
& \cdot \left(172,74 - \left(20 + \frac{8}{2}\right)\right)^2 = \\
& = 5,99 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.
\end{aligned}$$

Для перерізу з тріщинами, при використанні дволінійної діаграми деформування, висоту стиснутої зони  $x_{II}$  визначають шляхом порівняння статичних моментів стиснутої і розтягнутої зон перерізу відносно нейтральної осі.

Висоту стиснутої зони визначаються з рівняння (97):

$$S_c = \alpha_e \cdot (S_{s1} - S_{s2}), \tag{107}$$

де:  $S_c, S_{s1}, S_{s2}$  – статичні моменти відповідно площі стиснутої зони бетону, площі розтягнутої і стиснутої арматури відносно

нейтральної осі.

Вважають, що нейтральна вісь проходить в стінці, тоді при наявності розрахункової арматури в стиснутій зоні ( $A_{s2} = 101 \text{ мм}^2$ ):

$$\begin{aligned}
 b_f \cdot h_f \cdot (x_{II} - 0,5 \cdot h_f) + b_w \cdot (x_{II} - h_f) \cdot \left( \frac{(x_{II} - h_f)}{2} \right) &= \quad (108) \\
 &= \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x_{II}) - \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot \left( x_{II} - \left( c + \frac{\emptyset}{2} \right) \right) \\
 2950 \cdot 30 \cdot (x_{II} - 15) + 240 \cdot (x_{II} - 30) \cdot \left( \frac{(x_{II} - 30)}{2} \right) &= \\
 = 23,27 \cdot 101 \cdot (417,5 - x_{II}) - 23,27 \cdot 101 \cdot \left( x_{II} - \left( 20 + \frac{8}{2} \right) \right); &
 \end{aligned}$$

Розв'язавши рівняння отримуємо:

$$x_{II}^1 = -738,66 \text{ мм (не задовольняє); } x_{II}^2 = 25,33 \text{ мм.}$$

Можна зробити висновок, що нейтральна вісь проходить в межах полицки, необхідно уточнення значення  $x_{II}$ :

$$\begin{aligned}
 b_f \cdot x_{II} \cdot (x_{II} - 0,5 \cdot x_{II}) &= \quad (99) \\
 &= \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x_{II}) - \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot \left( x_{II} - \left( c + \frac{\emptyset}{2} \right) \right) \\
 2950 \cdot x_{II}^2 \cdot 0,5 &= \\
 = 23,27 \cdot 101 \cdot \left( (417,5 - x_{II}) - \left( x_{II} - \left( 20 + \frac{8}{2} \right) \right) \right) &
 \end{aligned}$$

За результатами розрахунків отримуємо:

$$x_{II}^1 = -24,59 \text{ мм (не задовольняє); } x_{II}^2 = 24,98 \text{ мм.}$$

Приймаємо  $x_{II} = 24,98 \text{ мм}$ .

Момент інерції відносно нейтральної осі перерізу плити з тріщинами  $- I_{2,red}$  при  $A_{s2} = 101 \text{ мм}^2$  визначаємо як:

$$\begin{aligned}
I_{2,red} = & \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + b_f \cdot h_f \cdot \left(x_{II} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot (h - h_f)^3}{12} + \\
& + b_w \cdot (h - h_f) \cdot \left(\frac{(h - h_f)}{2} + h_f - x_{II}\right)^2 + \\
& + \alpha_e \cdot (A_p + A_{s1}) \cdot (d - x_{II})^2 + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot \left(x_{II} - \left(c + \frac{\emptyset}{2}\right)\right)^2;
\end{aligned} \tag{100}$$

$$\begin{aligned}
I_{2,red} = & \frac{2950 \cdot 30^3}{12} + 2950 \cdot 30 \cdot \left(24,98 - \frac{30}{2}\right)^2 \\
& + \frac{240 \cdot (450 - 30)^3}{12} + \\
& + 240 \cdot (450 - 30) \cdot \left(\frac{(450 - 30)}{2} + 30 - 24,98\right)^2 + \\
& - 23,27 \cdot (1232 + 101) \cdot (417,5 - 24,98)^2 + 23,27 \cdot 101 \cdot \\
& 24,98 - \left(20 + \frac{8}{2}\right)^2 = 1,09 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4.
\end{aligned}$$

