

**ДЕРЖАВНА СЛУЖБА НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ
ЧЕРКАСЬКИЙ ІНСТИТУТ ПОЖЕЖНОЇ БЕЗПЕКИ
ІМЕНІ ГЕРОЇВ ЧОРНОБИЛЯ**

Факультет пожежної безпеки

Кафедра безпеки об'єктів будівництва та охорони праці

Поздєєв С.В., Березовський А.І., Рудешко І.В., Сідней С.О.

МЕТОДИЧНИЙ ПОСІБНИК

щодо виконання курсової роботи

з дисципліни «Стійкість будівель і споруд при пожежі»

**«ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ПОВЕДІНКА В УМОВАХ
ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР»**

Частина 1.

Конструювання залізобетонних конструкцій і визначення їх вогнестійкості

за першим бакалаврським рівнем освіти за спеціальністю 261 «Пожежна безпека» у галузі
знань 26 «Цивільна безпека»

Черкаси 2022

Поздєєв С.В., Березовський А.І., Рудешко І.В., Сідней С.О. ***Залізобетонні конструкції та їх поведінка в умовах пожежі***: методичний посібник щодо виконання курсової роботи / Поздєєв С.В., Березовський А.І., Рудешко І.В., Сідней С.О. – Черкаси: Черкаській інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України, 2022. – 95 с.

Метою посібника щодо виконання курсової роботи є надання допомоги здобувачам вищої освіти за першим бакалаврським рівнем освіти за спеціальністю 261 «Пожежна безпека» у галузі знань 26 «Цивільна безпека» у виборі та вивченні навчального матеріалу з дисципліни «Стійкість будівель і споруд при пожежі», за розділом «Залізобетонні конструкції та їх поведінка в умовах високих температур» в частині якісної перевірки проектної документації по забезпеченню пожежної безпеки будівель та споруд.

Надані короткі відомості про основні принципи розрахунку та конструювання залізобетонних конструкцій, застосування їх для визначення класу вогнестійкості залізобетонних конструкцій, перевірки несучої здатності конструкцій в умовах пожежі.

Інженерні розрахунки і конструювання залізобетонних конструкцій повинні виконуватись відповідно до діючих Державних Будівельних Норм з використанням нормативної, довідкової та навчальної літератури, наданої у кінці посібника.

Рекомендовано Методрадою Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля НУЦЗ України (протокол №___ від _____)

ЗМІСТ

Загальні вказівки.....	
1. Завдання до курсової роботи.....	
2. Склад курсової роботи.....	
2.1. Розрахункова частина.....	
2.2. Оформлення курсової роботи.....	
3. Розрахунок і конструювання збірного залізобетонного перекриття.....	
3.1. Конструктивні схеми каркасів будівлі, компонування планів.....	
3.2. Панелі покриття і перекриття.....	
3.2.1 Розрахунок плит.....	
3.2.2 Розрахунок плит за першою групою граничного стану на дію згинаючого моменту.....	
3.2.3 Розрахунок плит за першою групою граничного стану на дію поперечної сили (по похилому перерізу).....	
3.2.4 Розрахунок панелі за другою групою граничних станів (за деформаціями).....	
3.2.2. Розрахунок панелі за другою групою граничних станів (по розкриттю тріщин).....	
3.3 Розрахунок і конструювання ригеля (балки) перекриття.....	
3.4 Розрахунок і конструювання колони.....	
4. Розрахунок меж вогнестійкості залізобетонних конструкцій.....	
4.1 Основні положення розрахунку меж вогнестійкості будівельних конструкцій.....	
4.1.1. Граничні стани конструкцій по вогнестійкості.....	
4.1.2. Розрахункові схеми визначення межі вогнестійкості будівельних конструкцій.....	
4.1.3. Загальна схема розрахунку меж вогнестійкості будівельних конструкцій.....	
4.2. Особливості розрахунку меж вогнестійкості залізобетонних конструкцій.....	
4.2.1. Теплотехнічна частина розрахунку.....	
4.2.2. Розрахунок температур у суцільних плоских конструкціях.....	
4.2.3. Температура арматури в стержневих конструкціях.....	
4.2.4. Розрахунок шарів бетону, прогрітих до заданих температур.....	
4.2.5. Статична частина розрахунку.....	
4.2.5.1. Статично визначені згинаємі конструкції. Загальне рішення статичної задачі.....	
4.2.5.2. Плоскі згинаємі елементи.....	
4.2.5.3. Плоскі згинаємі багатопустотні залізобетонні елементи.....	
4.2.5.4. Стержневі згинаємі елементи (балки, ригелі).....	
4.2.5.5. Стиснуті елементи.....	
5. Приклад виконання курсової роботи.....	
5.1 Конструктивні схеми каркасів будівлі, компонування планів.....	
5.2 Панелі перекриття.....	

5.2.1. Розрахунок панелей.....	
5.2.2. Розрахунок панелей за першою групою граничних станів.....	
5.2.3. Розрахунок міцності похилих перерізів.....	
5.2.4. Розрахунок межі вогнестійкості багатопустотної плити перекриття по втраті несучої здатності.....	
5.3 Ригелі.....	
5.3.1. Розрахунок і конструювання ригеля.....	
5.3.2. Конструктивний розрахунок ригеля (за нормальним перерізом).....	
5.3.3. Розрахунок міцності похилих перерізів ригеля.....	
5.3.4. Розрахунок ригеля за другою групою граничних станів.....	
5.3.5. Розрахунок ригеля по розкриттю тріщин.....	
5.3.6. Розрахунок вогнестійкості ригеля.....	
5.4 Колони.....	
5.4.1.Розрахунок і конструювання колони.....	
5.4.2.Розрахунок фактичної межі вогнестійкості колони.....	
6. Вказівки щодо оформлення пояснювальної записки	
Додатки.....	

ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

Залізобетонні перекриття – основний вид перекриття в будівництві. Вони мають такі переваги, як велика несуча здатність, гігієнічність, вогнестійкість, жорсткість, корозійна стійкість. Залізобетонні перекриття за методом виробництва можуть бути збірні, монолітні та збірно-монолітні.

Найбільш поширені в практиці будівництва **монолітних перекриттів** – ребристі перекриття з балочними плитами. В таких перекриттях плита перекриття опирається на другорядні балки. Другорядні балки, у свою чергу, опираються на головні балки, а останні – на колони або стіни.

Збірні перекриття складаються із збірних панелей і підтримуючих їх ригелів, які розташовуються вздовж або поперек будівлі. Ригелі опираються на стіни або крайні та проміжні колони.

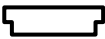


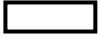
Завдання курсової роботи складається з того, щоб зробити розрахунок і сконструювати найбільш поширені збірні залізобетонні конструкції, які застосовуються при будівництві виробничих будівель та споруд, визначити фактичні межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій, і тим самим закріпити знання, отримані при вивченні теоретичного курсу.

Мета курсової роботи – надання здобувачам вищої освіти навичок з проектування і конструювання залізобетонних конструкцій багатопверхових та одноповерхових будівель і споруд, перевірки їх несучої здатності під час пожежі, а також визначення їх межі вогнестійкості за класичним методом, за допомогою використання нормативної та навчально-методичної літератури.

I. ЗАВДАННЯ ДО КУРСОВОЇ РОБОТИ

Основні початкові дані до виконання курсової роботи визначаються за таблицями 1.1, 1.2 (стор. 7, 8, 9).


Умовні позначення:

-  – ригель прямокутний з підрізкою;
-  – ригель тавровий полицею вниз;
-  – ригель тавровий полицею вгору;
-  – ригель прямокутний.

ПРИКЛАД

Номер залікової книжки 5139. Варіант завдання визначається двома останніми цифрами залікової книжки, в наведеному прикладі ці дві цифри складуть 39. Згідно таблиць 1.1, 1.2 остання цифра 9, розміщується по горизонталі, тобто дев'ята вертикальна колонка. Передостання цифра 3 розміщується по вертикалі, тобто третій горизонтальний рядок. На лінії межі їх перетину знаходяться початкові дані.

В даному випадку вони мають нижченаведені позначення.

Таблиця 1.1	Продовження таблиці 1.1	Таблиця 1.2
V35; 5,5; 8; Вр-I, А-III;  12x48	Плитка, Ужгород, 2,8; 6,0;3,6	Граніт W=2.47 $\rho_{oc}=2217$


Початкові дані розшифровуються наступним чином:

V35 – клас важкого бетону для конструкцій, що розраховуються;

5,5 – корисне нормативне навантаження V^H на конструкцію перекриття, кН/м²;

8 – кількість поверхів будівлі;

Вр-I, А-III – клас поздовжньої робочої арматури (А-III) і поперечної робочої та конструктивної арматури (Вр-I);

 – форма поперечного перетину ригеля, в даному випадку – ригель тавровий полицею вгору;

12x48 – розміри будівлі в плані, м;

плитка – тип підлоги будівлі;

Ужгород – місто, де будується будівля;

2,8; 6,0;3,6 – висота підвального, першого та наступних поверхів відповідно, м;











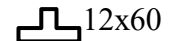










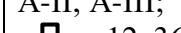
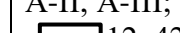
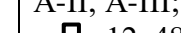
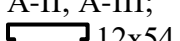
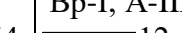
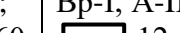
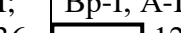

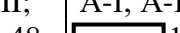


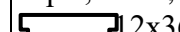

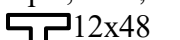
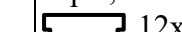
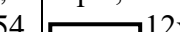
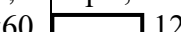


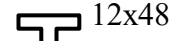
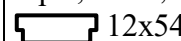


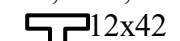





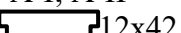
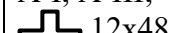
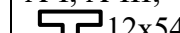
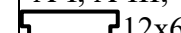
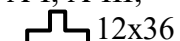
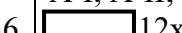

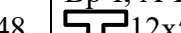

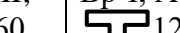











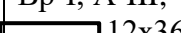
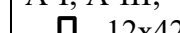
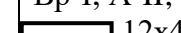
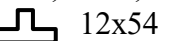
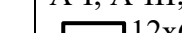
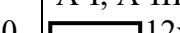

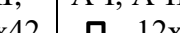
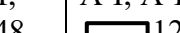


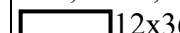



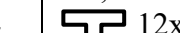




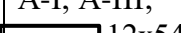
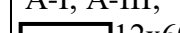
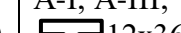
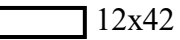
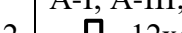
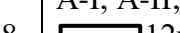
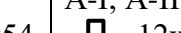
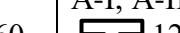
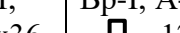
граніт – вид крупного заповнювача важкого бетону;

W=2.47 – вагова вологість бетону, %;

$\rho_{oc}=2217$ – середня густина бетону, кг/м³.

Примітка. Усі приміщення з нормальною вологістю [19].

Таблиця 1.1 – Вихідні дані для проектування збірного залізобетонного перекриття

	Остання цифра залікової книжки										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	
Передостання цифра залікової книжки	1	B20; 2,0; 3; A-I, A-III; 	B20; 3,5; 4; A-I, A-III; 	B35; 5,0; 5; A-I, A-III; 	B35; 8,0; 6; A-I, A-III; 	B35; 7,5; 7; A-I, A-II; 	B20; 2,5; 8; A-I, A-II; 	B20; 4,0; 9; A-I, A-II; 	B25; 5,5; 3; A-I, A-II; 	B20; 3,0; 4; A-I, A-II; 	B25; 5,5; 3; A-I, A-III; 
	2	B25; 4,5; 5; A-II, A-III; 	B30; 6,0; 6; A-II, A-III; 	B35; 7,0; 7; A-II, A-III; 	B35; 7,0; 8; A-II, A-III; 	B30; 5,5; 9; A-I, A-III; 	B20; 2,5; 3; A-I, A-III; 	B25; 4,0; 4; A-I, A-III; 	B20; 1,5; 5; A-I, A-III; 	B25; 3,0; 6; A-I, A-III; 	B20; 3,0; 4; A-I, A-III; 
	3	B35; 8,0; 7; A-II, A-III; 	B30; 4,0; 8; A-II, A-III; 	B25; 2,0; 9; A-II, A-III; 	B35; 8,0; 3; A-II, A-III; 	B30; 4,5; 4; A-II, A-III; 	B30; 5,5; 5; Bp-I, A-III; 	B20; 2,5; 6; Bp-I, A-III; 	B20; 3,5; 7; Bp-I, A-III; 	B35; 5,5; 8; Bp-I, A-III; 	B20; 3,0; 5; A-I, A-III; 
	4	B35; 7,5; 9; A-II, A-III; 	B35; 8,0; 3; Bp-I, A-III; 	B35; 6,5; 4; Bp-I, A-III; 	B30; 4,0; 5; Bp-I, A-II; 	B25; 3,0; 6; Bp-I, A-II; 	B35; 7,0; 7; Bp-I, A-III; 	B35; 6,0; 8; Bp-I, A-III; 	B25; 5,0; 9; Bp-I, A-III; 	B25; 3,5; 3; Bp-I, A-III; 	B20; 1,0; 6; A-I, A-III; 
	5	B25; 4,0; 4; A-II, A-II; 	B30; 6,0; 5; Bp-I, A-III; 	B35; 2,5; 6; Bp-I, A-II; 	B35; 8,0; 7; Bp-I, A-III; 	B35; 4,5; 8; A-I, A-II; 	B35; 6,5; 9; Bp-I, A-III; 	B35; 8,0; 3; Bp-I, A-III; 	B20; 3,5; 4; Bp-I, A-II; 	B20; 2,0; 5; Bp-I, A-II; 	B30; 6,5; 7; A-I, A-III; 
	6	B30; 4,0; 6; A-I, A-II; 	B35; 6,0; 7; A-I, A-III; 	B35; 8,0; 8; A-I, A-III; 	B35; 8,0; 9; A-I, A-III; 	B35; 6,0; 3; A-I, A-III; 	B25; 4,0; 4; A-I, A-II; 	B20; 2,0; 5; A-I, A-II; 	B30; 7,5; 6; Bp-I, A-III; 	B25; 5,5; 7; Bp-I, A-III; 	B20; 3,5; 8; Bp-I, A-II; 
	7	B20; 3,5; 8; A-II, A-III; 	B20; 1,5; 9; Bp-I, A-II; 	B20; 1,5; 3; Bp-I, A-II; 	B35; 7,5; 4; Bp-I, A-III; 	B25; 5,5; 5; Bp-I, A-III; 	B20; 3,5; 6; A-I, A-III; 	B20; 3,0; 7; A-I, A-III; 	B20; 1,5; 8; Bp-I, A-II; 	B35; 7,5; 9; Bp-I, A-III; 	B35; 8,0; 9; A-I, A-III; 
	8	B25; 5,5; 3; A-II, A-III; 	B25; 5,0; 4; Bp-I, A-III; 	B20; 3,0; 5; A-I, A-III; 	B20; 1,0; 6; Bp-I, A-II; 	B35; 7,5; 7; A-I, A-III; 	B35; 8,0; 8; A-I, A-III; 	B35; 7,0; 9; A-I, A-III; 	B30; 5,0; 3; Bp-I, A-III; 	B30; 2,5; 4; A-I, A-III; 	B30; 5,5; 3; A-I, A-III; 
	9	B25; 2,5; 5; A-II, A-II; 	B30; 8,0; 6; A-I, A-III; 	B30; 7,0; 7; A-I, A-III; 	B20; 5,0; 8; Bp-I, A-III; 	B35; 5,0; 9; Bp-I, A-III; 	B35; 2,5; 3; A-I, A-II; 	B35; 8,0; 4; A-I, A-III; 	B25; 7,0; 5; A-I, A-III; 	B25; 7,0; 6; A-I, A-III; 	B20; 3,0; 4; A-I, A-III; 
	0	B25; 5,0; 7; A-II, A-III; 	B25; 2,5; 8; A-I, A-III; 	B35; 8,0; 9; A-I, A-III; 	B35; 6,0; 3; A-I, A-III; 	B30; 4,5; 4; Bp-I, A-III; 	B20; 3,0; 5; A-I, A-III; 	B20; 1,0; 6; A-I, A-II; 	B35; 1,0; 7; A-I, A-II; 	B35; 6,5; 8; A-I, A-III; 	B20; 1,0; 5; Bp-I, A-II; 

Продовження таблиці 1.1

	Остання цифра залікової книжки										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	
Передостання цифра залікової книжки	1	Дошка, Одеса, 3,0; 4,8;3,6	Паркет, Запоріжжя 3,0; 4,8; 4,8	Плитка, Кіровоград, 2,8; 6,0;3,6	Мозаїка, Одеса, 3,2; 4,8; 3,2	Бетон, Ялта, 3,0; 4,8;3,2	Дошка, Миколаїв, 3,0; 7,2; 4,8	Паркет, Суми, 2,8; 7,2; 4,8	Плитка, Львів, 2,8; 7,2; 3,6	Мозаїка, Харків, 2,8; 7,2; 3,8	Бетон, Чернігів, 3,0; 6,0; 4,8
	2	Дошка, Полтава, 3,0; 3,6; 6,0	Паркет, Київ, 2,8; 3,6; 6,0	Плитка, Луганськ, 2,8; 3,0; 3,2	Мозаїка, Донецьк, 2,8; 3,6; 6,0	Бетон, Маріуполь, 3,2; 3,6; 3,6	Дошка, Вінниця, 3,0; 3,0; 3,2	Паркет, Одеса 3,0; 6,0; 3,2	Плитка, Суми, 2,8; 4,8; 4,8	Мозаїка, Ямполь, 2,8; 3,0; 4,8	Бетон, Суми, 3,8; 4,8; 6,0
	3	Бетон, Київ, 3,0; 4,8; 6,0	Дошка, Черкаси, 3,2; 6,0; 4,8	Паркет, Харків, 3,2; 6,0; 3,2	Плитка, Маріуполь 2,8; 3,6; 3,2	Мозаїка, Івано-Фран., 2,8; 3,6; 4,8	Бетон, Полтава, 3,0; 3,2; 3,6	Дошка, Донецьк, 3,0; 4,8; 4,8	Паркет, Чернівці, 3,0; 4,8;3,6	Плитка, Ужгород, 2,8; 6,0;3,6	Мозаїка, Кривий Ріг, 2,8; 6,0;3,6
	4	Мозаїка, Запоріжжя, 3,0; 4,8;3,2	Бетон, Ялта, 3,0; 7,2; 4,8	Дошка, Черкаси, 2,8; 6,0;3,6	Паркет, Житомир 2,8; 6,0;3,6	Плитка, Харків, 3,0; 4,8;3,6	Мозаїка, Херсон, 3,0; 4,8; 4,8	Бетон, Севастополь, 2,8; 7,2; 3,6	Дошка, Вінниця, 2,8; 7,2; 4,8	Паркет, Дніпро 2,8; 6,0;3,6	Плитка, Ужгород , 2,8; 7,2; 3,8
	5	Плитка, Одеса, 3,0; 4,8; 4,8	Мозаїка, Херсон, 3,0; 4,8;3,6	Бетон, Тернопіль, 3,0; 7,2; 4,8	Дошка, Львів, 3,0; 4,8;3,2	Паркет, Суми, 2,8; 7,2; 3,6	Плитка, Ялта, 3,0; 6,0; 4,8	Мозаїка, Київ, 3,0; 7,2; 4,8	Бетон, Львів, 3,0; 4,8;3,6	Дошка, Хмельн. 2,8; 7,2; 3,6	Паркет, Одеса 2,8; 7,2; 3,8
	6	Паркет, Полтава, 2,8; 3,6; 6,0	Плитка, Черкаси, 3,0; 3,6; 6,0	Мозаїка, Рівне, 2,8; 3,6; 6,0	Бетон, Луганськ, 3,0; 4,8; 4,8	Дошка, Суми 2,8; 3,6; 6,0	Паркет, Луцьк, 3,0; 6,0; 4,8	Плитка, Житомир, 3,2; 3,6; 3,6	Мозаїка, Рівне, 3,0; 3,0; 3,2	Бетон, Суми, 2,8; 6,0;3,6	Дошка, Ялта, 3,0; 6,0; 4,8
	7	Дошка, Джанкой, 3,2; 3,6; 3,6	Паркет, Вінниця, 3,0; 3,6; 6,0	Плитка, Миколаїв, 2,8; 3,0; 4,8	Мозаїка, Ужгород, 2,8; 4,8; 4,8	Бетон, Херсон, 3,2; 6,0; 4,8	Дошка, Харків, 3,8; 4,8; 6,0	Паркет, Кривий Ріг, 2,8; 4,8; 4,8	Плитка, Полтава, 2,8; 7,2; 4,8	Мозаїка, Львів, 3,0; 3,6; 6,0	Бетон, Ялта, 2,8; 3,6; 3,2
	8	Бетон, Харків, 3,0; 6,0; 3,2	Дошка, Маріуполь, 2,8; 3,6; 6,0	Паркет, Чернівці, 3,2; 6,0; 4,8	Плитка, Чернігів, 3,0; 7,2; 4,8	Мозаїка, Чернігів, 2,8; 3,6; 3,2	Бетон, Рівне, 2,8; 3,0; 4,8	Дошка, Суми, 3,0; 6,0; 3,2	Паркет, Черкаси, 3,8; 4,8; 6,0	Плитка, Черкаси, 3,2; 6,0; 4,8	Мозаїка, Київ, 2,8; 7,2; 4,8
	9	Мозаїка, Суми, 3,8; 4,8; 6,0	Бетон, Харків, 2,8; 4,8; 4,8	Дошка, Полтава, 2,8; 3,6; 3,2	Паркет, Ужгород, 2,8; 3,0; 4,8	Плитка, Чернігів, 3,0; 6,0; 3,2	Мозаїка, Суми, 3,2; 3,6; 3,6	Бетон, Херсон, 2,8; 3,6; 6,0	Дошка, Вінниця, 2,8; 3,6; 4,8	Паркет, Ів.-Франк., 2,8; 3,6; 3,2	Плитка, Чернігів, 2,8; 3,6; 4,8
	0	Мозаїка, Миколаїв, 2,8; 6,0;3,6	Бетон, Запоріжжя, 2,8; 7,2; 3,8	Дошка, Рівне, 3,0; 4,8;3,2	Паркет, Львів, 3,0; 4,8; 4,8	Плитка, Полтава, 2,8; 6,0;3,6	Мозаїка, Чернівці, 2,8; 6,0;3,6	Бетон, Вінниця, 3,0; 4,8; 4,8	Дошка, Ямпіль, 2,8; 7,2; 3,8	Паркет, Тернопіль, 2,8; 6,0;3,6	Плитка, Запоріжжя, 3,0; 4,8;3,2