Визначають кривизну плити від нетривалої дії повного навантаження

$$M_{\Sigma Ed} = 312,43 \text{ кНм:}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{2,red}} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{2,red}}{I_{1,red}}\right)\right], \tag{101}$$

де  $\beta_1$  – коефіцієнт, який залежить від умов зчеплення арматури з бетоном, для стержньової арматури періодичного профілю,  $\beta_1 = 1$ , [17, стор. 68];  
 $\beta_2$  – коефіцієнт, який враховує, тривалість дії навантаження [17, стор. 68]:

$\beta_2 = 1,0$  при дії нетривалого навантаження;

$\beta_2 = 0,5$  при дії тривалого навантаження;

У формулі (101) замінюємо  $\sigma_{sr}/\sigma_s$  на співвідношення  $M_{w,ult}/M_{\Sigma Ed} = 177,33/312,43 = 0,568$ , тоді:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{312,43 \cdot 10^6}{34,5 \cdot 10^3 \cdot 1,09 \cdot 10^{10}} \times \left[1 - 1 \cdot 1 \times 0,568^2 \times \left(1 - \frac{1,09 \cdot 10^{10}}{5,99 \cdot 10^9}\right)\right] = 1,05 \cdot 10^{-6}$$

У нашому випадку, при нетривалій дії навантаження, приймаємо коефіцієнт  $\beta_2 = 1$ .

Визначають кривизну плити від нетривалої дії постійного навантаження  $M_{Ed} = 227,35$ кНм:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{2,red}} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{2,red}}{I_{1,red}}\right)\right], \quad (102)$$

замінюємо  $\sigma_{sr}/\sigma_s$  на співвідношення:

$$M_{w,ult}/M_{\Sigma Ed} = 177,33/227,35 = 0,7801, \text{ тоді:}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_2 &= \frac{227,35 \cdot 10^6}{34,5 \cdot 10^3 \cdot 1,09 \cdot 10^{10}} \times \\ &\cdot \left[1 - 1 \cdot 1 \cdot 0,7801^2 \cdot \left(1 - \frac{1,09 \cdot 10^{10}}{5,99 \cdot 10^9}\right)\right] = \\ &= 9,06 \cdot 10^{-7} \end{aligned}$$

Визначаємо кривизну плити від тривалої дії постійного навантаження  $M_{Ed} = 227,35$  кНм:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{2,red}} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{2,red}}{I_{1,red}}\right)\right], \quad (103)$$

де  $\beta_2 = 0,5$  – при дії тривалого навантаження,

замінюємо  $\sigma_{sr}/\sigma_s$  на співвідношення:

$$M_{w,ult}/M_{\Sigma Ed} = 177,33/227,35 = 0,7801, \text{ тоді:}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_3 &= \frac{177,33 \cdot 10^6}{8,18 \cdot 10^3 \cdot 1,09 \cdot 10^{10}} \times \\ &\cdot \left[ 1 - 1 \cdot 0,5 \cdot 0,7801^2 \times \left( 1 - \frac{1,09 \cdot 10^{10}}{5,99 \cdot 10^9} \right) \right] = \\ &= 24,86 \cdot 10^{-7} \end{aligned}$$

Визначаємо кривизну плити від тривалої дії сили попереднього напруження  $P_{m,t} = 381,44 \text{ кН}$ :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{P_{m,t} \cdot e_{op}}{E_{c,eff} \cdot I_{2,red}}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{381,44 \cdot 10^3 \cdot (315,19 - 32,5)}{8,18 \cdot 10^3 \cdot 1,09 \cdot 10^{10}} = 12,09 \cdot 10^{-7}.$$

«Максимальний прогин в середині прольоту вільно опертої однопрольотної плити, завантаженої, рівномірно розподіленим навантаженням, визначаємо за формулою» [17, стор.69]:

$$f_{max} = \alpha_k \cdot \left[ \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 \right] \cdot l_{eff}^2 - \alpha_p \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_4 \cdot l_{eff}^2, \quad (104)$$

де:  $\alpha_k$  – коефіцієнт, який приймають за [17, табл 4.1, стор.58];

$\alpha_k = 5/48$  – для елемента завантаженого рівномірно розподіленим навантаженням;