Таблиця 1.2 – Вихідні дані для розрахунку фактичних меж вогнестійкості ЗБК

	Остання цифра залікової книжки										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	
Передостання цифра залікової книжки	1	Граніт W=1.40 $\rho_{oc}=2000$	Вапняк W=1.85 $\rho_{oc}=2025$	Граніт W=2.40 $\rho_{oc}=2030$	Вапняк W=1.56 $\rho_{oc}=2140$	Граніт W=1.76 $\rho_{oc}=2270$	Вапняк W=1.96 $\rho_{oc}=2390$	Граніт W=2.16 $\rho_{oc}=2500$	Вапняк W=2.36 $\rho_{oc}=2497$	Граніт W=2.27 $\rho_{oc}=2197$	Вапняк W=2.17 $\rho_{oc}=2500$
	2	Вапняк W=1.45 $\rho_{oc}=2050$	Граніт W=1.90 $\rho_{oc}=2075$	Вапняк W=2.45 $\rho_{oc}=2040$	Граніт W=1.58 $\rho_{oc}=2160$	Вапняк W=1.78 $\rho_{oc}=2280$	Граніт W=1.98 $\rho_{oc}=2410$	Вапняк W=2.18 $\rho_{oc}=2490$	Граніт W=2.38 $\rho_{oc}=2487$	Вапняк W=2.37 $\rho_{oc}=2207$	Граніт W=2.17 $\rho_{oc}=2490$
	3	Граніт W=1.50 $\rho_{oc}=2100$	Вапняк W=1.95 $\rho_{oc}=2125$	Граніт W=2.50 $\rho_{oc}=2060$	Вапняк W=1.60 $\rho_{oc}=2170$	Граніт W=1.82 $\rho_{oc}=2290$	Вапняк W=2.00 $\rho_{oc}=2420$	Граніт W=2.22 $\rho_{oc}=2480$	Вапняк W=2.40 $\rho_{oc}=2477$	Граніт W=2.47 $\rho_{oc}=2217$	Вапняк W=2.17 $\rho_{oc}=2480$
	4	Вапняк W=1.55 $\rho_{oc}=2150$	Граніт W=2.00 $\rho_{oc}=2175$	Вапняк W=1.42 $\rho_{oc}=2070$	Граніт W=1.62 $\rho_{oc}=2180$	Вапняк W=1.80 $\rho_{oc}=2310$	Граніт W=2.02 $\rho_{oc}=2430$	Вапняк W=2.20 $\rho_{oc}=2470$	Граніт W=2.42 $\rho_{oc}=2467$	Вапняк W=2.19 $\rho_{oc}=2227$	Граніт W=2.07 $\rho_{oc}=2470$
	5	Граніт W=1.60 $\rho_{oc}=2200$	Вапняк W=2.05 $\rho_{oc}=2225$	Граніт W=1.44 $\rho_{oc}=2080$	Вапняк W=1.64 $\rho_{oc}=2190$	Граніт W=1.84 $\rho_{oc}=2320$	Вапняк W=2.04 $\rho_{oc}=2440$	Граніт W=2.24 $\rho_{oc}=2460$	Вапняк W=2.44 $\rho_{oc}=2457$	Граніт W=2.09 $\rho_{oc}=2237$	Вапняк W=1.97 $\rho_{oc}=2460$
	6	Вапняк W=1.65 $\rho_{oc}=2250$	Граніт W=2.10 $\rho_{oc}=2275$	Вапняк W=1.46 $\rho_{oc}=2090$	Граніт W=1.66 $\rho_{oc}=2210$	Вапняк W=1.86 $\rho_{oc}=2330$	Граніт W=2.06 $\rho_{oc}=2493$	Вапняк W=2.26 $\rho_{oc}=2495$	Граніт W=2.46 $\rho_{oc}=2447$	Вапняк W=1.99 $\rho_{oc}=2247$	Граніт W=1.87 $\rho_{oc}=2495$
	7	Граніт W=1.70 $\rho_{oc}=2300$	Вапняк W=2.15 $\rho_{oc}=2325$	Граніт W=1.48 $\rho_{oc}=2110$	Вапняк W=1.68 $\rho_{oc}=2220$	Граніт W=1.88 $\rho_{oc}=2340$	Вапняк W=2.08 $\rho_{oc}=2483$	Граніт W=2.28 $\rho_{oc}=2485$	Вапняк W=2.48 $\rho_{oc}=2437$	Граніт W=1.89 $\rho_{oc}=2257$	Вапняк W=1.77 $\rho_{oc}=2485$
	8	Вапняк W=1.75 $\rho_{oc}=2350$	Граніт W=2.20 $\rho_{oc}=2375$	Вапняк W=1.50 $\rho_{oc}=2115$	Граніт W=1.72 $\rho_{oc}=2230$	Вапняк W=1.90 $\rho_{oc}=2360$	Граніт W=2.12 $\rho_{oc}=2473$	Вапняк W=2.32 $\rho_{oc}=2475$	Граніт W=2.0 $\rho_{oc}=2427$	Вапняк W=1.79 $\rho_{oc}=2267$	Граніт W=1.67 $\rho_{oc}=2475$
	9	Граніт W=1.80 $\rho_{oc}=2400$	Вапняк W=2.25 $\rho_{oc}=2425$	Граніт W=1.52 $\rho_{oc}=2120$	Вапняк W=1.70 $\rho_{oc}=2240$	Граніт W=1.92 $\rho_{oc}=2370$	Вапняк W=2.10 $\rho_{oc}=2463$	Граніт W=2.30 $\rho_{oc}=2465$	Вапняк W=2.50 $\rho_{oc}=2417$	Граніт W=1.69 $\rho_{oc}=2377$	Вапняк W=1.57 $\rho_{oc}=2465$
	0	Вапняк W=2.30 $\rho_{oc}=2450$	Граніт W=2.35 $\rho_{oc}=2010$	Вапняк W=1.54 $\rho_{oc}=2130$	Граніт W=1.74 $\rho_{oc}=2260$	Вапняк W=1.94 $\rho_{oc}=2380$	Граніт W=2.14 $\rho_{oc}=2453$	Вапняк W=2.34 $\rho_{oc}=2455$	Граніт W=1.49 $\rho_{oc}=2397$	Вапняк W=1.59 $\rho_{oc}=2387$	Граніт W=1.47 $\rho_{oc}=2455$

Вид крупного заповнювача: вапняк або граніт; ρ_{oc} – середня густина бетону, кг/м^3 ; W – вагова вологість бетону, %.

II. СКЛАД КУРСОВОЇ РОБОТИ

2.1. РОЗРАХУНКОВА ЧАСТИНА

Виконати статичний розрахунок плити перекриття, ригеля, колони. Згідно з одержаними внутрішніми зусиллями зробити проектний розрахунок зазначених вище конструкцій за першою та другою групами граничних станів. Визначити фактичну межу вогнестійкості плити, ригеля, колони та порівняти з експериментальними.

2. ОФОРМЛЕННЯ КУРСОВОЇ РОБОТИ

Курсова робота має бути виконаною на пронумерованих стандартних аркушах формату А4 (210x297 мм). У пояснювальній записці вказується зміст і перелік використаної літератури.

III. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ

3.1. КОНСТРУКТИВНІ СХЕМИ КАРКАСІВ БУДІВЛІ, КОМПОНУВАННЯ ПЛАНІВ

У курсовій роботі розглядається багатоповерхова виробнича будівля з внутрішнім залізобетонним каркасом і несучими зовнішніми стінами – будівля з неповним каркасом (рис. 3.1).

На цей час неповні каркасні схеми використовуються в будівлях, де, виходячи з місцевих умов, доцільно застосовувати цегляні стіни.

Просторовий каркас багатоповерхових будівель умовно розділяється на поперечні і поздовжні рами.

Основними рамами, що сприймають навантаження від перекриття і покриття, є поперечні рами і каркаси, які можуть бути виконані за шарнірно-зв'язковою, рамно-зв'язковою та рамною схемами. В даному курсовому проекті каркас будівлі розглядається у вигляді неповного каркаса з поперечною рамою за зв'язковою системою з шарнірними вузлами. Зв'язкова система має вигляд поперечної рами з шарнірними вузлами в місцях сполучення рами з колонами. Вітрові та інші горизонтальні навантаження передаються на жорсткі диски

перекриття і на в'язі або діафрагми, в якості також можуть бути використані поперечні стіни, стіни сходових кліток, ліфтових шахт.

Поздовжня рама каркаса працює на зв'язковій системі з шарнірними вузлами з'єднання колон і розпорів. У поздовжню раму багатоповерхової будівлі включаються колони одного ряду в межах деформаційного блока і поздовжні елементи розпору за колонами та зв'язками.

В якості розпорів по колонах використовуються плити міжповерхових перекриттів, які встановлюються по вісях колон, при цьому передаючи зусилля на зв'язковий блок зв'язки.

Поздовжня стійкість будівлі в період монтажу та експлуатації забезпечується встановленням вертикальних в'язів по колонах. В'язі встановлюють у середині деформаційного блока будівлі, в кожному ряду колон на всіх поверхах. В'язі застосовуються сталеві, хрестового або порталного типу. Для багатоповерхових будівель приймається уніфікована сітка колон: 6х6м; 6х12м, 9х6м; 9х12м; 12х12м з висотою поверхів кратною 600мм.

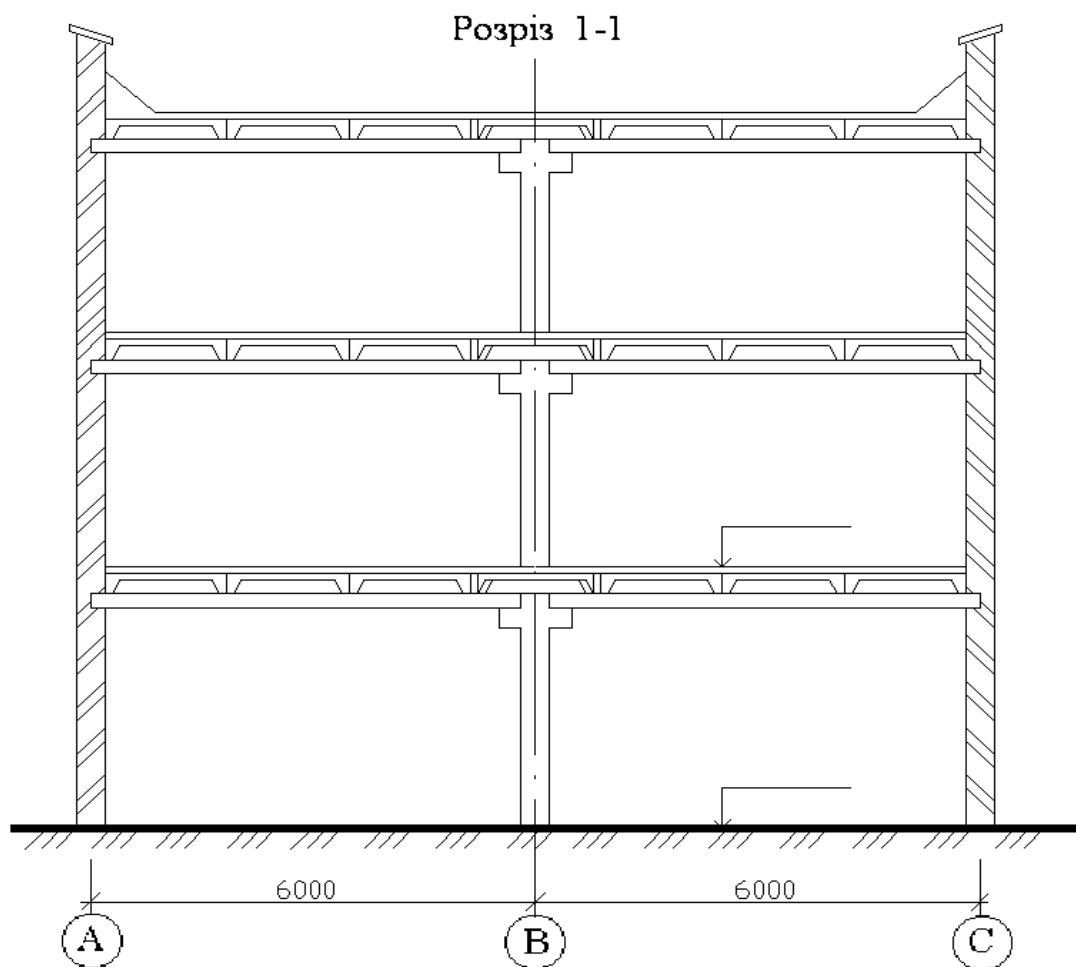


Рис. 3.1 – Схема багатоповерхової будівлі з несучими зовнішніми стінами

У житлово-громадських будівлях сітка колон приймається кратною модулю 400мм з розмірами в обох напрямках 2,8...6,4 м. Висота поверху встановлюється кратною модулю 300мм.

При визначенні розмірів сітки колон необхідно одночасно підбирати за діючими каталогами розміри панелей заданого типу.

Маркувальна схема розкладання панелей розробляється залежно від прийнятої сітки колон і заданого типу панелей перекриття. При цьому вздовж поздовжніх вісей укладаються добірні панелі, які одночасно виконують роль розпорів поздовжньої рами каркаса та передають горизонтальні сили на зв'язуючі блоки. Маркувальна схема перекриття показана на рисунку 3.2.

3.2. ПАНЕЛІ ПОКРИТТЯ І ПЕРЕКРИТТЯ

Панелі покриття і перекриття для збірних балкових покриттів і перекриттів виробничих та цивільних будівель та споруд можуть бути ребристі, багатопустотні, суцільні, роздільні та шатрові. Вибір того чи іншого типу панелі залежить від призначення будівлі, типу підлоги, діючих навантажень і робиться за відповідно діючих каталогів. Для створення горизонтального жорсткого диска шви між панелями замоноличують бетоном на дрібному щебені.

У деяких випадках для зменшення прогинів або в сейсмічних районах у шви між панелями вставляються зварні арматурні каркаси.

Панелі-розпірки укладаються по вісях колон, з'єднуються одна з одною, а також з колонами і ригелями шляхом зварювання закладних деталей (рис. 3.2).

3.2.1. РОЗРАХУНОК ПЛИТ

Розрахунок плит перекриття виконується за двома групами граничних станів. Групи граничних станів установлені за [8].

Навантаження, що діють на плити, складаються з власної ваги, конструкції, ваги підлоги або покрівлі та корисного навантаження. Власна вага плити визначається за відповідними каталогами, а корисне навантаження і коефіцієнти перевантаження (надійність за навантаженням) за [9].

Зосереджене навантаження, прикладене на з'єднанні двох плит, розподіляється порівну між ними.

Тип плит перекриття наведений у завданні. Відповідно до нього за каталогами підбирається геометрія перерізу плити (опалубне креслення). Ширина плити обирається рівною номінальній ширині в припущенні, що шви між плитами замоноличуються бетоном. Перерізи пустотних та ребристих плит приводяться, відповідно, до двотаврового й таврового перерізів. У плитах з овальними і круглими пустотами ширина ребра і товщина полиць, що вводяться в розрахунок, можуть встановлюватись шляхом приведення овальних і круглих пустот до еквівалентного перерізу прямокутних пустот з тією ж площею і моментом інерції (рис. 3.3).

3.2.2. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ЗА ПЕРШОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНОГО СТАНУ НА ДІЮ ЗГИНАЮЧОГО МОМЕНТУ

Для розрахунку плити за першою групою граничного стану виконують збирання навантажень, які діють на неї, і визначають розрахункову схему.

В даному курсовому проекті розрахункова схема плити являє собою статично визначену балку на двох шарнірних опорах, яка завантажена рівномірно-розподіленим навантаженням. Статичний розрахунок проводимо без перерозподілу згинаючих моментів, тобто за законами опору матеріалів. Отже, максимальне значення згинаючого моменту і поперечної сили складає:

$$M = [(q + V) \cdot L_0^2] / 8, \quad (3.1)$$

$$Q = [(q + V) \cdot L_0] / 2, \quad (3.2)$$

де q - постійне навантаження, кН/м;

V - тимчасове корисне навантаження, кН/м;

L_0 - розрахунковий проліт (рис. 3.3), м.

Для проведення конструктивного розрахунку пустотну плиту приводять до еквівалентного двотаврового поперечного перерізу (рисунки 3.4, 3.5). Для приведеного поперечного двотаврового перерізу підбирають поздовжню та поперечну робочу арматуру (хомути).

Для розрахунку двотаврового поперечного перерізу спочатку визначають положення нейтральної вісі. Для цього визначають згинальний момент, який сприймає полиця стиснутої зони двотаврового перерізу відносно центру тяжіння розтягнутої арматури за формулою:

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_o - 0,5 \cdot h_f'), \quad (3.3)$$

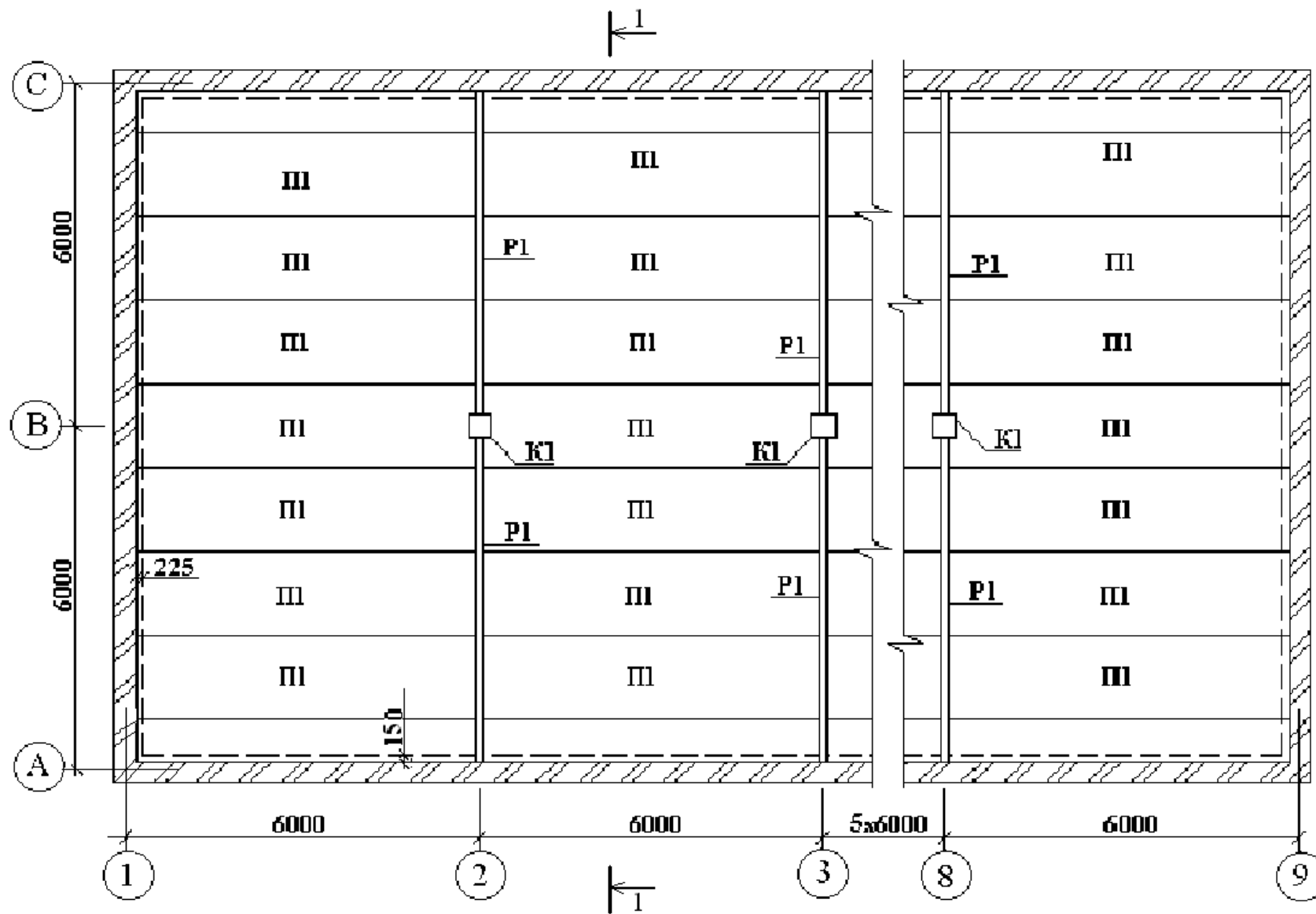


Рис. 3.2 – Маркувальна схема міжповерхового перекриття

де R_b – розрахунковий опір бетону при стисканні залежно від його класу для першої групи граничного стану (додаток 2);

h_o – робоча висота поперечного перерізу елемента,

$h_o = h - a$ (h – висота перерізу елемента, a – захисний шар бетону);

b'_f, h'_f – ширина і висота полиці у стиснутій зоні таврового та двотаврового перерізів відповідно.

Якщо M_f буде більше моменту M , то полиця в змозі сприйняти момент від зовнішнього навантаження, і як наслідок цього, нейтральна вісь проходить у полиці, а переріз розраховується як прямокутний шириною $b = b'_f$. В протилежному випадку нейтральна вісь проходить у ребрі, і переріз розраховують як тавровий.

В першому випадку по максимальному пролітному моменту визначається коефіцієнт відносної несучої здатності:

$$\alpha_m(A_o) = M / [R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2] \quad (3.4)$$

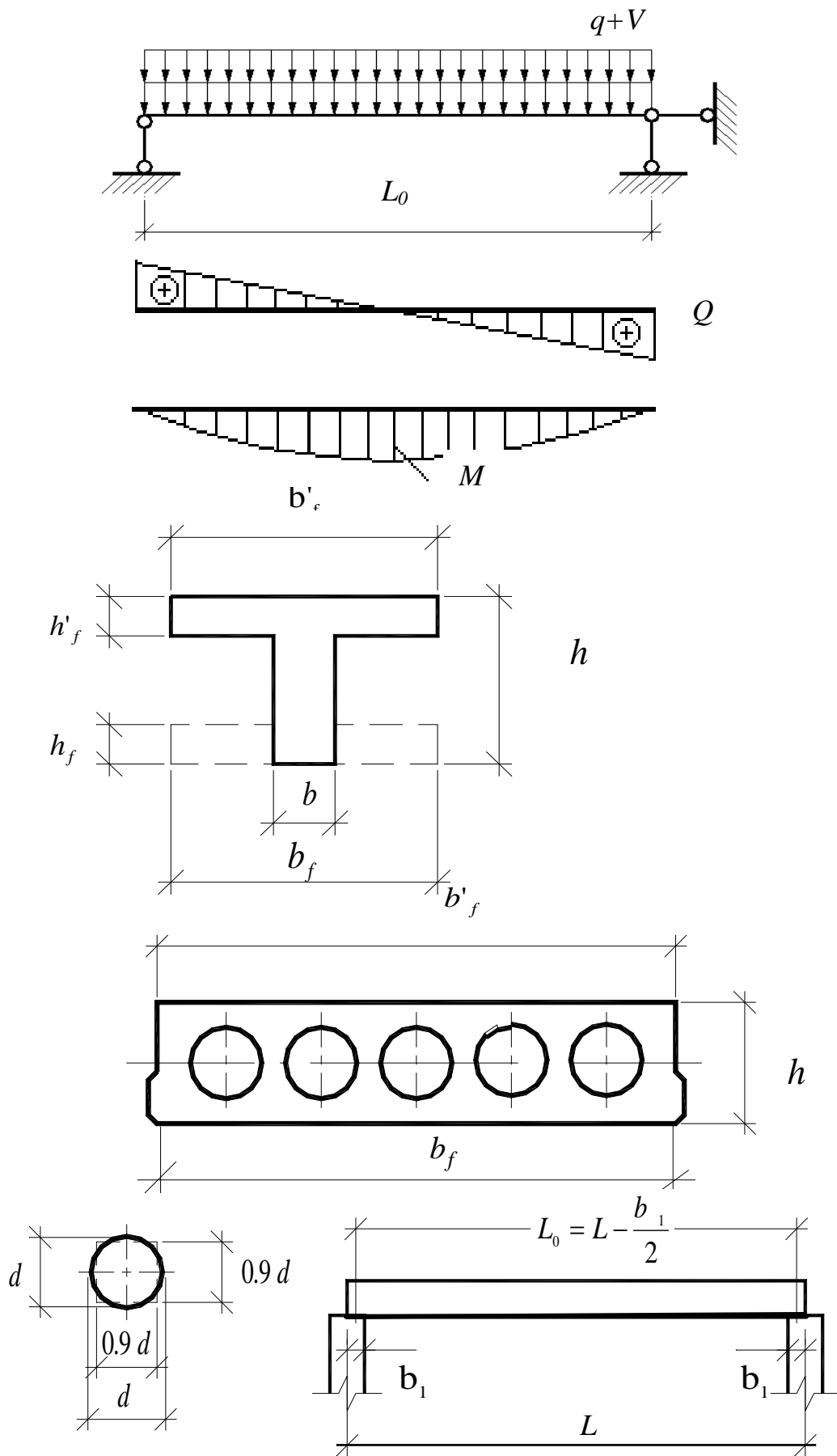


Рисунок 3.3 – Пустотні плити перекриття

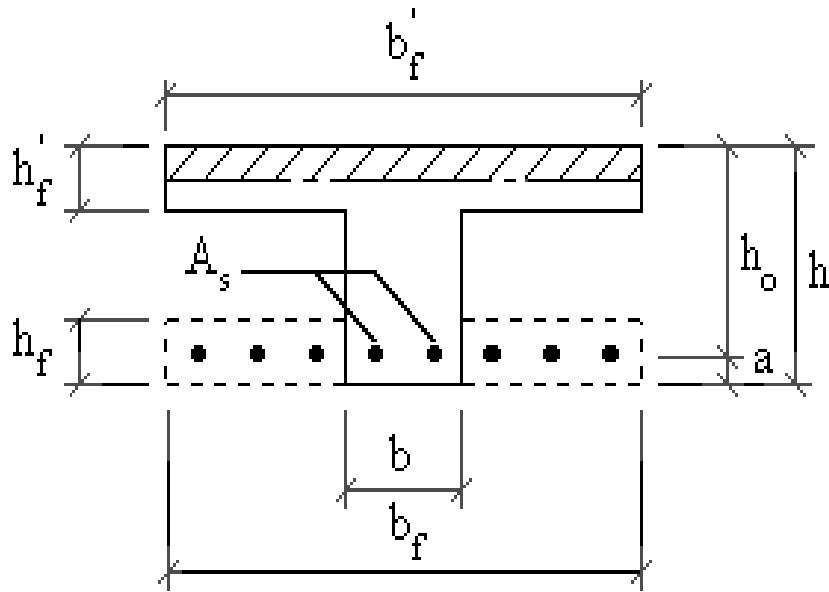


Рис. 3.4 – Двотавровий поперечний переріз з одиночним армуванням

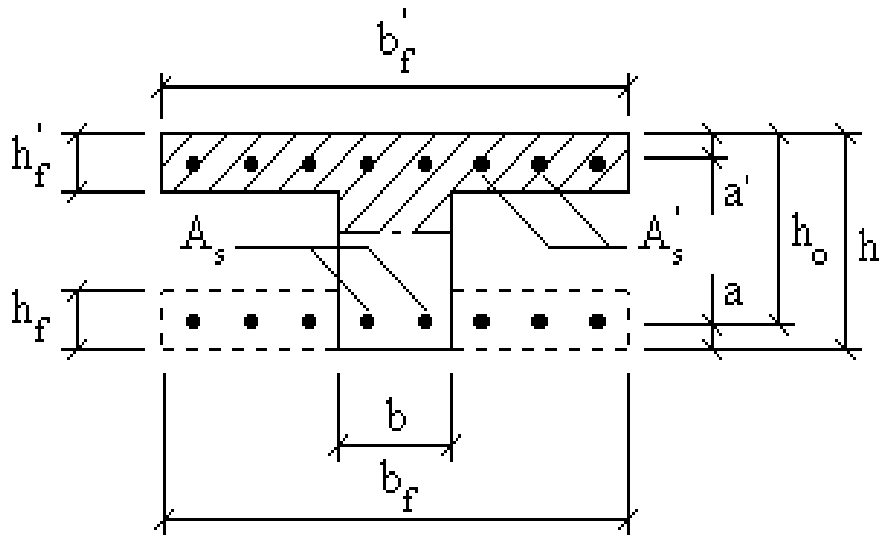


Рис. 3.5 – Двотавровий поперечний переріз з подвійним армуванням

Далі за додатком 5 визначають відповідні йому значення ξ та $\zeta(\eta)$. Потім порівнюють значення відносної висоти стисненої зони ξ з границею переармування ξ_R .

Гранична відносна висота стиснутої зони бетону (границя переармування) визначається за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.5)$$

де R_s – розрахунковий опір поздовжньої розтягнутої робочої арматури для граничного стану першої групи;
 ω – відносна висота стиснутої зони бетону при прямокутній епюрі для випадку, коли приріст деформацій в арматурі (і напружень) дорівнює нулю.

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b, \quad (3.6)$$

де α – коефіцієнт, який для важкого бетону дорівнює 0,85 і для легкого бетону дорівнює 0,8.

Якщо $\xi \leq \xi_R$, то це означає, що арматура в стиснутій зоні не потрібна. Тоді її площа перерізу (в розтягнутій зоні) визначається за формулою:

$$A_s = M / (R_s \cdot \eta \cdot h_o). \quad (3.7)$$

Використовуючи допоміжну таблицю (додаток 6), добирають діаметр та кількість стержнів поздовжньої арматури.

Якщо визначиться, що $\xi > \xi_R$, то необхідно поперше виконати розрахунок арматури в стиснутій зоні бетону:

$$A'_s = (M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2) / [R_{SC} (h_o - a')], \quad (3.8)$$

де R_{SC} – розрахунковий опір стиснутої арматури для граничного стану першої групи;

a' – відстань від рівнодійної зусиль в арматурі до найближчого краю поперечного перерізу елемента в стиснутій зоні.

Граничне значення коефіцієнта відносної несучої здатності:

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) \quad (3.9)$$

Тоді площа перерізу арматури в розтягнутій зоні складає:

$$A_s = (R_b \cdot b'_f \cdot \xi_R \cdot h_o + R_{SC} A'_s) / R_s \quad (3.10)$$

Якщо нейтральна вісь проходить у ребрі, то поперечний переріз розраховують як тавровий у такій послідовності.

За максимальним згинальним моментом визначають коефіцієнт відносної несучої здатності:

$$\alpha_m = [M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0,5 h'_f)] / (R_b \cdot b \cdot h_o^2). \quad (3.11)$$

Потім за додатком 5 знаходять ξ і порівнюють з ξ_R . Якщо виконується нерівність $\xi \leq \xi_R$, то арматура в стиснутій зоні не потрібна. Площа розтягнутої арматури в цьому випадку складає:

$$A_s = [R_b (b'_f - b) h'_f + R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_o] / R_s. \quad (3.12)$$

Якщо $\xi > \xi_R$, то поперше визначається площа перерізу стиснутої арматури:

$$A'_S = [M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2 - R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0,5h'_f)] / [R_{SC} (h_o - a')]. \quad (3.13)$$

Після чого площа перерізу арматури в розтягнутій зоні визначається за формулою:

$$A_S = [R_b \cdot b \cdot \xi_R \cdot h_o + R_{SC} A'_S + R_b (b'_f - b) h'_f] / R_S. \quad (3.14)$$

Армування плити виконати зварними каркасами і сітками.

3.2.3. Розрахунок плити за першою групою граничного стану на дію поперечної сили (по похилому перерізу)

Поперечну силу, яка діє в будь-якому перерізі панелі, сприймають бетон і поперечна арматура (хомути). Якщо поперечну силу повністю сприймає чисто бетонний переріз, то розрахунок хомутів не проводять, а ставлять їх конструктивно. Ця умова виражається залежністю:

$$Q_b \leq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot B \cdot h_o, \quad (3.15)$$

де φ_{b3} – коефіцієнт, який приймається рівним для важкого бетону – 0.6, для дрібнозернистого – 0.5;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону при розтягу приймається за додатком 2;

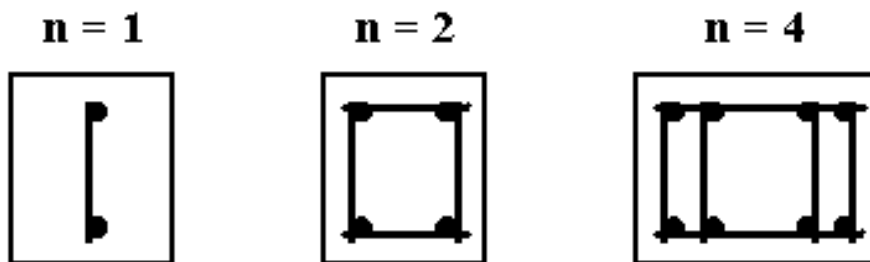
φ_n – коефіцієнт, який враховує вплив поздовжніх сил: при дії поздовжніх стискаючих сил

$$\varphi_n = (0,1 \cdot N) / (R_{bt} \cdot B \cdot h_o) \leq 0,5, \quad (3.16)$$

для елементів, які згинаються без попереднього обтиснення $\varphi_n = 0$.

Якщо наведена умова не задовольняється, потрібен розрахунок поперечної арматури (хомутів):

1. Задаються діаметром хомутів d_{sw} (6 – 10 мм). Діаметр поперечних стержнів встановлюється з умов зварювання з поздовжньою арматурою.



2. Назначається кількість зрізів хомутів у поперечному перерізі n (кількість каркасів).

3. Визначають сумарну площу зрізу хомутів :

$$A_{sw} = A_{sw1} \cdot n, \quad (3.17)$$

де A_{sw} – сумарна площа зрізу хомутів;

A_{sw1} – площа зрізу одного хомута.

4. Необхідна інтенсивність поперечного армування:

$$q_{sw} = Q^2 / [4 \cdot \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot B \cdot h_o^2], \quad (3.18)$$

де $\varphi_{b2} = 2$ для важкого бетону; дрібнозернистого – 1.7;

φ_f – коефіцієнт, який враховує вплив зв'язів стиснутих полиць:

$$\varphi_f = [0,75 \cdot (B_f' - B) \cdot h_f'] / (B \cdot h_o) \leq 0,5. \quad (3.19)$$

5. Потрібний крок поперечних стержнів:

$$S = R_{sw} A_{sw} / q_{sw}, \quad (3.20)$$

де R_{sw} – розрахунковий опір розтягу поперечної арматури (приймається по додатку 3, 4);

A_{sw} – сумарна площа зрізу хомутів.

Разом з тим, при поздовжньому та поперечному армуванні повинні дотримуватись такі конструктивні вимоги.

Відстань між поперечними стержнями на ділянках, де вони потрібні за розрахунком і біля опори (1/4) прольоту, повинна бути не більшою $1/2h$ і не більше 150 мм при висоті плити не більше 450 мм, при висоті плити більше 450 мм – крок поперечної арматури не більше $1/3$ висоти і не більше 500 мм. Відстані між поперечними стержнями назначаються кратними 50 мм.

Мінімальна товщина захисного шару бетону, який знаходиться в звичайних умовах експлуатації (без агресивних середовищ), береться для поздовжньої арматури 20 мм і не менше її діаметра для поперечної арматури 15 мм.

3.2.4. Розрахунок плити за другою групою граничних станів (за деформаціями)

Прогини елементів залізобетонних конструкцій не повинні перевищувати допустимих значень з урахуванням естетичних вимог. Розрахунок прогинів у цьому випадку повинен бути орієнтований на дію постійних і довготривалих навантажень, які беруться з коефіцієнтом надійності за навантаженням, що дорівнює одиниці.

Для окремих виробничих будівель, для яких прогини плит перекриття обмежуються технологічними вимогами, розрахунок проводиться на дію постійних, тривалих і короткодійючих навантажень.

Поперечний переріз плити приводиться до еквівалентного двотаврового або таврового перерізу.

До плит, що проектуються, ставляться вимоги третьої категорії тріщиностійкості, стосовно яких допускається обмеження по ширині, короткочасне і тривале розкриття тріщин.