$\alpha_p = 1/8$  – для напружених стрижнів з прямолінійною віссю;

$$\begin{aligned} f_{max} &= \frac{5}{48} \cdot [(1,05 \cdot 10^{-6} - 9,06 \cdot 10^{-7} + 24,86 \cdot 10^{-7})] \times \\ &\times 11810^2 - \frac{1}{8} \cdot 12,09 \cdot 10^{-7} \cdot 11810^2 = 17,16 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Перевіряють умову

$$f_{max} < f_{lim} \quad (105)$$

де

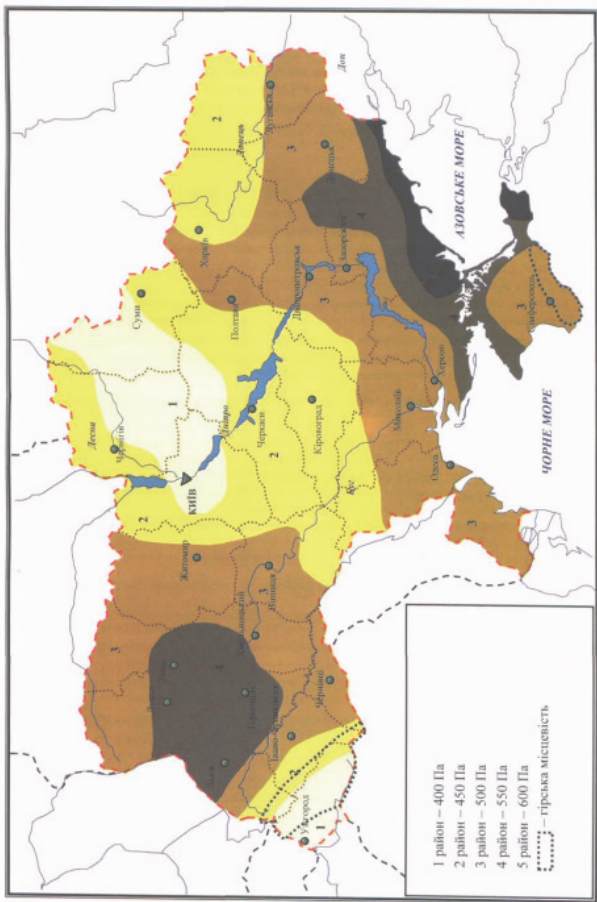
$$f_{lim} = \frac{l_{eff}}{200} = \frac{11810}{200} = 59,05 \text{ мм}$$

Тоді маємо:

$$f_{max} = 17,16 \text{ мм.} < f_{lim} = 59,05 \text{ мм.}$$

Умова (105) виконується, максимальний прогин в середині прольоту плити  $f_{max} = 17,16$  мм. є допустимим та не перевищує граничне значення  $f_{lim} = 59,05$  мм.

# ДОДАТКИ



Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску, ([6], стр.26, рис. 9.1.,)

**Додаток 1**

*Таблиця 1.*

**Коефіцієнти надійності  $\gamma_n$  для розрахунку конструкцій**

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	$\gamma_n$ , які використовують в розрахункових ситуаціях			
		Усталених		Перехідних	
		перша група гранич. станів	друга група гранич. станів	перша група гранич. станів	друга група гранич. станів
СС3	А	1,250	1,000	1,050	0,975
	Б	1,200		1,000	
	В	1,150		0,950	
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950
	Б	1,050		0,950	
	В	1,000		0,925	
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925
	Б	0,975		0,925	
	В	0,950		0,900	

### Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України

$W_0$  – вітрове навантаження (в паскалях);

$S_0$  – снігове навантаження (в паскалях);

$b$  – товщина стінки ожеледі (в мм);

$W_B$  – вітрове навантаження при ожеледі (в паскалях);