Для елементів залізобетонних конструкцій, для яких допускається утворення тріщин, нормальних до поздовжньої вісі елементів, прогини визначаються за кривизнами осі елемента.

Для елементів прямокутного, таврового та двотаврового перерізу кривизна визначається за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3}, \quad (3.21)$$

де $1/r_1$ – початкова кривизна від короткочасної дії всього нормативного навантаження;

$1/r_2$ – початкова кривизна від короткочасної дії тривалодійючого нормативного навантаження;

$1/r_3$ – повна кривизна від нормативної тривалодійючої частини навантаження.

Значення кривизни $1/r_1$, $1/r_2$, $1/r_3$ визначаються за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{M^H}{h_o \cdot z} \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \cdot \nu \cdot E_b \cdot b \cdot h_o} \right), \quad (3.22)$$

Розрахунок плити перекриття за деформаціями рекомендується виконувати в такій послідовності:

1. Визначаємо коефіцієнт пружності ν :

а) при довготривалій дії навантаження $\nu = 0.10$ (сухий режим роботи $W < 40\%$); $\nu = 0.15$ (нормальний режим роботи $W > 40\%$);

б) при короткочасному навантаженні $\nu = 0.45$.

2. Визначаємо коефіцієнт ψ_b , що враховує нерівномірність розподілу деформацій крайнього стиснутого положення за довжиною ділянки з тріщинами і береться рівним:

а) для важкого бетону – 0.9;

б) для легкого бетону – 0.7.

3. Знаходимо модульне співвідношення: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$. (3.23)

4. Визначаємо коефіцієнт або процент армування: $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_o}$. (3.24)

5. Визначаємо коефіцієнт φ_f :
$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{2 \cdot \nu} \cdot A'_s}{b \cdot h_o}$$
. (3.25)

Для перерізу у вигляді тавра полицею вниз і прямокутного $\varphi_f = 0$.

6. Визначаємо коефіцієнт відносної несучої спроможності:

$$\delta = \frac{M^H}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_o^2}. \quad (3.26)$$

7. Визначаємо коефіцієнт λ :

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_o}\right). \quad (3.27)$$

Для перерізу у вигляді тавра полицею донизу і прямокутника значення $\lambda = 0$.

8. Визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону:

а) для таврового і двотаврового перерізів:

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu \cdot \alpha}}; \quad (3.28)$$

б) для прямокутного перерізу:
$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5\delta}{10\mu \cdot \alpha}} \quad (3.29)$$

Якщо для тавра або двотавра нейтральна вісь проходить в полиці, то виконуємо перерахунок ξ як для прямокутного перерізу шириною $b = b'_f$, визначивши попередньо значення коефіцієнтів μ і δ при $b = b'_f$.

9. Визначаємо плече внутрішньої пари сил:

$$z = h_o \cdot \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_o} \cdot \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right], \quad (3.30)$$

$z = h_o(1 - 0.5 \cdot \xi)$ – для прямокутного перерізу.

10. Визначаємо пружний момент опору перерізу по нижній розтягнутій грані:

$$W_{red} = J_{red}/y_o, \quad (3.31)$$

де y_o – відстань від центра ваги перерізу до крайнього розтягнутого волокна.

11. Визначаємо пружно-пластичний момент опору перерізу по

розтягнутій грані:

$$W_{pl} = \gamma W_{red}, \quad (3.32)$$

$\gamma = 1.75$ для прямокутного перерізу,

$\gamma = 1.5$ для таврового перерізу.

12. Визначаємо значення коефіцієнта φ_{ls} , який враховує вплив дії навантаження і профілю арматури.

$\varphi_{ls} = 1.1$ – арматура періодичного профілю, короткочасне навантаження;

$\varphi_{ls} = 0.8$ – арматура будь-якого профілю, довготривале навантаження.

13. Визначаємо значення коефіцієнта, який враховує роботу розтягнутого бетону між тріщинами ψ_s ($0 < \psi_s < 1$):

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M^H}. \quad (3.33)$$

14. Визначаємо значення кривизни $1/r_1$ за формулою (3.22).

15. Визначаємо значення кривизни $1/r_2$: $\frac{1}{r_2} = \frac{1}{r_1} \cdot \frac{q^H_\partial}{q^H}$, де q^H_∂ – довготривале нормативне навантаження; q^H – повне нормативне навантаження.

16. Визначаємо значення кривизни $1/r_3$ (для цього необхідно виконати всі 14 попередніх пунктів, із зміненими коефіцієнтами ν і φ_{ls}).

17. Визначаємо значення повного прогину:

$$f = k \cdot l^2 \cdot (1/r_1 - 1/r_2 + 1/r_3), \quad (3.34)$$

де $k = \frac{5}{48}$ для прогонової балки, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням із шарнірним опиранням.

18. Порівнюємо отриманий прогин з допустимим прогином :

$$\frac{f}{l} \leq \left| \frac{f}{l} \right|. \quad (3.35)$$

3.2.5. Розрахунок плити за другою групою граничних станів (по розкриттю тріщин)

В елементах, до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 3-ї категорії, нетривале розкриття тріщин допускається завширшки $a_{cr,1} \leq 0,2 \dots 0,4$ мм, а тривале – $a_{cr,2} \leq 0,1 \dots 0,3$ мм.

Для конструкцій, до яких ставляться вимоги третьої категорії тріщиностійкості, ширина короткочасного розкриття тріщин визнача-

ється від дії всього нормативного навантаження. Ширина довгочасного розкриття тріщин визначається від тривалої дії постійних і тривалих нормативних навантажень.

Норми рекомендують обчислювати ширину розкриття тріщин у конструкціях з важкого бетону та бетону на пористих заповнювачах за емпіричною формулою:

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^3 \sqrt{d}, \quad (3.36)$$

де δ - коефіцієнт який приймається для згинальних і позацентрово стиснутих елементів -1 , розтягнутих $-1,2$;

φ_l - коефіцієнт, який при врахуванні короточасних навантажень і короточасної дії постійних і довготривалих навантажень приймається рівним 1 , при багатократно повторюваних навантаженнях, а також довготривалій дії постійних і довготривалих навантажень $\varphi_l = 1,6 - 15\mu$;

η - коефіцієнт, який приймають рівним для стержневої арматури періодичного профілю -1 , для гладкої $-1,3$; проволочної періодичної $-1,2$, гладка $-1,4$;

μ - коефіцієнт армування (без врахування зв'язів для таврового поперечного перерізу), який приймають рівним $0,02$;

d - діаметр розтягнутої арматури, мм;

E_s - модуль пружності арматури;

σ_s - напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною:

$$\sigma_s = \frac{M^H}{A_s z}, \quad (3.37)$$

де M^H - момент від постійного і тривалого нормативного навантаження;

A_s - площа перерізу арматури;

z - плече внутрішньої пари сил.

Повна ширина розкриття тріщин визначається за формулою:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3}, \quad (3.38)$$

де a_{crc1} - початкова ширина розкриття тріщин від короточасної дії всього нормативного навантаження;

a_{crc2} - початкова ширина розкриття тріщин від короточасної дії нормативного тривалого навантаження;

a_{crc3} - повна ширина розкриття тріщин від повного нормативного навантаження.

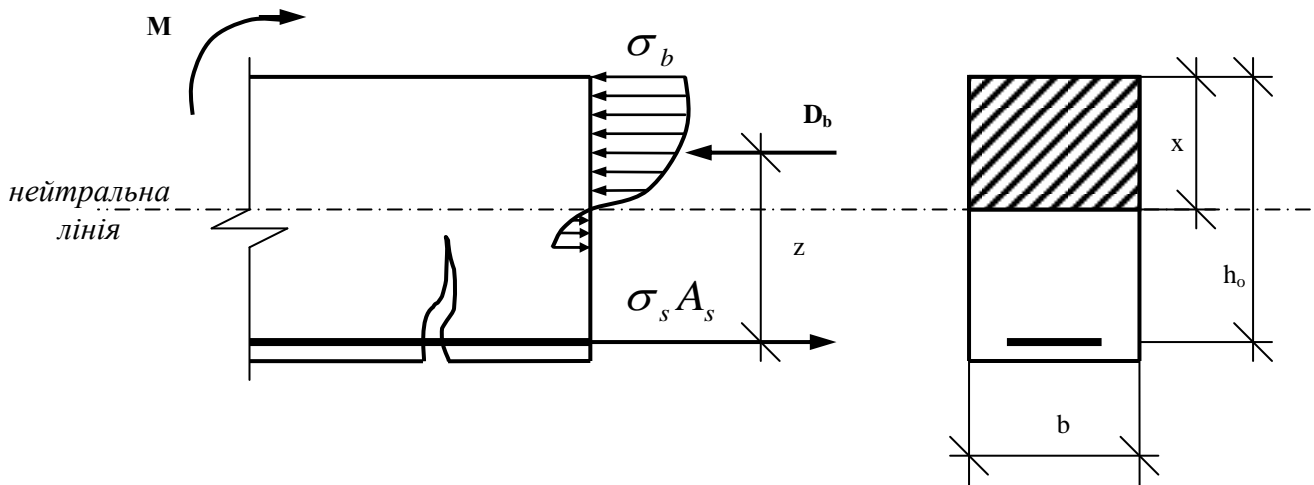


Рис. 3.6 – Напружено-деформований стан у перерізі елемента, що працює на згинання, після утворення тріщин

Отже, при розрахунку ширини розкриття тріщин необхідно взяти з розрахунку за деформаціями відповідні значення плеча внутрішньої пари сил.

3.3. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ РИГЕЛЯ (БАЛКИ) ПЕРЕКРИТТЯ

Розрахункова схема ригеля являє собою статично визначену однопролітну балку з шарнірним обпиранням по краях, яка завантажена рівномірно-розподіленим навантаженням.

Для визначення зусиль у перерізах ригеля необхідно виконати збирання навантажень. У даному курсовому проекті ширина будівлі складає два проліти по 6 м. В середині ригель кріпиться до колон, які розташовані з кроком 6 м по довжині споруди.

Ригель, завантажений довготривалим і тимчасовим навантаженням, величина якого визначається множенням відповідного навантаження 1 м^2 перекриття на крок між ригелями, тобто 6 м.

Значення тимчасового корисного навантаження подано у завданні. Розподіл його на короткочасне і тривалодіюче допускається вважати рівним 50%.

Розміри ригеля попередньо задаються в межах:

а) висота $h = (1/10 - 1/15) \cdot L = 40 - 60 \text{ см}$ або 80 см ;

б) ширина ребра $B = (0,3 - 0,4) \cdot h = 18 - 24 \text{ см}$;

в) ширина полиці (якщо ригель тавровий) $B_f = (2 - 2,5) \cdot B = 35 - 50 \text{ см}$.

У зв'язку з тим, що ригель має форму тавра (або прямокутника), алгоритм конструктивного його розрахунку буде такий самий, як і для плит перекриття. Особливістю конструювання ригеля є необхідність у побудованні епюри матеріалів. Армування ригеля слід виконувати зварними каркасами.

3.4. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОНИ

Колони багатоповерхових каркасних будівель є позакентровано стиснутими елементами.

Поздовжня сила в розрахункових перерізах визначається шляхом збору тимчасових і постійних навантажень з вантажною площею всіх поверхів і покриття будівлі. При цьому необхідно розмежувати короткочасні і тривалодіючі навантаження.

Колону курсового проекту допустимо розраховувати як центрально-стиснуту з випадковим ексцентриситетом e . Значення випадкового ексцентриситету береться не менше ніж $1/600$ довжини елемента і $1/30$ висоти перерізу – не менше 1см . Як правило, при цих умовах значення $\xi > \xi_R$.

Послідовність розрахунку в цьому випадку наведена нижче:

1. Задаємося процентом армування колони $\mu = 1 - 2\%$ і загальною кількістю проміжної арматури $A_{sm} < A_{s,tot} / 3$, де $A_{s,tot} = A_s + A'_s$.

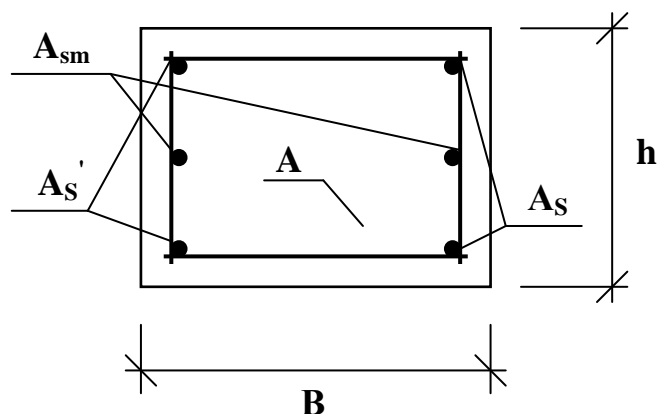


Рис. 3.7 – Поперечний переріз колони

2. Визначаємо значення коефіцієнта α_s :

$$\alpha_s = \frac{R_{SC} A_{s,tot}}{R_b \gamma_{b2} A} = \frac{R_{SC}}{R_b \gamma_{b2}} \cdot \mu. \quad (3.35)$$

3. Обчислюємо співвідношення:

$$N \cdot e / N \quad \text{та} \quad l_o / h,$$

де l_o - розрахункова довжина колони.

5. Згідно таблиці додатку 6 для співвідношень $N \cdot e / N$ та l_o / h знаходимо значення коефіцієнтів φ_b , φ_{sb} ; виходячи з яких визначаємо коефіцієнт

$$\varphi_1 = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_{sb} - \varphi_b) \cdot \alpha_s. \quad (3.36)$$

При цьому повинна виконуватись умова $\varphi_1 \leq \varphi_{sb}$.

Потрібна кількість арматури визначається із залежності

$$A_s + A'_s = A_{s,tot} = N / (\varphi_1 \cdot R_{sc}) - (A \cdot R_b) / R_{sc}. \quad (3.37)$$

За отриманою кількістю арматури визначаємо фактичний процес армування. Якщо прийняте значення μ не узгоджується з умовою $\mu_{min}(0,5)\% \leq \mu\% \leq \mu_{max}(3,0)\%$, то розміри поперечного перерізу елемента змінюють і повторно обчислюють величину φ_1 , $A_{s,tot}$, оптимальні значення армування $\mu = 1 - 2\%$.

3.4.1. Розрахунок і конструювання арматури колони

Для поздовжнього армування доцільно використовувати арматуру класів А-II і А-III, а для поперечного армування – класів В-I, А-I. Поздовжню арматуру слід підбирати діаметром 12-40 мм, відстань між поздовжніми стержнями при бетонуванні у горизонтальному положенні повинна прийматися не менше, як 30 мм для нижнього ряду і 25 мм для верхнього ряду і не менше діаметру стержнів. При бетонуванні колон у вертикальному положенні ця відстань збільшується до 50 мм.

Поперечна арматура у колонах встановлюється без розрахунку – конструктивно. Поперечні стержні повинні бути розміщені на відстані не більше ніж 15...20 діаметрів поздовжньої арматури. Відстань між поперечними стержнями у всіх випадках не повинна перевищувати 600 мм. Діаметр поперечних стержнів приймається рівним 0,25 діаметру поздовжньої арматури і не менше 5 мм. Співвідношення діаметрів поздовжньої і поперечної арматури визначається умовами зварювання.

IV. РОЗРАХУНОК МЕЖ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ МЕЖ ВОГНЕСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1.1. Граничні стани конструкцій по вогнестійкості

Під вогнестійкістю будівельних елементів і конструкцій розуміється їхня здатність в умовах пожежі зберігати несучу й огорожувальну функції, а також опиратися поширенню вогню.

Вогнестійкість будівельних конструкцій характеризується межею вогнестійкості. За межу вогнестійкості будівельних конструкцій приймається час (в хвиликах) від початку їх вогневого стандартного випробування до виникнення одного з граничних станів за вогнестійкістю.

Серед багатьох вимог, висунутих до будівельних конструкцій, основною є вимога відповідності своєму призначенню і заданим умовам експлуатації протягом необхідного часу (у тому числі і по вогнестійкості).

Тому граничні стани – це такі стани, при яких конструкція перестає задовольняти висунутим до неї в процесі експлуатації вимогам.

Розрізняють наступні три види граничних станів по вогнестійкості:

– за втратою несучої здатності конструкції і вузлів – обвалення чи прогин в залежності від типу конструкції;

– за втратою теплоізолювальної здатності – підвищення температури на поверхні, що необігрівається, у середньому більш ніж на 140 °С чи в будь-якій точці цієї поверхні більш ніж на 180 °С в порівнянні з температурою конструкції до випробування, або більше 220°С незалежно від температури конструкції до випробування;

– за втратою щільності – утворення в конструкціях наскрізних тріщин або наскрізних отворів, через які проникають продукти горіння чи полум'я;

Для конструкцій, захищених вогнезахисними покриттями і які випробовуються без навантажень, граничним станом буде досягнення критичної температури матеріалу конструкції.

Для зовнішніх стін, балок, ферм, колон граничним станом є такий, при якому відбувається втрата несучої здатності конструкцій і вузлів.

Несуча здатність конструкції в умовах пожежі – властивість конструкції зберігати свою міцність (стійкість), сприймаючи власну вагу, прикладені нормативні навантаження, а також температурні зусилля, що виникають в умовах вогневого впливу. Відповідно до [16] при розрахунку конструкцій на вогнестійкість допускається враховувати лише нормативні значення постійних і тривалих навантажень. Розрахунок вогнестійкості будівельних конструкцій виконують за нормативним навантаженням і нормативним опором.

Межа вогнестійкості конструкції (за несучою здатністю) дорівнює часу τ_n від початку вогневого впливу до моменту, коли несуча здатність конструкції стає недостатньою для сприйняття прикладеного до неї нормативного навантаження.

Теплоізолювальна здатність – властивість розділяючої конструкції при вогневому впливі з однієї сторони перешкоджати підвищенню температури на необігріваній поверхні конструкції і її стінових сполучень до допустимих величин, при яких може виникнути горіння дотичних або розташованих близько (від поверхні, що не обігривається) горючих матеріалів. Оцінка теплоізолювальної здатності виконується шляхом рішення теплотехнічної задачі прогріву перерізу конструкції з урахуванням умов теплообміну на її поверхнях, що обігриваються і необігриваються.

Теплоізолювальна здатність і втрата щільності враховуються тільки при оцінюванні вогнестійкості внутрішніх огорожуючих конструкцій, тому що в цьому випадку є потенційна небезпека поширення пожежі в суміжні приміщення.

4.1.2. Розрахункові схеми визначення межі вогнестійкості будівельних конструкцій

Сутність розрахунку межі вогнестійкості конструкцій полягає в визначенні часу, після закінчення якого в умовах високотемпературного впливу при пожежі настає один з граничних станів, крім втрати щільності.

Для будівельних конструкцій, що виконують одночасно огорожувальну і несучу функції, необхідно виконувати два розрахунки: за втратою несучої і теплоізолювальної здатності (наприклад, внутрішня несуча стіна або плита перекриття). З двох отриманих значень за межу вогнестійкості приймається найменше.

Можливості розрахункової оцінки меж вогнестійкості конструкцій можна представити у вигляді наступних схем.

Розрахункова схема 1. Розрахунок за цією схемою проводять для вертикальних і горизонтальних конструкцій, що виконують огорожувальну функцію (перегородки, плити перекриття, стіни). За граничним станом за теплоізолювальною здатністю межа вогнестійкості за цією схемою настає в результаті втрати конструкцією теплоізолювальної здатності, тобто в результаті прогріву поверхні, що необігрівається, до неприпустимої температури. Межа вогнестійкості конструкції настає в момент часу $\tau_n = P_{\Phi}$, коли при заданих умовах високотемпературного впливу і теплофізичних характеристиках матеріалу температура на поверхні, що не обігрівається, t'_0 , змінюючись від початку значення t_H стане рівною допустимій $[t'_0]$.