Міста обласного підпорядкування	$W_0$ , (Па)	$S_0$ , (Па)	$b$ , (мм)	$W_B$ , (Па)
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
Київ	370	1550	19	160
<b>Вінницька область</b>				
Вінниця	470	1360	17	220
Жмеринка	480	1360	19	240
Могилів-Подільський	470	1280	19	210
Хмільник	450	1390	18	210
<b>Волинська область</b>				
Луцьк	480	1240	17	210
Володимир-Волинський	500	1200	17	160
Ковель	460	1200	13	160
Нововолинськ	500	1240	15	170
<b>Дніпропетровська область</b>				
Дніпро	470	1340	19	260
Кривий Ріг	440	1110	19	260
Сніжне	490	1510	28	220
Торез	490	1520	27	220
Вугледар	500	1450	22	300
Харцизьк	500	1500	23	250
Шахтарськ	500	1500	25	240
Ясинувата	500	1470	22	250
<b>Житомирська область</b>				
Житомир	460	1460	16	200
Бердичів	460	1410	16	200

<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
Коростень	480	1450	16	220
Новоград-Волинський	470	1380	22	220
<b>Закарпатська область</b>				
Ужгород	370	1340	11	150
Мукачеве	370	1490	12	110
<b>Запорізька область</b>				
Запоріжжя	460	1110	19	260
Бердянськ	520	1120	26	270
Мелітополь	520	1050	22	340
Токмак	490	1070	19	260
<b>Івано-Франківська область</b>				
Івано-Франківськ	500	1410	21	170
Болехів	550	1520	17	170
Калуш	530	1440	19	180
Коломия	490	1400	22	160
Яремча	470	1530	19	180
<b>Київська область</b>				
Біла Церква	390	1520	16	170
Березань	390	1580	19	190
Бориспіль	380	1570	19	160
Бровари	380	1580	19	160
Васильків	380	1530	16	160
Ірпінь	390	1560	19	160
Переяслав-Хмельницький	390	1560	18	200
Прип'ять	450	1590	19	190
Фастів	380	1510	16	190
Ржищів	390	1540	18	190
Славутич	430	1600	18	190
<b>Кіровоградська область</b>				
Кіровоград	410	1230	22	210
Олександрія	430	1250	21	240
Знам'янка	420	1320	22	210
Світловодськ	430	1310	18	210

1	2	3	4	5
<b>Львівська область</b>				
Львів	520	1310	15	240
Борислав	540	1500	16	180
Дрогобич	560	1440	16	190
Самбір	530	1400	16	190
Стрий	550	1420	16	180
Трускавець	550	1490	16	180
Червоноград	510	1260	16	230
<b>Миколаївська область</b>				
Миколаїв	470	870	22	260
Вознесенськ	450	990	22	270
Очаків	490	830	22	260
Первомайськ	410	1200	22	260
Южноукраїнськ	430	1090	22	260
<b>Одеська область</b>				
Одеса	460	880	28	330
Білгород-Дністровський	470	890	27	330
Ізмаїл	500	1100	23	310
Іллічівськ	480	880	28	330
Котовськ	450	1170	23	270
Южний	490	870	24	310
<b>Полтавська область</b>				
Полтава	470	1450	19	250
Комсомольськ	430	1280	18	240
Кременчук	430	1300	18	230
Лубни	410	1600	16	250
Миргород	420	1540	17	240
<b>Рівненська область</b>				
Рівне	520	1320	18	240
Дубно	530	1270	17	250
Кузнецовськ	460	1260	13	200
Острог	520	1320	17	250
<b>Сумська область</b>				
Суми	420	1670	16	250
Охтирка	450	1600	17	240

1	2	3	4	5
Глухів	390	1770	17	230
Конотоп	360	1740	15	220
Лебедин	430	1640	18	220
Ромни	380	1730	19	230
Шостка	390	1790	16	220
<b>Тернопільська область</b>				
Тернопіль	520	1390	17	230
<b>Харківська область</b>				
Харків	430	1600	14	230
Ізюм	430	1460	19	210
<b>Хмельницька область</b>				
Хмельницький	500	1340	19	230
Кам'янець-Подільський	460	1270	19	210
Нетішин	520	1330	18	210
Славута	510	1350	18	210
Шепетівка	500	1370	19	210
<b>Черкаська область</b>				
Черкаси	420	1520	18	220
Ватутіне	410	1420	19	210
Канів	410	1540	15	210
Золотоноша	410	1560	18	210
Сміла	420	1480	18	210
Умань	440	1440	19	210
<b>Чернівецька область</b>				
Чернівці	500	1320	22	210
<b>Чернігівська область</b>				
Чернігів	410	1720	16	160
Ніжин	370	1690	15	180
Прилуки	370	1640	19	210

**Додаток 3**  
Таблиця 3.

**Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням  
вітрового навантаження  $\gamma_{fm}$**

Т, років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

**Додаток 4**  
Таблиця 4.

**Коефіцієнт висоти споруди  $C_h$**

Z (м)	$C_h$ для типу місцевості			
	I	II	III	IV
$\leq 5$	0,9	0,7	0,40	0,20
10	1,2	0,9	0,60	0,40
20	1,35	1,15	0,85	0,65
40	1,6	1,45	1,15	1,00
60	1,75	1,65	1,35	1,10
80	1,9	1,75	1,50	1,20
100	1,95	1,85	1,60	1,25
150	2,15	2,10	1,85	1,35
200	2,3	2,20	2,05	1,45

**Примітка:** Проміжні значення коефіцієнта  $C_h$  слід визначати лінійною інтерполяцією.

Додаток 5  
Таблиця 5.

Основні характеристики бетону

Показн.	Клас міцності бетону											
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
$f_{ck,cube}$ , (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	
$f_{cm,cube}$ , (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	
$f_{ck,prism}$ , (МПа)	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0	
$f_{cd}$ , (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0	
$f_{cm}$ , (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk,0,05}$ , (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	
$f_{ctk,0,95}$ , (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	
$E_{cm}$ (ГПа)	18,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0	
$E_{ck}$ (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	

Продовження таблиці 5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$E_{cd}(\Gamma\Pi a)$	12,6	16,3	20,0	23,0	25,0	27,0	28,5	30,5	32,0	33,0	34,0
$\varepsilon_{c1,ck}({}^0/_{00})$	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02
$\varepsilon_{c1,cd}({}^0/_{00})$	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91
$\varepsilon_{cu1,ck}({}^0/_{00})$	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40
$\varepsilon_{cu1,cd}({}^0/_{00})$	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29
$\varepsilon_{c3,ck}({}^0/_{00})$	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16
$\varepsilon_{c3,cd}({}^0/_{00})$	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97
$\varepsilon_{cu3,ck}({}^0/_{00})$	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16
$\varepsilon_{cu3,cd}({}^0/_{00})$	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06

**Додаток 6**

*Таблиця.6*

**Міцнісні та деформативні характеристики арматури**

Характерист. арматури	Клас арматури			
	A240C ДСТУ 3760-98	A400C ДСТУ 3760-98	A500C ДСТУ 3760-98	B500 ДСТУ ENV 10080
$f_{yk}$ , МПа	240	400	500	500
$f_{vd}$ , МПа	225	375(365)	435	435
$f_{vvd}$ , МПа	170	285	300	325
$E_s$ , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	$2,1 \cdot 10^5$	$2,0 \cdot 10^5$	$1,9 \cdot 10^5$
$\varepsilon_{so}$	0,0011	0,00174	0,00210	0,0026
$\varepsilon_{ud}$	0,025	0,025	0,020	0,012

**Додаток 7**

*Таблиця.7*

**Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик попередньо напруженої арматури**

Клас арматури	Характеристики арматури			
	$f_{pk}$ , МПа	$f_{p0,ik}, f_{pk}$ МПа	$E_p$ , МПа	$\varepsilon_{uk}$
A600, A600C, A600K	630	575	190000	0,02
A800, A800K, A800CK	840	765	190000	0,018
A1000	1050	955	190000	0,018
Bp1200	1260	1145	190000	0,016
Bp1300	1365	1240	190000	0,016
Bp1400	1470	1335	190000	0,016
Bp1500	1575	1430	190000	0,016
K1400 (K-7)	1470	1335	180000	0,014
K1500 (K-7)	1575	1430	180000	0,014
K1500 (K-19)	1575	1430	180000	0,014

Додаток 8

Таблиця 8

Граничний коефіцієнт повзучості [11]

Відносна вологість навколиш. середовища, %	Значення граничного коефіцієнта повзучості $\varphi_{k(\infty, t_0)}$ при класі бетону на стиск									
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
Вище 75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1
40 - 75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0	1,9	1,7	1,6	1,5
Нижче 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0

**Примітка.** Відносну вологість повітря навколишнього середовища приймають згідно відповідних нормативних документів, як середню місячну відносну вологість найбільш теплої місяця для району будівництва.