Розрахункова схема 2. Розрахунком за цією схемою визначається вогнестійкість усіх видів металевих захищених і незахищених конструкцій, несучих залізобетонних конструкцій, що згинаються (ригелі, балки, плити). При цьому розглядається прогрів перерізу (елементів) конструкції в умовах високотемпературного впливу при пожежі до критичної температури t_{cr} . За ним вогнестійкість визначається втратою несучої здатності. Розрахунок передбачає вирішення статичної тепло-технічної задачі з метою визначення часу прогріву до t_{cr} .

Під критичною температурою розуміється температура конструкції або її частини перерізу, при досягненні якої вона втрачає несучу здатність (руйнується), тобто настає її межа вогнестійкості.

Розрахункова схема 3 – за критичною площею перерізу. Існують конструкції, граничний стан яких при пожежі по втраті несучої здатності настає в результаті зменшення перерізу. Характерними прикладами таких конструкцій є дерев'яні й стиснуті залізобетонні. В дерев'яних конструкціях зменшення перерізів відбувається в результаті обвуглювання деревини. При нагріванні в умовах пожежі частина перерізу стиснутих залізобетонних елементів прогрівається вище t_{cr} і втрачає свою міцність. Внаслідок зменшення перерізів напруження в елементах збільшуються і при досягненні межі міцності конструкції руйнуються. Площа перерізу, при подальшому зменшенні якої відбувається втрата несучої здатності або стійкості конструкції, називається критичною площею перерізу, а розміри цих перерізів – критичними.

Розрахунок за цією схемою зводиться до визначення часу, після закінчення якого при заданих умовах високотемпературного впливу площа перерізу зменшується до критичного значення. Умова руйнування $\sigma = R_{\text{п}}$.

Четверта розрахункова схема – для статично невизначених згинаємих залізобетонних конструкцій, руйнування яких в умовах по-

жежі настає в результаті одночасного зменшення перерізу і зниження міцності матеріалу.

4.1.3. Загальна схема розрахунку меж вогнестійкості будівельних конструкцій

Визначення вогнестійкості будівельних конструкцій виконується або експериментально, або розрахунковим методом.

Розрахунковий метод визначення межі вогнестійкості має істотну перевагу в порівнянні з експериментальним, так як немає необхідності проводити складні, дорогі випробування конструкцій в натуральну величину.

При визначенні меж вогнестійкості будівельних конструкцій в загальному випадку необхідно виконати розрахунок, що складається з двох частин: теплотехнічної і статичної. Теплотехнічна задача вирішується для визначення температур в перерізі конструкції в процесі впливу на неї стандартного температурного режиму. Для рішення використовуються рівняння нестационарної теплопровідності твердого тіла з врахуванням зміни теплофізичних характеристик будівельних матеріалів з ростом температури. В результаті вирішення цієї задачі для огорожуючих конструкцій оцінюється їхня теплоізолювальна здатність.

Статична задача вирішується для визначення межі вогнестійкості за втратою несучої здатності конструкцій. Ця задача вирішується за допомогою рівнянь граничної рівноваги і деформацій з урахуванням зміни фізико-механічних характеристик будівельних матеріалів в залежності від температури, визначеної теплотехнічним розрахунком.

Схема визначення межі вогнестійкості за втратою несучої здатності приведена на рисунку 4.1.

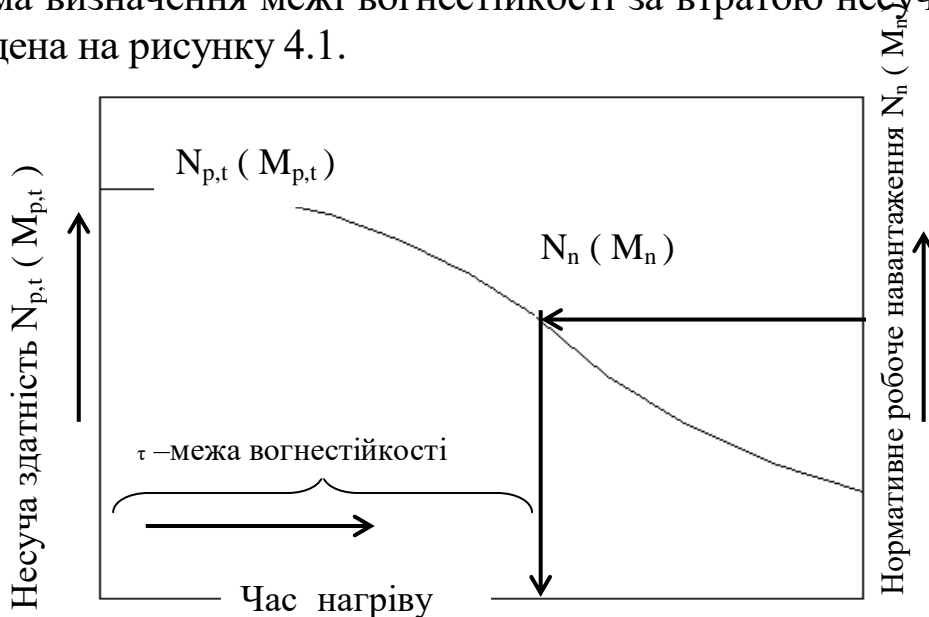


Рисунок 4.1– Загальна схема розрахунку межі вогнестійкості за

втратою несучої здатності

За віссю абсцис відкладений час нагрівання τ , за віссю ординат: ліворуч – несуча здатність нагрітої конструкції $M_{P,t}$ (для зігнутих елементів), $N_{P,t}$ (для стиснутих і розтягнутих); праворуч – величина нормативного навантаження відповідно M_n, N_n , що діє на конструкцію.

Послідовність розрахунку:

- задаються періоди часу $\tau_1 \dots \tau_i$ нагрівання конструкції;
- для заданих періодів часу $\tau_1 \dots \tau_i$ теплотехнічним розрахунком визначають температуру в перерізах конструкції;
- статичним розрахунком для цих же проміжків часу з урахуванням зміни міцнісних характеристик матеріалу визначають несучу здатність $M_{P,t}$ або $N_{P,t}$ в залежності від умов роботи конструкції під навантаженням;
- будується графік зниження несучої здатності конструкції у часі;
- визначається час втрати несучої здатності в умовах пожежі, тобто час, коли несуча здатність конструкції знизиться до величини діючого на неї нормативного навантаження.

4.2. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ МЕЖ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.2.1. Теплотехнічна частина розрахунку

Вогнестійкість залізобетонних конструкцій втрачається, як правило, в результаті втрати несучої здатності (обвалення) за рахунок зниження міцності, теплового розширення і температурної повзучості арматури і бетону при нагріванні, а також внаслідок втрати теплоізолювальної здатності.

Межа вогнестійкості залізобетонних конструкцій за теплоізолювальною здатністю знаходиться шляхом теплотехнічного розрахунку.

Розрахунок вогнестійкості конструкцій будівель і споруд може виконуватися, якщо відомі теплофізичні, міцнісні і деформативні характеристики будівельних матеріалів при високих температурах.

Розрахунок температурних полів залізобетонних конструкцій ґрунтується на рішенні граничних задач нестационарної теплопровідності неоднорідних капілярно-пористих тіл в умовах стандартного температурного режиму. При цьому повинні братися до уваги нелінійність задачі, яка характеризується складними законами нестационарного теплообміну між обігріваними й необігріваними поверх-

нями тіла і навколишнім середовищем пожежі при граничних умовах третього роду.

Зміна температури за стандартним температурним режимом пожежі характеризується залежністю:

$$t_B = 345 \lg(8 \tau + 1) + t_H, \quad (4.1)$$

де t_B – температура середовища, °С;

τ – час пожежі, с ;

t_H – початкова температура конструкції до пожежі, рівна 20 °С.

При цьому необхідно враховувати змінність в часі теплофізичних характеристик матеріалу в залежності від безупинно мінливої температури середовища, вплив вологості матеріалу.

Аналітичне рішення рівняння теплопровідності Фур'є при цьому є неможливим. Тому застосовують чисельні способи і методи для рішення конкретних задач, зокрема, кінцево-різницевого методу. Для розрахунку температур у перерізі конструкцій спрощеним способом приймаються наступні припущення:

- рішення рівняння Фур'є при граничних умовах третього роду замінено рішенням при граничних умовах першого роду, що являє собою закон зміни температури поверхні;

- зроблена лінеаризація диференціального рівняння теплопровідності Фур'є шляхом введення в розрахунок приведенного коефіцієнта температуропровідності бетону a_{red} ;

- вплив випаровування води у бетоні при нагріванні враховується шляхом збільшення питомої теплоємності на величину 50,4 на кожен відсоток вагової вологості бетону;

- розрахунок виконується на дію температури, що миттєво встановлюється і постійно підтримується 1250°С на захисному шарі конструкції товщиною $K\sqrt{a_{red}}$, що називається фіктивним;

- розрахункові формули можна застосовувати тільки для плоских конструкцій і конструкцій прямокутного і круглого перетинів, а також для елементів більш складної конфігурації, поперечні перерізи яких можуть бути зведені до перерахованих.

У будівельних конструкцій, як правило, один розмір значно більше або менше двох інших. Тому рішення рівняння Фур'є при розрахунках вогнестійкості конструкцій можна робити для одномірних і двомірних температурних полів.

Для плоских конструкцій (плити перекриття, покриття, переого-

родки, стіни) визначається одновимірне температурне поле. Для стержневих конструкцій (колони, балки, ригелі, елементи арок і ферм) – двовимірне температурне поле.

Для граничних умов першого роду температура t_{Π} обігріваної поверхні плоских залізобетонних конструкцій визначається:

$$t_{\Pi} = 1250 - (1250 - t_H) \operatorname{erf} \frac{k}{2\sqrt{\tau}}, \quad (4.2)$$

де t_{Π} – температура обігріваної поверхні, °С;

t_H – початкова температура конструкції, °С;

erf – функція помилок Гауса ;

k – коефіцієнт, який залежить від густини ρ_{oc} сухого бетону, $c^{0.5}$;

τ – час, с.

Приведений коефіцієнт температуропровідності визначається за формулою:

$$a_{red} = \frac{\lambda_{tem,m}}{(C_{tem,m} + 50,4W_b)\rho_{oc}}, \quad (4.3)$$

де $\lambda_{tem,m}$ – середній коефіцієнт теплопровідності при $t = 450$ °С, Вт / (м · °С);

$C_{tem,m}$ – середній коефіцієнт теплоємності при $t = 450$ °С, Дж / (кг · °С);

W_b – початкова вагова вологість бетону, % ;

ρ_{oc} – середня густина бетону в сухому стані, кг / м³.

4.2.2. Розрахунок температур у суцільних плоских конструкціях

Нестационарне температурне поле, яке виникає в напівобмеженому тілі від впливу “стандартної пожежі”, розраховується за формулою:

$$t_{y,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \operatorname{erf} \frac{k\sqrt{a_{red}} + y}{2\sqrt{a_{red}\tau}}, \quad (4.4)$$

де y – відстань по нормалі від обігріваної поверхні до розрахункової точки тіла, м.

Розрахункова формула (4.4) може бути використана для визначення температури в плоских конструкціях кінцевої товщини. Тому дана формула є основною для розрахунку температури плит, панелей, настилів, перекриттів. Так, формула для розрахунку температури арматурних стержнів, які знаходяться на відстані $y = a_1$ від обігріваної

поверхні має вигляд :

$$t_{y=al} = 1250 - (1250 - t_H) \operatorname{erf} \frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}}, \quad (4.5)$$

де y – відстань від обігріваної поверхні до краю арматури, м;
 k_1 – коефіцієнт, для бетонів з $\rho \geq 2000 \text{ кг/м}^3$ дорівнює 0.5;
 d – діаметр арматури, м.

Оскільки межа вогнестійкості вільно обпертих елементів залежить від прогріву розтягнутої робочої арматури до критичної температури $t_{s,cr}$, знаючи її величину, можна знайти їх межу вогнестійкості. Порядок визначення $t_{s,cr}$ (дивись статичний розрахунок пункт 4.2.5).

Потім використовуючи формулу (4.4) при $t_{y,\tau} = t_{s,cr}$, знаходиться аргумент X (A) в залежності від значення функції Гауса (Крампа):

$$\operatorname{erf} X = \frac{1250 - t_{s,cr}}{1250 - t_H}, \quad (4.6)$$

$$X = \frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}}. \quad (4.7)$$

Межа вогнестійкості $\tau = \Pi_\phi$ буде дорівнювати :

$$\tau = \Pi_\phi = \left(\frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2X} \right)^2, \quad (4.8)$$

де $\tau = \Pi_\phi, \text{ с}$.

Для визначення температур в плоских конструкціях при двохсторонньому обігріві вирішують задачу прогріву необмеженої пластини при симетричних граничних умовах. Це рішення має вигляд :

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \left[\operatorname{erf} \frac{\xi}{2\sqrt{F_0}} + \operatorname{erf} \frac{2 - \xi}{2\sqrt{F_0}} - 1 \right], \quad (4.9)$$

$$\xi = 1 - \frac{x}{0.5b + k\sqrt{a_{red}}}; \quad (4.10)$$

де x – відстань від центра до розрахункової точки по товщині пластини, м;

b – товщина пластини, м;

$$F_0 = a_{red} \tau / (0.5b + k\sqrt{a_{red}})^2 \text{ критерій Фур'є}; \quad (4.11)$$

τ – час, с.

Таким чином формулу (4.9) можна перетворити до вигляду:

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \left[\operatorname{erf} \frac{k + \frac{x}{\sqrt{a_{\text{red}}}}}{2\sqrt{\tau}} + \operatorname{erf} \frac{k + \frac{b-x}{\sqrt{a_{\text{red}}}}}{2\sqrt{\tau}} - 1 \right], \quad (4.12)$$

Вираз у квадратних дужках формул (4.9) і (4.12) представляють відносну надлишкову температуру θ , яку можна визначити за графіком в залежності від F_0 та ξ (додаток 20). Тоді необхідну температуру знаходять за формулою:

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \theta. \quad (4.13)$$

При розрахунку вогнестійкості колони, балки, ригеля необхідно знайти температуру в середині товщини пластини, тобто при $x=0$:

$$t_{x=0,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{\text{ц}}, \quad (4.14)$$

де $\theta_{\text{ц}}$ – відносна температура, яка визначається за даними додатку 19 в залежності від $F_0/4$.

4.2.3. Температура арматури в стержневих конструкціях

При прогріві балок, колон, ферм і інших стержневих елементів, що обігріваються в умовах пожежі з трьох або чотирьох граней бокових поверхонь, має місце двомірне температурне поле. Розрахунок температур в цих випадках може бути виконаний з достатньою точністю за допомогою відомого в теорії теплопровідності відношення відносних температур :

$$\frac{t_B - t_{x,y,\tau}}{t_B - t_H} = \frac{t_B - t_{x,\tau}}{t_B - t_H} \times \frac{t_B - t_{y,\tau}}{t_B - t_H}, \quad (4.15)$$

де t_B – температура за стандартною кривій (4.1);

$t_{x,y,\tau}$ – температура двохмірного поля, °С;

t_x, t_y – температура одномірних полів, °С.

З відношення (4.15) знаходять :

$$t_{x,y,\tau} = t_B - \frac{(t_B - t_{x,\tau})(t_B - t_{y,\tau})}{t_B - t_H}, \quad (4.16)$$

Температуру в перерізах залізобетонних елементів можна визначити по графікам прогріву, отриманих дослідним шляхом (додатки 15, 16).

4.2.4. Розрахунок шарів бетону, прогрітих до заданих температур

При вогневому впливі переріз конструкцій прогрівається нерівномірно. Тому в кожному шарі (точці) перерізу температура має визначене значення. Якщо в одному з цих шарів (точок) арматура, яка сприймає всі стискаючі чи розтягуючі зусилля, то температура його буде визначати величину несучої здатності всієї конструкції. В той час, коли несуча здатність цієї конструкції знизиться до величини робочого навантаження і настане її межа вогнестійкості, температура є критичною.

Такими несучими елементами є розтягнута арматура в згинаємих залізобетонних конструкціях. Межа вогнестійкості цих конструкцій розраховується шляхом визначення часу прогріву їх несучих елементів до критичної температури.

Таким чином, поняття критичної температури відноситься не до матеріалу конструкції, а до її несучого елемента. Не можна, наприклад, в цьому розумінні говорити про критичну температуру бетону, так як цей матеріал розташований по всьому перерізу залізобетонної конструкції, прогрівається нерівномірно і не має тому деякої визначеної температури нагріву. Іноді з метою спрощення розрахунку все ж застосовують термін “критична температура” і до бетону.

Так, наприклад, називають критичну температуру на межі ядра перерізу залізобетонних колон, яка умовно відділяє бетон з нульовою міцністю від бетону з початковою міцністю. Однак в цьому випадку критична температура має інший зміст, пов’язаний з обмеженням деякої площі поперечного перерізу, і є більше прийомом для спрощення розрахунку. Цим прийомом користуються при розрахунку вогнестійкості, наприклад, колон, статично невизначених зігнутих конструкцій. Інакше кажучи, необхідно визначати товщину бетонних шарів, які прогріваються до заданих критичних температур. Міцність бетону в цих шарах вважається рівною нулю, а в перерізу, який залишився, (ядрі) – нормативній.

Ця задача є зворотною розглянутим вище і вирішується на основі тих же рівнянь і залежностей.

Товщина шару у плоскій конструкції, прогрітої вище t_{cr} (ізотерма t_{cr} – границя шару) визначається з рівняння (4.4):

$$\delta_{t,y} = (2x\sqrt{\tau} - k)\sqrt{a_{red}}, \quad (4.17)$$

X – аргумент функції Гауса (Крампа) $\operatorname{erf} X(A)$ визначається :

$$\operatorname{erf}X = \frac{1250 - t_{b,cr}}{1250 - t_H}, \quad (4.18)$$

де $t_{b,cr}$ – критична, розрахункова температура бетону;
для важкого бетону на гранітному щебені –650 °С;
для важкого бетону на вапняковому щебені –750 °С.

При обігріві конструкції з чотирьох сторін:

$$0,5b_{tem,x} = (0,5b_x + k\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_x), \quad (4.19)$$

де ξ_x – визначається по графіку (додаток 20) в залежності від величини θ_x і F_{ox} :

$$\theta_x = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{b,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)}, \quad (4.20)$$

де $t_{y=0,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{II}$ визначається по формулі (4.14); θ_{II} приймають по даним додатку 19 в залежності від $F_{ox}/4$:

$$F_{ox} = \frac{a_{red} \tau}{(0,5b_x + k\sqrt{a_{red}})^2}, \quad (4.21)$$

$$0,5b_{tem,y} = (0,5b_y + k\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_y), \quad (4.22)$$

де ξ_y – знаходять по графіку (додаток 20) в залежності від θ_y і F_{oy} :

$$\theta_y = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{b,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{x=0,\tau})(1250 - t_H)}, \quad (4.23)$$

де $t_{x=0,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{II}$ визначається по формулі (4.14); θ_{II} приймають по даним додатку 19 в залежності від $F_{oy}/4$:

$$F_{oy} = \frac{a_{red} \tau}{(0,5b_y + k\sqrt{a_{red}})^2}, \quad (4.24)$$

Знаючи величину $\xi_y = 1 - \frac{0,5b_{tem,y}}{0,5b_y + k\sqrt{a_{red}}}$, і вирішуючи це рівняння відносно $b_{tem,y}$, отримуємо рівняння (4.21).