Додаток 9

Таблиця 9

Максимальні втрати початкових напружень в арматурі у відсотках [11]

Показник	Релаксаційний клас арматури	Вид арматури	Рівень попереднього напруження арматури $\frac{\sigma_{0,max}}{f_{pk}}$		
			0,6	0,7	0,8
Максимальні втрати початкових напружень після 1000 годин витримки при $t=20^\circ\text{C}$	1	Дріт Канати	4,5	8,0	12,0
	2		1,0	2,5	4,5
	3	Стержні	1,5	4,0	7,0

**Додаток 10***Таблиця 10***Втрати попереднього напруження від релаксації на стадії виготовлення конструкції [11]**

Термін, годин	1	5	20	100	200	500	1000
Втрати від релаксації в процентах від втрат, встановлених після 1000 годин витримки при $t = 20^{\circ}\text{C}$ (для відповідного релаксаційного класу)	40	60	70	85	90	95	100

**Додаток 11***Таблиця 11***Міцність бетону на зсув [16]**

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

## Додаток 12

## Таблиця 12

Значення коефіцієнтів  $\alpha_m$ ,  $\xi$  та  $\zeta$ 

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0.01	0.996	0.008	0.26	0.896	0.186	0.51	0.796	0.325
0.02	0.992	0.016	0.27	0.892	0.193	0.52	0.792	0.329
0.03	0.988	0.024	0.28	0.888	0.199	0.53	0.788	0.334
0.04	0.984	0.031	0.29	0.884	0.205	0.54	0.784	0.339
0.05	0.980	0.039	0.3	0.880	0.211	0.55	0.780	0.343
0.06	0.976	0.047	0.31	0.876	0.217	0.56	0.776	0.348
0.07	0.972	0.054	0.32	0.872	0.223	0.57	0.772	0.352
0.08	0.968	0.062	0.33	0.868	0.229	0.58	0.768	0.356
0.09	0.964	0.069	0.34	0.864	0.235	0.59	0.764	0.361
0.1	0.960	0.077	0.35	0.860	0.241	0.6	0.760	0.365
0.11	0.956	0.084	0.36	0.856	0.247	0.62	0.752	0.373
0.12	0.952	0.091	0.37	0.852	0.252	0.64	0.744	0.381
0.13	0.948	0.099	0.38	0.848	0.258	0.66	0.736	0.389
0.14	0.944	0.106	0.39	0.844	0.263	0.68	0.728	0.396
0.15	0.940	0.113	0.4	0.840	0.269	0.7	0.720	0.403
0.16	0.936	0.120	0.41	0.836	0.274	0.72	0.712	0.410
0.17	0.932	0.127	0.42	0.832	0.280	0.74	0.704	0.417
0.18	0.928	0.134	0.43	0.828	0.285	0.76	0.696	0.423
0.19	0.924	0.140	0.44	0.824	0.290	0.78	0.688	0.429
0.2	0.920	0.147	0.45	0.820	0.295	0.8	0.680	0.435
0.21	0.916	0.154	0.46	0.816	0.300	0.85	0.660	0.449
0.22	0.912	0.161	0.47	0.812	0.305	0.9	0.640	0.461
0.23	0.908	0.167	0.48	0.808	0.310	0.95	0.620	0.471
0.24	0.904	0.174	0.49	0.804	0.315	1	0.600	0.480
0.25	0.900	0.180	0.5	0.800	0.320	-	-	-

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

**Додаток 13**  
*Таблиця 13*

**Сортамент арматури**

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, мм <sup>2</sup> , при кількості										Маса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	71	0,055
4	12,6	25	36	50	63	76	88	101	113	126	0,099
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	196	0,154
6	28,3	57	86	113	142	170	198	226	255	283	0,222
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	503	0,395
10	78,9	157	236	314	393	471	550	628	707	785	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131	0,888
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1539	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2545	1,998
20	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	3142	2,466
22	380,1	760	1140	1520	1900	2271	2661	3041	3421	3801	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4413	4909	3,853
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	6158	4,834
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	8042	6,313
36	1018	2036	3054	4072	5090	6108	7126	8144	9162	10180	7,990
40	1256	2512	3768	5024	6280	7536	8792	10048	11304	12560	9,805