В тому випадку, коли прямокутний переріз обігривається з трьох сторін, товщину шару $\delta_{tem,y}$ знаходять по формулі:

$$\delta_{tem,y} = (2X\sqrt{\tau} - k)\sqrt{a_{red}}, \quad (4.25)$$

де величина X являється аргументом функції помилок Гауса (додаток 11), яка розраховується по формулі :

$$\operatorname{erf} X = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{b,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{x=0,\tau})(1250 - t_H)}, \quad (4.26)$$

де $t_{x=0,\tau}$ визначається по формулі (4.14).

Координату $0,5b_{tem,x}$ біля необігриваємої грані перерізу знаходять по формулі (4.19), використовуючи вираз (4.20), в якому $t_{y=0,\tau}$ по-

трібно замінити температурою $t_{y=h}$, яка визначається по формулі (4.4) при $y=h$.

Таким чином, при чотиристоронньому обігріві :

$$b_{\text{tem},x} = b_x - 2\delta_{\text{tem},x}, \quad b_{\text{tem},y} = b_y - 2\delta_{\text{tem},y},$$

– при тристоронньому обігріві:

$$b_{\text{tem},x} = b_x - 2\delta_{\text{tem},x}, \quad b_{\text{tem},y} = b_y - \delta_{\text{tem},y}.$$

4.2.5. Статична частина розрахунку

4.2.5.1. Статично визначені згинаємі конструкції. Загальне рішення статичної задачі

При розрахунку несучої здатності залізобетонних конструкцій при пожежі слід враховувати зміну механічних властивостей бетону і арматури в залежності від їх температури, яка визначається тепло-технічним розрахунком.

Розрахункові опори стисненню і розтягу бетону R_{bu} і R_{btu} і арматури R_{scu} і R_{su} для розрахунку вогнестійкості визначаються діленням нормативних опорів, приведених в [15] на відповідні коефіцієнти надійності – по бетону $\gamma_b=0,83$, по арматурі $\gamma_s=0,9$.

Статично визначені згинаємі залізобетонні конструкції в умовах пожежі піддаються впливу високих температур по різному. Плоскі елементи піддаються односторонньому нагріванню, стержневі – трьохсторонньому. При цьому у плоских елементів $b_{\text{tem}}=b$, а в стержневих елементів $b_{\text{tem}}=b - 2\delta_{\text{tem},x}$.

Загальні положення розрахунку на вогнестійкість будівельних конструкцій можуть бути застосовані і до залізобетонних елементів. Однак для статично визначених конструкцій межа вогнестійкості може бути визначена по критичній температурі сталевих елементів, що значно спрощує розрахунок.

Статично визначені згинаємі елементи в умовах пожежі руйнуються, як правило, внаслідок утворення пластичного шарніру в середині проліту за рахунок зниження межі текучості або міцності нагріваючої розтягнутої арматури до величини напружень в її перерізі.

Рідко виключення складають згинаємі елементи переармовані і навантажені гранично допустимим навантаженням, у яких втрата несучої здатності проходить від крихкого руйнування стиснутої зони бетону при порівняно невеликих деформаціях розтягнутої арматури.

В момент утворення пластичного шарніру відбувається різке збільшення температурної повзучості арматури, що викликає інтенсивне розкриття тріщин в розтягнутій зоні. Тріщини, що розкриваються, зменшують висоту стисненої зони бетону x_{tem} до мінімального значення, при якому відбувається руйнування стисненого бетону і обвалення елемента. Таким чином, настання межі вогнестійкості згинаємої конструкції характеризується граничною рівновагою внутрішніх і зовнішніх сил. При цьому напруження в стисненій зоні бетону за рахунок зменшення її розмірів і деформацій розтягнутої арматури збільшується до R_{bn} , а нормативний опір розтягнутої арматури R_{sn} знижується до границі міцності нагрітої сталі $R_{s,tem}$, рівного робочому напруженню в її перетині $\sigma_{s,tem}$.

Рішення статичної задачі в цьому випадку зводиться до знаходження критичної температури розтягнутої арматури при граничній рівновазі конструкції в умовах пожежі.

В загальному вигляді статична задача для згинаємих конструкцій вирішується за допомогою рівнянь статички. Для визначення висоти стиснутої зони бетону x_{tem} в стані граничної рівноваги конструкції при заданих умовах обігріву складається рівняння моментів від зовнішніх і внутрішніх сил відносно розтягнутої робочої арматури $\Sigma M_s = 0$.

Робочі напруження в розтягнутій арматурі визначають з рівняння рівноваги проєкцій внутрішніх і зовнішніх сил, діючих в площині згину $\Sigma P_{x(y)} = 0$.

По відношенню робочих напружень σ_s і опорів сталі R_{su} визначають коефіцієнт зниження міцності $\gamma_{s,tem}$, а потім по довідковим даним визначають критичну температуру розтягнутої арматури :

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}} \quad \text{і} \quad t_{s,cr} = f(\gamma_{s,tem}). \quad (4.27)$$

4.2.5.2. Плоскі згинаємі елементи

Несуча здатність $M_{p,tem}$ нагрітого плоского згинаємого елемента в граничній рівновазі буде дорівнювати :

$$M_{p,tem} = N_{b,tem} Z_{b,tem} = R_{bu} b x_{tem} (h_0 - 0,5 x_{tem}), \quad (4.28)$$

$$R_{bu} = \frac{R_{bn}}{\gamma_b}, \quad (4.29)$$

де R_{bn} – нормативна призмova міцність бетону на осьове стискання, МПа;
 h_0 – робоча висота перетину, м;

x_{tem} – висота стиснутої зони, м.

В умовах пожежі конструкція руйнується під дією постійного нормативного навантаження M_n , тобто $M_{p,tem} = M_n$.

Отже, $M_{p,tem} - M_n = 0$, ($\Sigma M_s = 0$),

$$R_{bu} x_{tem} b (h_0 - 0,5x_{tem}) - M_n = 0. \quad (4.30)$$

Звідки
$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2 \frac{M_n}{R_{bu} b}}. \quad (4.31)$$

З умови рівноваги ($\Sigma P_x = 0$) знаходимо напруження в розтягнутій арматурі :

$$\sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu} b x_{tem}}{A_s}. \quad (4.32)$$

По відношенню робочих напружень $\sigma_{s,tem}$ і опорів сталі R_{su} визначають коефіцієнт зниження міцності $\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}}$; можна визна-

чити зразу $\gamma_{s,tem} = \frac{R_{bu} b x_{tem}}{A_s R_{su}}$.

По знайденому значенню $\gamma_{s,tem}$ з додатку 13 знаходимо температуру розтягнутої арматури, при якій настає межа вогнестійкості, тобто критичну температуру $t_{s,cr}$. Фактична межа вогнестійкості визначається по формулі (4.8).

4.2.5.3. Плоскі згинаємі багатопустотні залізобетонні елементи

При вирішенні статичної задачі перетин багатопустотних залізобетонних плит і настилів приводять до розрахункового таврового перетину (рисунки 4.2).

Висота стиснутої зони бетону в граничному стані визначається за формулою (4.31), якщо $x_{tem} \leq h_f$ (рисунок 4.2, а).

Якщо висота стиснутої зони бетону отримана з рівняння (4.26) більше, ніж висота полки, тобто $x_{tem} > h_f$ (рисунок 4.2, б), то її необхідно перерахувати за формулою :

$$h_f' (b_f' - b) R_{bu} (h_0 - 0,5h_f') + b x_{tem} R_{bu} (h_0 - 0,5x_{tem}) - M_n = 0. \quad (4.33)$$

Рішення відносно x_{tem} дає наступну формулу:

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[M_n - h_f' (b_f' - b) R_{bu} (h_0 - 0,5h_f')]}{R_{bu} b}}, \quad (4.34)$$

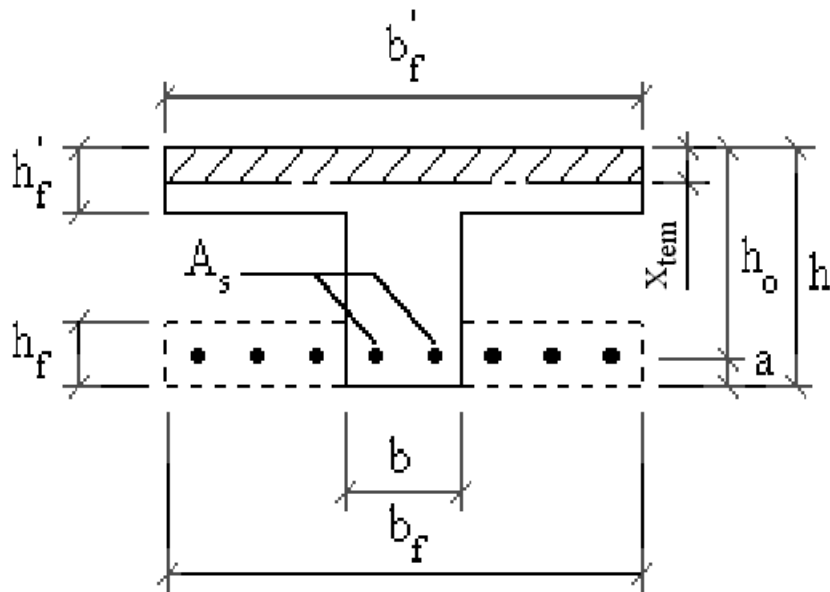
Потім визначають $\sigma_{s,tem}$:

при $x_{tem} \leq h_f'$
$$\sigma_{s,tem} = \frac{b_f' x_{tem} R_{bu}}{A_s}, \quad (4.35)$$

при $x_{tem} > h_f'$
$$\sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu} [h_f' b_f' + (x_{tem} - h_f') b]}{A_s}. \quad (4.36)$$

Потім по формулі $\frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}}$ визначаємо $\gamma_{s,tem}$, з додатку 13 $t_{s,cr}$ і по формулам (4.8) знаходять Π_ϕ конструкції. Отриманий результат необхідно помножити на коефіцієнт 0,9.

а)



б)

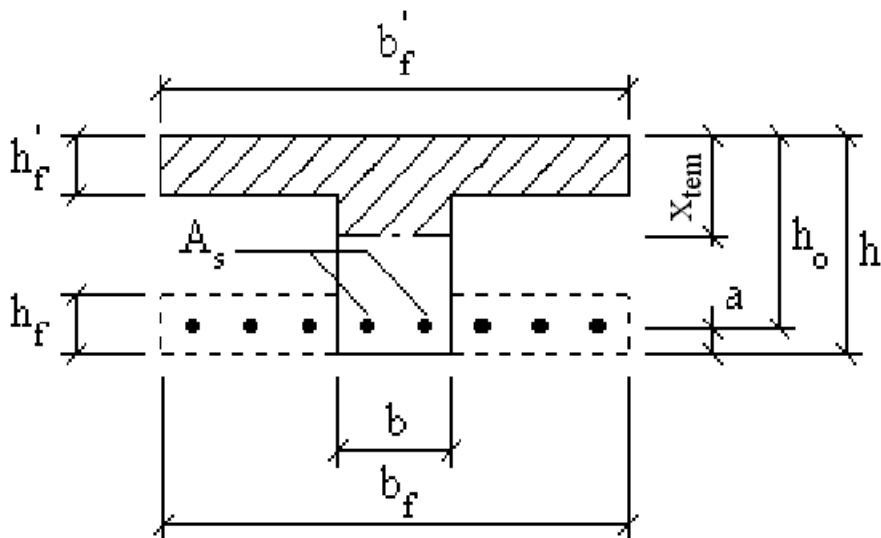


Рисунок 4.2 –Схема приведення перетину залізобетонної плити до розрахункового

- а) розрахунковий перетин при $x_{tem} \leq h_f'$;
 б) розрахунковий перетин при $x_{tem} > h_f'$.

4.2.5.4. Стержневі згинаємі елементи (балки, прогони, ригелі)

Відмітними ознаками стержневих елементів порівняно з плоскими конструкціями є наявність арматури в стисненій зоні і, як правило, вогневий вплив на стиснену зону по бічним сторонам поперечного перетину (рисунок 4.3). При обігріві балки з трьох сторін розміри стисненої зони бетону зменшуються по висоті в основному за рахунок деформацій розтягнутої арматури до величини x_{tem} в момент граничного стану конструкції, а по ширині – за рахунок втрати міцності зовнішніми шарами бетону $\delta_{x,tem}$. Внаслідок прогріву стиснутої арматури її опір зменшується порівняно з першопочатковим R_{scu} на величину коефіцієнта зниження міцності $\gamma'_{s,tem}$.

Величина $\delta_{x,tem}$ визначається за формулою (4.25). Ширина ядра перерізу буде $b_{tem}=b-2\delta_{x,tem}$.

Температуру стиснутих стержнів знаходять по рівнянням (4.9) та (4.12). Потім з додатку 13 по розрахованій температурі знаходять $\gamma_{s,tem}$.

При відомих розмірах стиснутої зони бетону і опорах стиснутої арматури $\Sigma M = 0$:

$$R_{bu}x_{tem}b_{tem}(h_0-0,5x_{tem})+R_{scu}\gamma'_{s,tem}A'_s(h_0-a')-M_n=0. \quad (4.37)$$

Вирішуючи рівняння відносно x_{tem} , знаходять:

$$x_{tem}=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2[M_n-R_{scu}\gamma'_{s,tem}A'_s(h_0-a')]}{R_{bu}b_{tem}}}}. \quad (4.38)$$

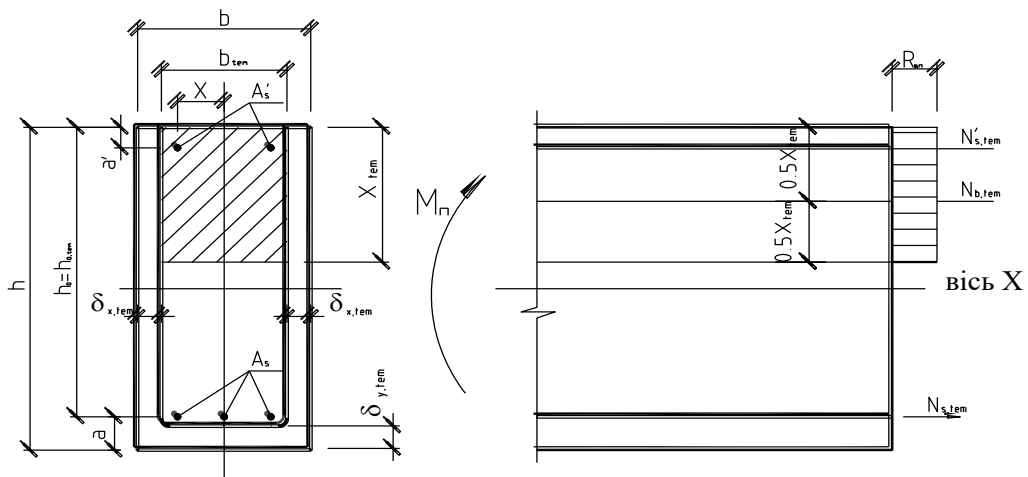


Рисунок 4.3—Розрахункова схема залізобетонної балки прямокутного перетину

Потім використовуючи умову рівноваги проєкцій всіх внутрішніх і зовнішніх сил на вісь X

$$R_{scu} A_s' \gamma_{s,tem}' + R_{bu} b_{tem} x_{tem} - \sigma_{s,tem} A_s = 0, \quad (4.39)$$

знаходять

$$\sigma_{s,tem} = \frac{x_{tem} b_{tem} R_{bu} + \gamma_{s,tem}' R_{scu} A_s'}{A_s}. \quad (4.40)$$

Коефіцієнт

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}}.$$

З додатку 13 по величині $\gamma_{s,tem}$ знаходять $t_{s,cr}$.

У балок, ригелів, прогонів перетин обігривається з трьох сторін. Тому температура стержнів, розташованих навіть в один ряд, буде різна: крайні стержні прогріваються швидше, ніж середні. Розрахунок температур стержнів проводять по формулі (4.16). Після визначення температури кожного розтягнутого стержня з координатами x , y визначають температуру стержнів :

$$t_{s,m} = \frac{\sum A_{s,i} t_{s,i}}{A_s}, \quad (4.41)$$

де $A_{s,i}$ – площа перетину i -го стержня;

$t_{s,i}$ – температура i -го стержня, °C;

A_s – сумарна площа перетину розтягнутої арматури.

Якщо значення $t_{s,m}$ співпадає з $t_{s,cr}$, розрахованої для заданого проміжку часу, розрахунок закінчується. Якщо ж ні, то знову задаються проміжком часу τ і рішення задачі повторюється. Іноді руйнування стержневих елементів в умовах пожежі може проходити не тільки по розтягнутій зоні, але і по стисненому бетону (як правило, у неармованих елементах).

4.2.5.5. Стиснуті елементи

Розрахунок меж вогнестійкості колон і стін пов'язаний з визначенням граничних зусиль, які може сприймати нерівномірно прогрітий перетин бетону і нагріта арматура.

В загальному випадку розрахунок несучої здатності колони (розглядаються тільки колони з випадковим ексцентриситетом e_a прикладання навантаження) необхідно виконувати з врахуванням повних деформацій нагрітого бетону при нерівномірному прогріві поперечного перетину, застосовуючи метод кінцевого елемента. Цей метод пов'язаний з застосуванням ЕВМ, а тому не завжди може бути застосований в інженерних розрахунках.

Тому застосовують наближений метод розрахунку, який базується на визначенні площі ядра перетину $A_{\text{я}}$, обмеженого розрахунковою (критичною) температурою $t_{b,cr}$.

Несуча здатність нагрітої колони при обігріві з чотирьох сторін:

$$N_{p,t,\tau} = \varphi_{\text{tem}} (A_{\text{я}} R_{bu} + R_{scu} A_{s,tot} \gamma_{s,tem}), \quad (4.42)$$

де $A_{\text{я}}$ – площа ядра перетину, $A_{\text{я}} = b_{\text{я}} \cdot h_{\text{я}}$;

$A_{s,tot}$ – сумарна площа арматури ;

φ_{tem} – коефіцієнт поздовжнього згину, який враховує тривалість завантаження, гнучкість та характер армування колони.

Коефіцієнт φ_{tem} приймається по додатку 7 в залежності від $l_0/b_{\text{я}}$, де l_0 – розрахункова довжина колони.

Задаючись інтервалами часу $\tau_1 \dots \tau$ визначається несуча здатність колони. При цьому для кожного інтервалу часу знаходять за формулами (4.19), (4.21) $b_{\text{я}}$ і $h_{\text{я}}$.

Температуру стержнів для тих же інтервалів часу визначають по формулі (4.16), використовуючи формули (4.9), (4.12), (4.13). По знайденим температурам з додатку 13 знаходять коефіцієнт $\gamma_{s,tem}$. Дозволяється визначати коефіцієнт $\gamma_{s,tem}$ при середній температурі, яка визначається по формулі (4.41).

Потім будується графік зниження несучої здатності колони в умовах пожежі і визначається Π_{ϕ} при $N_{p,t} = N_n$.

Розрахунки меж вогнестійкості стиснутих залізобетонних елементів можна виконувати по критичним деформаціям. Цей метод дозволяє в повній мірі врахувати пружні властивості нагрітого бетону.

V. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ КУРСОВОЇ РОБОТИ (Збірний варіант крупнопанельного балочного перекриття)

5.1. КОНСТРУКТИВНІ СХЕМИ КАРКАСІВ БУДІВЛІ, КОМПОНУВАННЯ ПЛАНІВ

В даному збірному варіанті приймаємо сітку колон 6х6 м. Розмір будівлі в осях складає 12х48 м. Вихідні дані (таблиця 1.1, 1.2):

- а) корисне нормативне навантаження на перекриття – $q = 8.0 \text{ кН/м}^2$;
- б) форма перерізу ригеля – прямокутний з підрізкою;
- в) кількість поверхів – $N = 9$;
- г) клас бетону – важкий бетон класу В35 на гранітному заповнювачі;
- д) клас арматури – А-I, А-III;
- е) тип підлоги – плитка керамічна (додаток 21);
- ж) місце будівництва – м. Одеса, тобто I сніговий район (додаток 8);
- з) коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2}=0.9$;
- и) основні характеристики бетону В35 (додаток 2) :
модуль пружності бетону $E_b=31 \cdot 10^3 \text{ МПа}$;
I група граничного стану:
розрахунковий опір бетону на осьове стискання $R_b = 19.5 \cdot \gamma_{b2} = 19.5 \cdot 0.9 = 17.55 \text{ МПа}$;
розрахунковий опір бетону на осьовий розтяг $R_{bt} = 1.3 \cdot \gamma_{b2} = 1.3 \cdot 0.9 = 1.17 \text{ МПа}$;
- II група граничного стану:
розрахунковий опір бетону на осьове стискання $R_{b,ser} = 25.5 \text{ МПа}$;
розрахунковий опір бетону на осьовий розтяг $R_{bt,ser} = 1.95 \text{ МПа}$;
- к) основні характеристики арматури (додаток 3) :
модуль пружності арматури А-I: $E_s=21 \cdot 10^4 \text{ МПа}$;
розрахунковий опір розтягу поздовжньої арматури А-I: $R_s = 225 \text{ МПа}$;
розрахунковий опір розтягу поперечної арматури А-I: $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$;
розрахунковий опір стисканню арматури А-I: $R_{sc} = 225 \text{ МПа}$;
модуль пружності арматури А-III: $E_s=20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$;
розрахунковий опір розтягу поздовжньої арматури А-III при діаметрі 10..40 мм:
 $R_s = 365 \text{ МПа}$;
розрахунковий опір розтягу поперечної арматури А-III при діаметрі 10..40 мм:
 $R_{sw} = 290 \text{ МПа}$;

розрахунковий опір стисканню арматури А-III при діаметрі 10..40 мм:

$$R_{sc} = 365 \text{ МПа};$$

Клас відповідальності споруди – II. Коефіцієнт надійності за призначенням споруди $\gamma_n=0.95$. Коефіцієнт надійності по навантаженню від ваги залізобетонних та цегляних конструкцій $\gamma_f=1.1$, від тепло- та звуко-ізоляційних виробів – $\gamma_f=1.3$. Будівля проектується з неповним каркасом – з внутрішнім залізобетонним каркасом і несучими зовнішніми стінами з цегли. Просторовий каркас багатоповерхових будівель умовно розділяється на поперечні і поздовжні рами. Основними є поперечні рами, які виконані у вигляді зв'язкової системи з шарнірними вузлами. Поздовжня рама каркаса працює на зв'язковій системі з шарнірними вузлами з'єднання колон і розпорів. За розпорки по колонах використовуються плити міжповерхових перекриттів. Поздовжня стійкість будівлі в період монтажу та експлуатації забезпечується встановленням вертикальних в'язів по колонах.

5.2. ПАНЕЛІ ПЕРЕКРИТТЯ

5.2.1. Розрахунок панелей

Маркірувальна схема міжповерхового перекриття приведена на рисунку 5.1. В даному курсовому проекті приймаються пустотні панелі 1.5х6 м (рисунок 5.2). Розрахунок панелей перекриття виконують за двома групами граничних станів. Для цього приводимо переріз до еквівалентного двотаврового перерізу (рисунок 5.3).

Замінюємо круглі отвори діаметром d квадратними зі стороною квадрату a :

$$a = 0.9 \cdot d, \quad (5.1)$$
$$a = 0.9 \cdot 159 = 143 \text{ мм.}$$

Ширина верхньої і нижньої полок приведенного двотаврового перетину :

$$b_f = b'_f = 1490 - 2 \cdot 15 = 1460 \text{ мм.}$$

Висота верхньої і нижньої полок приведенного двотаврового перерізу :

$$h_f' = 31 + (d - a) / 2 = 31 + (159 - 143) / 2 = 39 \text{ мм};$$

$$h_f = 30 + (d - a) / 2 = 30 + (159 - 143) / 2 = 38 \text{ мм.}$$

Ширина стінки приведенного двотаврового перерізу :

$$b = 1460 - n \cdot a = 1460 - 7 \cdot 143 = 459 \text{ мм,}$$

де $n=7$ – кількість пустот залізобетонної панелі.

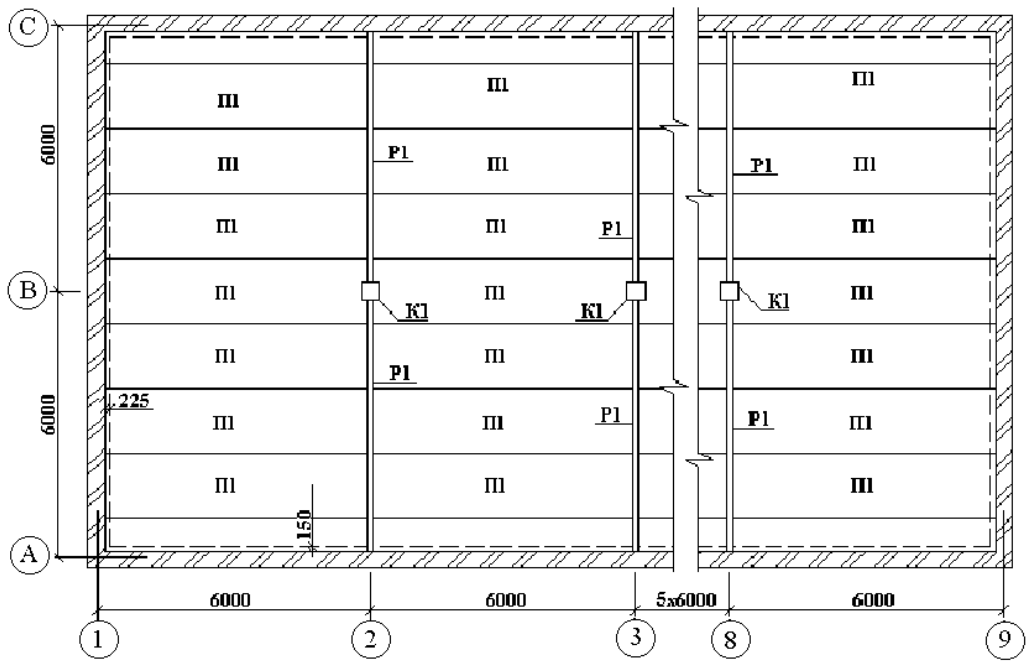


Рисунок 5.1 – Маркірувальна схема міжповерхового перекриття

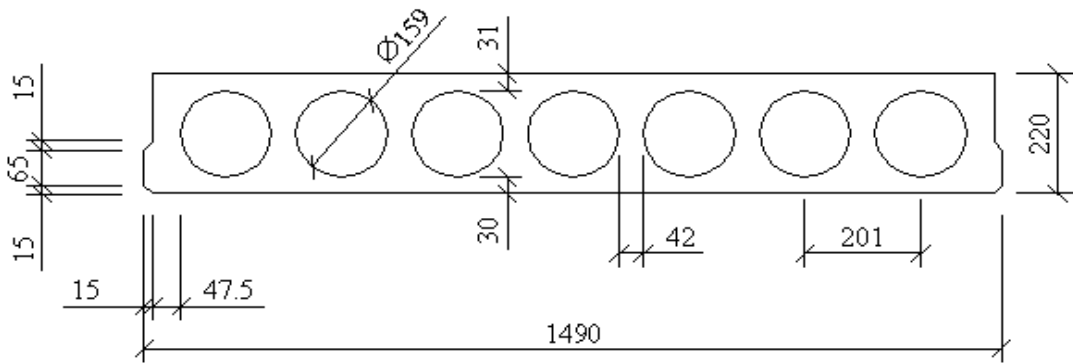


Рисунок 5.2 – Пустотна залізобетонна панель

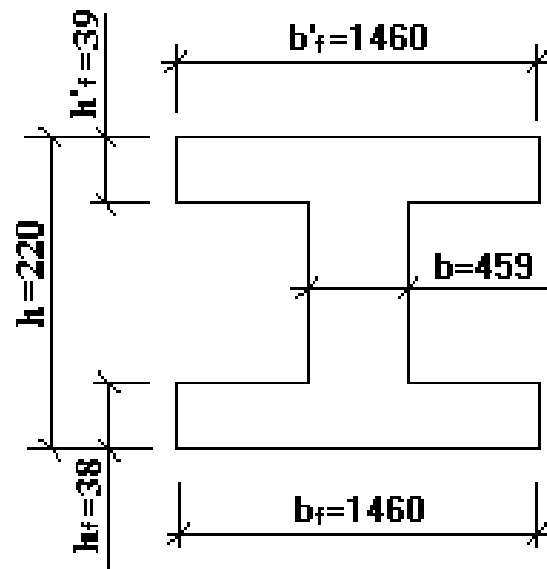


Рисунок 5.3 – Двотавровий еквівалентний переріз

5.2.2. Розрахунок панелей за першою групою граничних станів

Спочатку виконуємо збір навантаження в табличній формі (таблиця 5.1). Навантаження на 1 м^2 знаходимо перемножуючи між собою товщину шару матеріалу (δ), густину матеріалу (ρ), коефіцієнт надійності залежно від призначення будівлі (γ_n). Якщо густина дана в кг/м^3 , то домножаємо на 9,81 для переведу кілограмів в ньютони ($1 \text{ кгс} = 9,81 \text{ Н}$). Нормативні навантаження перемножаємо на коефіцієнти надійності за навантаженням (γ_f). Короткочасне і довготривале навантаження в учбових цілях прийняті по 50% від тимчасового навантаження.

Таблиця 5.1 – Збір навантажень на плиту перекриття

№ п/п	Навантаження	Нормативне навантаження, Н/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, Н/м^2
1	2	3	4	5
1	Постійне навантаження:			
	а) керамічна плитка $\delta=13 \text{ мм}$ ($\rho=1800 \text{ кг/м}^3$) $\delta \cdot \rho \cdot \gamma_n \cdot g =$ $=0.013 \cdot 1800 \cdot 0.95 \cdot 9.81$	218.08	1.1	239.89
	б) цементна стяжка $\delta=20 \text{ мм}$ ($\rho=2200 \text{ кг/м}^3$) $0.02 \cdot 2200 \cdot 0.95 \cdot 9.81$	410.06	1.3	533.08
	в) багатопустотна плита з круглими пустотами по (каталогу $m=2800 \text{ кг}$) $2800:(1.5 \cdot 6.0) \cdot 0.95 \cdot 9.81$	2900	1.1	3190
	Разом постійне навантаження q :	$q^H=3528.14$		$q^P=3962.95$
2	Тимчасове навантаження:			
	а) короткотривале	4000	1.2	4800
	б) довготривале $V^H_{\text{тр}}$	4000	1.2	4800
	Разом тимчасове навантаження V :	$V^H=8000$		$V^P=9600$
3	Повне навантаження $q+V$:	$V^H+q^H=$ 11528.14		$V^P+q^P=$ 13562.95
4	Довготривале :	$V^H_{\text{тр}}+q^H=$ 7528.14		$V^P_{\text{тр}}+q^P=$ 8762.95

Довготривале навантаження складається з постійних і тривалих тимчасових.

Для встановлення розрахункового проліту плити попередньо задаємося розмірами перерізу ригеля :

а) висота:

$$h = (1/10 \dots 1/15) \cdot L, \quad (5.2)$$

де L – довжина ригеля ;

$$h = (1/10) \cdot 6000 = 600 \text{ мм.}$$

б) ширина ригеля:

$$b = (0.3 \dots 0.4) \cdot h, \quad (5.3)$$

$$b = 0.33 \cdot 600 = 200 \text{ мм.}$$

Розрахунковий проліт плити (рисунок 5.4):

$$L_0 = 6000 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot (100 - 10) / 2 = 5890 \text{ мм.}$$

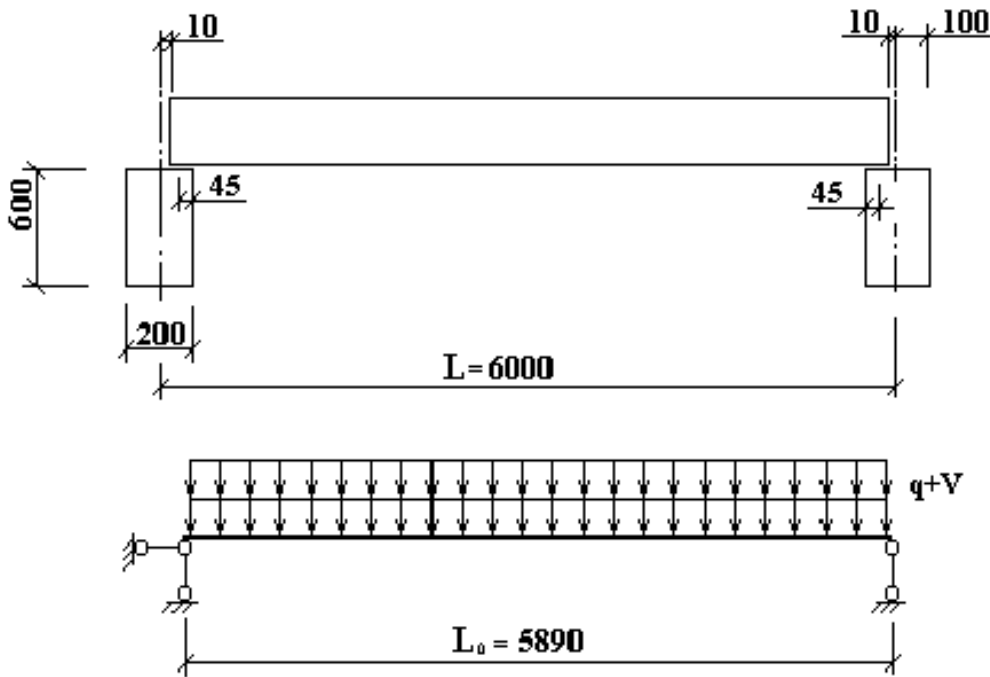


Рисунок 5.4 – Розрахункова схема визначення розрахункового проліту плити

Згинаючий момент і поперечна сила для прийнятої розрахункової схеми визначаються за формулами (3.1), (3.2) (таблиця 5.1):

1) від розрахункових навантажень:

$$M^p = [(q^p + V^p) \cdot L_0^2 \cdot b_f] / 8 = [13562.95 \cdot 5.89^2 \cdot 1.46] / 8 = 85871.22 \text{ Н} \cdot \text{м} \quad (5.4)$$

$$Q^p = [(q^p + V^p) \cdot L_0 \cdot b_f] / 2 = [13562.95 \cdot 5.89 \cdot 1.46] / 2 = 58316.62 \text{ Н}; \quad (5.5)$$

2) від повного нормативного навантаження:

$$M^h = [(q^h + V^h) \cdot L_0^2 \cdot b_f] / 8 = [11528.14 \cdot 5.89^2 \cdot 1.46] / 8 = 72988.21 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$Q^h = [(q^h + V^h) \cdot L_0 \cdot b_f] / 2 = [11528.14 \cdot 5.89 \cdot 1.46] / 2 = 49567.54 \text{ Н};$$

3) від нормативного довготривалого навантаження:

$$M^h_{тр} = [(q^h + V^h_{тр}) \cdot L_0^2 \cdot b_f] / 8 = [(3528.14 + 4000) \cdot 5.89^2 \cdot 1.46] / 8 = 47662.98 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$Q_{тр}^H = [(q^H + V_{тр}^H) \cdot L_0 \cdot b_f] / 2 = [(3528.14 + 4000) \cdot 5.89 \cdot 1.46] / 2 = 32368.74 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Розрахунок панелей за першою групою граничних станів проводимо на дію розрахункового згинаючого моменту M^P і розрахункової поперечної сили Q^P .

Визначаємо положення нейтральної вісі за (3.3):

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h_f') = 19.8 \cdot 146 \cdot 3.9 \cdot (19 - 0.5 \cdot 3.9) = 192223.75 \text{ Н} \cdot \text{м} \quad (5.6)$$

$$M_f = 192223.75 \text{ Н} \cdot \text{м} > M^P = 85871.22 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Нейтральна вісь знаходиться в полиці, переріз розраховуємо як прямокутний з $b = b_f' = 146 \text{ см}$. (рисунок 5.5).

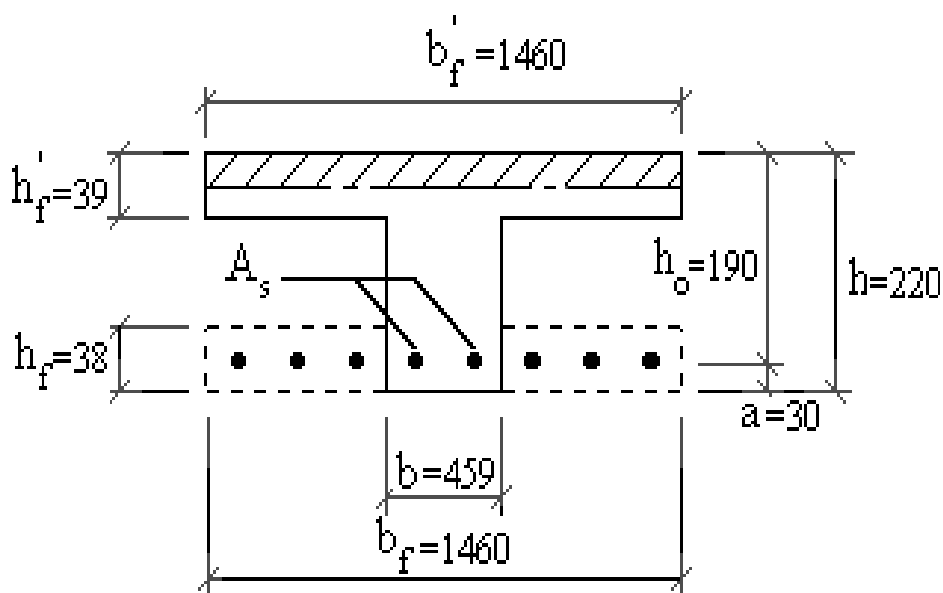


Рисунок 5.5 –Двотавровий приведенний переріз плити перекриття

Робочу висоту знаходимо з умови, що приймаємо захисний шар бетону в розтягнутій зоні $a = 3 \text{ см}$ (рисунок 5.5):

$$h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}. \quad (5.7)$$

Площа перерізу повздовжньої арматури визначається як для елементів, що згинаються, прямокутного перерізу. Коефіцієнт відносної несучої спроможності знаходиться по формулі (3.4):

$$A_0 = M^P / [R_b \cdot b \cdot h_0^2] = 85871.22 / [19.8 \cdot 146 \cdot 19^2] = 0.082 \rightarrow \eta = 0.957 \rightarrow \xi = 0.086, \quad (5.8)$$

де ξ – відносна висота стисненої зони бетону;

η та ξ визначаємо по додатку 5.

Визначаємо границю переармування ξ_R по (3.5):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008 \cdot 19.8}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.692}{1.1}\right)} = 0.544. \quad (5.9)$$

де ω – відносна висота стиснутої зони бетону при прямокутній епюрі для випадку, коли приріст деформацій в арматурі (і напружень)

дорівнює нулю.

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b, \quad (5.10)$$

де α – коефіцієнт, для важкого бетону – 0,85.

$$\xi = 0.086 < \xi_R = 0.544,$$

умова виконується, перетин не переармовано.

По (3.7) визначаємо площу поздовжньої арматури:

$$A_s = M^p / (R_s \cdot \eta \cdot h_o) = 85871.22 / 365 \cdot 0.957 \cdot 19 = 12.94 \text{ см}^2, \quad (5.11)$$

де R_s – розрахунковий опір арматури розтягу, для А-III діаметром 10...40 мм $R_s=365$ МПа (додаток 3). Підбираємо площу арматури для 8 стержнів.