## Додаток 14

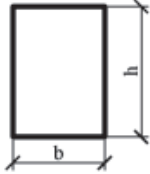
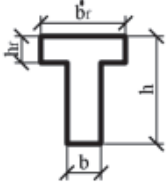
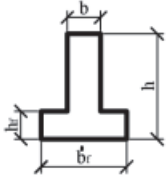
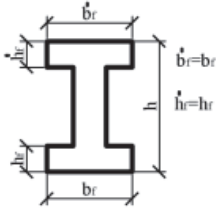
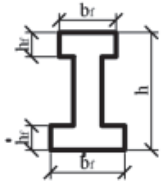
### Таблиця 14

#### Значення кута $\theta$ в залежності від значення виразу $(ctg\theta + tg\theta)$

$\theta^\circ$	$tg\theta$	$ctg\theta$	$(ctg\theta + tg\theta)$	$\theta^\circ$	$tg\theta$	$ctg\theta$	$(ctg\theta + tg\theta)$
21,8	0,400	2,500	2,900	34	0,675	1,483	2,157
22	0,404	2,475	2,879	35	0,700	1,428	2,128
23	0,424	2,356	2,780	36	0,727	1,376	2,103
24	0,445	2,246	2,691	37	0,754	1,327	2,081
25	0,466	2,145	2,611	38	0,781	1,280	2,061
26	0,488	2,050	2,538	39	0,810	1,235	2,045
27	0,510	1,963	2,472	40	0,839	1,192	2,031
28	0,532	1,881	2,412	41	0,869	1,150	2,020
29	0,554	1,804	2,358	42	0,900	1,111	2,011
30	0,577	1,732	2,309	43	0,933	1,072	2,005
31	0,601	1,664	2,265	44	0,966	1,036	2,001
32	0,625	1,600	2,225	45	1,000	1,000	2,000
33	0,649	1,540	2,189				

**Примітки:** Якщо  $(ctg\theta + tg\theta) > 2,9$ , то приймаємо  $\theta = 21,8^\circ$ ; якщо  $2,0 < (ctg\theta + tg\theta) < 2,9$  то приймаємо відповідне значення кута  $\theta$ ; якщо  $(ctg\theta + tg\theta) < 2,0$ , то міцність умовного стиснутого елемента стінки є недостатньою, тобто необхідно збільшувати переріз або клас бетону.

Значення коефіцієнтів  $\gamma$  [11, 15].

Переріз	Коефіцієнт $\gamma$	Форма поперечного перерізу
1. Прямокутний	1,30	
2. Тавровий із полчкою, розташованою в стиснутій зоні	1,30	
3. Тавровий с полчкою, розташованою в розтягнутій зоні: а) при $b/b \leq 2$ б) при $b'/b > 2$	1,20 1,15	
4. Двотавровий симетричний : а) при $b'/b = bf/b \leq 2$ б) при $2 < b'/b = bf/b \leq 6$ в) при $b'/b = bf/b > 6$	1,30 1,25 1,20	
5. Двотавровий не симетричний і якщо виконується умова $b'/b \leq 3$ : а) при $bf/b \leq 2$ б) при $2 < bf/b \leq 6$ в) при $bf/b > 6$	1,20 1,15 1,10	

Додаток 16  
Таблиця 16

Коефіцієнти  $\zeta = z/d$  при значеннях  $\mu a s_1$

$\varphi f$	$es/d$	Коефіцієнти $\zeta = z/d$ при значеннях $\mu a s_1$ рівних										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
0,2	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
	0,7	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7		0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
0,6	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
	0,8	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
$\geq 0,8$	0,8	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81

## ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2011,- 71с. – *чинний з 01.06.2011.*
2. ДСТУ Б В 2.6-156:2010. Бетонні і залізобетонні конструкції з ваБН В 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Важкого бетону. Правила проектування. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2011,- 116с. – *чинний з 01.06.2011.*
3. Основні вимоги до проектної і робочої документації: ДСТУ Б А.2.4- 4:2009. – Офіц. вид. – [На заміну ДСТУ Б А.2.4-4-99]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 66 с. -*чинний від 2010-01-01*
4. ДСТУ Б А.2.4-7-2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. – К.: Вид-во стандартів, 1996, - 54 с. – *чинний з 01.01.2010.*
5. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1: ДБН В.1.2-14-2018. –[На заміну від ДБН В.1.2-14-2009]. – К.: УкрНДПроектстальконструкція: Мінрегіон-буд України, 2019. – 32 с. -*чинні від 01.09.2022*
6. ДБН В 1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування.- Київ. Мінбуд України, 2006.- 75с. – *чинний від 01.01.2007.*
7. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови К: ДП «УкрНДНЦ», 2019,- 29с. – *чинний від 01.08.2019.*
8. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.- Київ. МІНБУД України, 2006.-15с. – *чинний від 01.01.2007.*
9. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2) /Брюссель, СЕН, 2004, 225с.
10. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT): Заміна 1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010.-Київ: ДП «Укрархбуд-інформ», 2014.-54 с.- *чинний з 07.01.2014.*
11. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: Підручник [для студ. вищ. навч. закл.] / А.М. Павліков; ПолтНТУ. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.
12. Приклад розрахунку збірної залізобетонної плити покриття 1,5 X 6 м. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції» / укл. Кріпак В. Д., Колякова В.

М., Гедзюк А. П. Київ: Видавництво Ліра-К, - 2024. - 82 с.  
ISBN 978-617-520-867-0

13. Барабаш М. С. Основи комп'ютерного моделювання / М. С. Барабаш, П. М. Кір'язев, О. І. Лапенко, М. А. Ромашкіна // Навчальний посібник. – К.: НАУ, 2018. – 492 с.

14. Кріпак В.Д. Основи проектування залізобетонних конструкцій за Європейськими нормами: навч. посіб. /В.Д. Кріпак.- Київ: КНУБА, 2023.- 145 с.

15. Бамбура А.М., Сазонова О.В., Дорогова О.В., Войцехівський О.В. Проектування залізобетонних конструкцій. Посібник.-К.:ДП НДІБК, 2018.-240 с.

16. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Попов О.В., Основи проектування елементів залізобетонного каркасу багатоповерхової будівлі. Навчальний посібник. .-К.:КНУБА, 2018.-191с.

17. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів. Навчальний посібник.-К.:КНУБА, 2017.- 168 с.

18. Кріпак В.Д. Розрахунок залізобетонних конструкцій за граничними станами II групи за ДБН В.2.6-98:2009.К. 2015 - 70 с.

19. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних елементів за ДБН В.2.6- 98:2009.К. 2012 - 72 с.

### **Інформаційні ресурси:**

<http://library.knuba.edu.ua/> - Бібліотека Київського національного університету будівництва та архітектури.

<https://org2.knuba.edu.ua/course/view.php?id=2032>– Освітній сайт Київського національного університету будівництва та архітектури.

<http://www.dnabb.org> – Державна наукова архітектурно-будівельна бібліотека ім. В.Г.Заболотного, м. Київ, Контрактова пл., 4

<http://www.nbu.gov.ua> – Національна бібліотека України ім. Вернадського, м. Київ, пр. Голосіївський, 3

Навчально-методичне видання

В.Д. КРІПАК  
В.М. КОЛЯКОВА  
Д.В.СМОРКАЛОВ

# **РОЗРАХУНОК ЗБІРНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПОКРИТТЯ 3.0 X 12.0 МЕТРІВ**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**  
*до виконання курсової роботи*  
*з освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції»*

*для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти,  
за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія,  
ОПП «Промислове і цивільне будівництво»*

Підписано до друку 31.03.2025. Формат 60x84 1/16.  
Папір офсетний. Друк офсетний. Гарнітура Times New Roman.  
Умовн. друк. аркушів – 4,88. Обл.-вид. аркушів – 3,25.  
Тираж 300

Видавець і виготовлювач: ТОВ «Видавництво Ліра-К»  
Свідоцтво № 3981, серія ДК.  
03115, м. Київ, вул. С. Чобану, 24  
тел.: (050) 462-95-48; (067) 820-84-77  
Сайт: [lira-k.com.ua](http://lira-k.com.ua), редакція: [zv\\_lira@ukr.net](mailto:zv_lira@ukr.net)