Приймаємо арматуру 8Ø16 А-III $A_s = 16.08 \text{ см}^2$ (додаток 6).

Арматуру в стисненій зоні приймаємо конструктивно 8Ø8 А-III.

5.2.3. Розрахунок міцності похилих перерізів

Якщо поперечну силу Q повністю сприймає тільки бетонний переріз Q_b , то розрахунок хомутів не проводять, а становлять їх у цьому випадку, виходячи з конструктивних потреб. Ці умови виражаються формулою (3.15):

$$Q_b \leq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0.6 \cdot (1 + 0) \cdot 1.26 \cdot 10^6 \cdot 0.459 \cdot 0.19 = 65930.76 \text{ Н} \\ > Q^p_{\max} = 58316.62 \text{ Н}, \quad (5.12)$$

де φ_{b3} – коефіцієнт, який приймається рівним для важкого бетону – 0.6, для елементів, які згинаються без попереднього обтиснення $\varphi_n = 0$.

Умова виконується. Ставимо поперечну арматуру конструктивно. На припорній ділянці довжиною $L_0/4$ приймається крок хомутів $S = h/2 = 220/2 = 110 \approx 100$ мм. В середині прогону каркасу на ділянці $L/2$ приймається крок хомутів $S = 300$ мм.

Розраховуємо поперечну арматуру, щоб перевірити прийнятий крок хомутів. Поперечну арматуру приймаємо, виходячи з умов зварювання (додаток 9).

1) Задаємось діаметром поперечної арматури $d_{sw}=8$ мм.

2) Кількість зрізів $n=8$.

3) Сумарна площа зрізу хомутів (3.17) (додаток 6):

$$A_{sw} = A_{s1} \cdot n = 0.503 \cdot 8 = 4.02 \text{ см}^2. \quad (5.13)$$

4) Необхідна інтенсивність армування (3.18) :

$$q_{sw} = Q^2 / [4 \cdot \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2], = \\ \frac{[58316.62]^2}{4 \cdot 2 \cdot 1.26 \cdot 10^6 \cdot 0.19^2 \cdot 0.459} = 20361.24 = \text{Н/м} = 203.61 \text{ Н/см}. \quad (5.14)$$

5) Крок поперечних стержнів (3.20) :

$$S = [R_{sw} A_{sw}] / q_{sw} = \frac{175 \cdot 100 \cdot 4.02}{203.61} = 345.51 \text{ см.} \quad (5.15)$$

Прийнятий конструктивно крок поперечних стержнів не перевищує розрахований. В стиснену і розтягнуту зону, виходячи з технологічних умов ставимо сітку :

$$C-1 \frac{4Bp-1-200}{5Bp-1-200} 1440 \times 5930 \times \frac{25}{20} \quad (\text{додаток 10}).$$

5.2.4. Розрахунок межі вогнестійкості багатопустотної плити перекриття по втраті несучої здатності

Згідно завдання (таблиці 5.1, 5.2) застосовується важкий бетон класу В40 на гранітному щебені, $\rho_{oc}=2330 \text{ кг/м}^3$. Розрахунок вогнестійкості будівельних конструкцій виконують по нормативним навантаженням і нормативним опорам. Розрахункові опори стисненню і розтягу бетону R_{bu} і R_{btu} і арматури R_{scu} і R_{su} для розрахунку вогнестійкості визначаються діленням нормативних опорів, приведених в [15], на відповідні коефіцієнти надійності – по бетону $\gamma_b=0,83$, по арматурі $\gamma_s=0,9$. $R_{bu} = \frac{R_{b.ser}}{\gamma_b} = \frac{29}{0.83} = 34.94 \text{ МПа}$.

$$\text{Застосовується арматура класу А-III : } R_{su} = \frac{R_{s.ser}}{\gamma_s} = \frac{390}{0.9} = 433.3 \text{ МПа.}$$

Згідно попереднього розрахунку (рисунок 5.8) :
 $b_f = b'_f = 1460 \text{ мм}$; $L_0 = 5890 \text{ мм}$; $h = 220 \text{ мм}$; $M^H = 72988.21 \text{ Н}\cdot\text{м}$;
 $a = y + d/2 = 22 + 16/2 = 30 \text{ мм}$; $h'_f = 39 \text{ мм}$; $h_0 = 190 \text{ мм}$; $A_s = 1608 \text{ мм}^2$.

Значення коефіцієнта K в залежності від густини бетону знаходиться по пропорції $K=37,64 \text{ с}^{1/2}$ (додаток 12). При $\rho \geq 2000 \text{ кг/м}^3$ $K_1=0,5$.

Попередньо задаємося, що $x_{tem} < h'_f$, $b = b'_f$ (4.31):

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2 \frac{M^H}{R_{bu} b'_f}} = 190 - \sqrt{190^2 - 2 \frac{72,988 \cdot 10^6}{34,94 \cdot 1460}} = 7,69 \text{ мм.} \quad (5.41)$$

$x_{tem} = 7,69 \text{ мм} < h'_f = 39 \text{ мм}$ (рисунок 5.8), розраховуємо як прямокутний переріз.

Напруження в перерізі розтягнутої арматури (4.32):

$$\sigma_{s,tem} = \frac{b'_f x_{tem} R_{bu}}{A_s} = \frac{1460 \cdot 7,69 \cdot 34,94}{1608} = 243,96 \text{ МПа.} \quad (5.42)$$

Коефіцієнт зниження міцності (4.27):

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}} = \frac{243,96}{433,3} = 0,563. \quad (5.43)$$

З додатку 13 при $\gamma_{s,tem} = 0,563$ по попорції для А-III $t_{s,cr} = 568,79 \text{ } ^\circ\text{C}$;

$$\operatorname{erf} X = \frac{1250 - 568,79}{1250 - 20} = 0,544. \quad (5.44)$$

По додатку 11 : $X=0,54$.

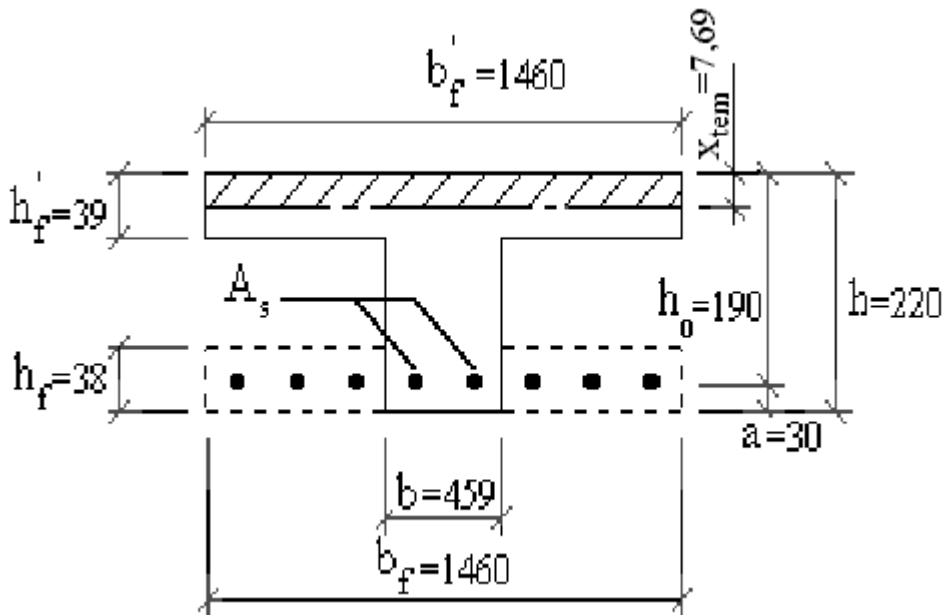


Рисунок 5.8 – Розрахунковий переріз залізобетонної плити перекриття

Теплофізичні характеристики бетону (додаток 12) :

теплопровідність :

$$\lambda_{\text{tem,m}} = A + Bt = 1,2 - 0,00035t_m = 1,2 - 0,00035 \cdot 450 = 1,0425 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C}), \quad (5.45)$$

теплоємність:

$$C_{\text{tem,m}} = C + Dt = 710 + 0,84t_m = 710 + 0,84 \cdot 450 = 1088,0 \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot ^\circ\text{C}), \quad (5.46)$$

приведений коефіцієнт температуропроводності:

$$a_{\text{red}} = \frac{\lambda_{\text{tem,m}}}{(C_{\text{tem,m}} + 50,4W_b)\rho_{\text{oc}}} = \frac{1,0425}{(1088,0 + 50,4 \cdot 2)2330} = 3,764 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с}. \quad (5.47)$$

За формулою (4.8) для плити знаходять межу вогнестійкості :

$$\tau = \left(\frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{\text{red}}}}}{2x} \right)^2 = \frac{\left(k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{\text{red}}}} \right)^2}{4x^2} = \frac{\left(37,64 + \frac{0,022 + 0,5 \cdot 0,016}{\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}}} \right)^2}{4 \cdot 0,54^2} = 6420,55 \text{ с}$$

$$= 1,78 \text{ год}. \quad (5.48)$$

З урахуванням пустотності плити її фактична межа вогнестійкості знаходиться шляхом множення знайденого значення на коефіцієнт 0,9. Тоді:

$$P_{\phi} = 0,9 \cdot 1,78 = 1,6 \text{ год}. \quad (5.49)$$

5.3. РИГЕЛІ

5.3.1. Розрахунок і конструювання ригеля

Розрахункова схема ригеля являє собою статично визначену однопролітну балку з шарнірним спиранням по кінцях, яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Для визначення зусиль у перерізах ригеля необхідно виконати збір навантажень. Ширина будівлі складає два прогони по 6 м, і рами розташовуються в короткому напрямку. Крок колон береться 6 м. Зовнішні стіни виконані з цегли.

Навантаження на ригель визначається множенням відповідного навантаження 1 м^2 на крок між ригелями, а саме 6 м. Збір навантаження доцільно проводити в табличній формі (таблиця 5.2).

Таблиця 5.2 – Збір навантажень на ригель

№ п/п	Навантаження	Нормативне навантаження, Н/м	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, Н/м
1	2	3	4	5
1	Постійне навантаження:			
	а) вага плити і підлоги (табл. 5.1)	$3528.14 \cdot 6$		$3962.95 \cdot 6$
	б) вага ригеля: $b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_n \cdot 9,81 = 0.8 \cdot 0.2 \cdot 2500 \cdot 0.95 \cdot 9.81$	$3728 \cdot 1$	1.1	4101
	Разом постійне навантаження q :	$q^H = 24896.84$		$q^P = 27878.5$
2	Тимчасове корисне навант.:			
	а) короткочасне (50%V)	$4000 \cdot 6$	1.2	28800
	б) тривалодіюче (50%V) $V_{тр}$	$4000 \cdot 6$	1.2	28800
	Разом тимчасове навант. V :	$V^H = 48000$		$V^P = 57600$
3	Всього : $q + V$	72896.84		85478.5
	У тому числі довготривале і постійне: $q + V_{тр}$	48896.84		56678.7

5.3.2. Конструктивний розрахунок ригеля (за нормальним перерізом)

Щоб визначити розрахунковий проліт ригеля, спочатку визначимо розміри перерізу колони. Колона перерізом 50x50 см. Розрахунковий проліт визначаємо із умови, що спирання ригеля на стіну 250 мм, на консоль колони 125 мм, відстань між торцем ригеля і колоною 25 мм (рисунок 5.9):

$$L_0 = 6000 - (250 - 25)/2 - 250 - 25 - 130/2 = 5523 \text{ мм.}$$

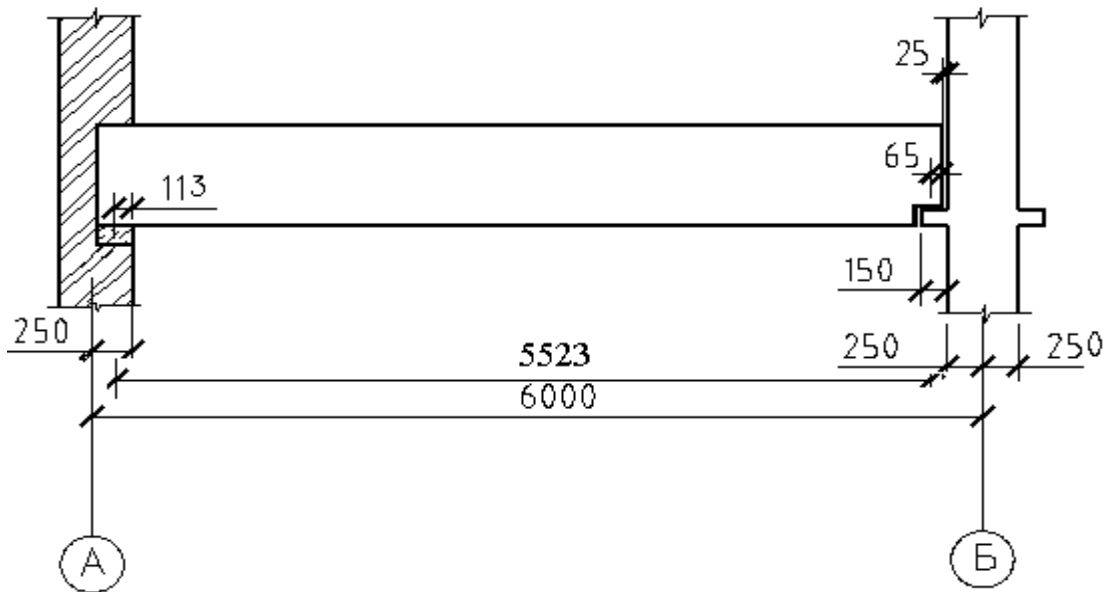


Рисунок 5.9 – Визначення розрахункового проліту ригеля

Згинаючий момент і поперечна сила для прийнятої розрахункової схеми визначаються за формулами (3.1), (3.2):

1) від розрахункових навантажень:

$$M^P = [(q^P + V^P) \cdot L_0^2] / 8 = [85.479 \cdot 5.523^2] / 8 = 325.93 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (5.50)$$

$$Q^P = [(q^P + V^P) \cdot L_0] / 2 = [85.479 \cdot 5.523] / 2 = 236.05 \text{ кН}; \quad (5.51)$$

2) від повного нормативного навантаження:

$$M^H = [(q^H + V^H) \cdot L_0^2] / 8 = [72.897 \cdot 5.523^2] / 8 = 277.95 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$Q^H = [(q^H + V^H) \cdot L_0] / 2 = [72.897 \cdot 5.523] / 2 = 201.31 \text{ Н};$$

3) від нормативного тривалодіючого навантаження:

$$M_{тр}^H = [(q^H + V_{тр}^H) \cdot L_0^2] / 8 = [48.897 \cdot 5.523^2] / 8 = 186.44 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{тр}^H = [(q^H + V_{тр}^H) \cdot L_0] / 2 = [48.897 \cdot 5.523] / 2 = 135.03 \text{ кН}.$$

Довготривале навантаження складається з постійних і тривалих тимчасових.

Робочу висоту визначаємо з формули:

$$h_0 = h - a - d/2, \quad (5.52)$$

де a – захисний шар бетону, який приймається попередньо в залежності від розташування арматури згідно графіків додатку 15, 16, 17, 18, $a=50$ мм;

d – діаметр робочої арматури, попередньо приймаємо $d=20$ мм.

Попередньо $h_0 = 80 - 5 - 2/2 = 74$ см.

Площа перерізу повздовжньої арматури визначається як для елементів, що згинаються, прямокутного перерізу (3.4):

$$A_0 = M^P / [R_b \cdot b \cdot h_0^2] = 325.93 \cdot 10^3 / [17.55 \cdot 10^6 \cdot 0.2 \cdot 0.74^2] = 0.17 \rightarrow$$

$$\rightarrow \eta = 0.906 \rightarrow \xi = 0.188 \text{ (додаток 5).}$$

Визначаємо границю переармування ξ_R по (3.5):

$$\xi_R = \frac{0.85 - 0.008 \cdot 17.55}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.7096}{1.1}\right)} = 0.564.$$

$\xi = 0.188 < \xi_R = 0.564$, умова виконується, переармування немає.

По (3.7) необхідна площа арматури:

$$A_s = 325.93 \cdot 10^5 / [365 \cdot 10^2 \cdot 0.906 \cdot 74] = 13.32 \text{ см}^2.$$

Приймаємо арматуру 4Ø22 А-III $A_s = 15.20 \text{ см}^2$ (додаток 6).

Розташовуємо арматуру у два ряди, з захисним шаром згідно графіка додатку 17. Перший ряд з $a_1=50$ мм, $c_1=50$ мм; другий ряд з $a_2=120$ мм, $c_2=50$ мм.

Визначаємо захисний шар бетону a за формулою :

$$a = \frac{A_{s1} \cdot a_1 + A_{s2} \cdot a_2}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{7.6 \cdot 50 + 7.6 \cdot 120}{7.6 + 7.6} = 85 \text{ мм} = 8.5 \text{ см}, \quad (5.53)$$

Уточнюємо робочу висоту : $h_0 = 80 - 8.5 = 71.5$ см,

$$A_0 = M^p / [R_b \cdot b \cdot h_0^2] = 325.93 \cdot 10^3 / [17.55 \cdot 10^6 \cdot 0.2 \cdot 0.715^2] = 0.182 \rightarrow$$

$$\rightarrow \eta = 0.899 \rightarrow \xi = 0.203 \text{ (додаток 5),}$$

$$\xi = 0.203 < \xi_R = 0.564,$$

5.3.3. Розрахунок міцності похилих перерізів ригеля

Якщо поперечну силу Q повністю сприймає чисто бетонний переріз тобто $Q > Q_b$, то розрахунок хомутів не проводять, а становлять їх у цьому випадку, виходячи з конструктивних потреб. Ці умови виражаються формулою (3.15):

$$Q = 0,6 \cdot (1 + 0) \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot b$$

$$Q = 0.6 \cdot (1 + 0) \cdot 1.17 \cdot 10^6 \cdot 0.715 \cdot 0.2 = 99262.80 \text{ Н} < Q_{\max} = 247460 \text{ Н.}$$

Умова не виконується. Розраховуємо поперечну арматуру, щоб визначити крок поперечної арматури. Поперечну арматуру приймаємо, виходячи із умов зварювання (додаток 9).

1) Задаємось діаметром поперечних стержнів $d_{sw}=10$ мм.

2) Кількість зрізів $n=2$.

3) Сумарна площа зрізу хомутів (3.17) $A_s=0,785 \cdot 2=1,57 \text{ см}^2$.

4) Необхідна інтенсивність армування (3.18) :

$$q_{sw} = \frac{[247460]^2}{4 \cdot 2 \cdot 1.17 \cdot 10^6 \cdot 0.715^2 \cdot 0.2} = 46268.43 \text{ Н/м} = 462,68 \text{ Н/см}.$$

5) Крок поперечних стержнів (3.20) : $S = \frac{175 \cdot 100 \cdot 1.57}{462.68} = 59.38 \text{ см.}$

Ставимо поперечну арматуру, враховуючи конструктивні вимоги. На припорній ділянці довжиною $l_0/4$ приймається крок хомутів $S = h/3 = 800/3 = 266 \approx 250$ мм. В середині прогону каркасу на ділянці $l/2$ приймається крок хомутів $S = h/3 = 800/3 = 266 \approx 250$ мм. Крок повинен бути кратним 50 мм.

Також армуємо поперечною арматурою підрізку ригеля.

- 1) Задаємо діаметром поперечних стержнів $d_{sw} = 10$ мм.
- 2) Кількість зрізів $n = 2$.
- 3) Сумарна площа зрізу хомутів (3.17) $A_s = 0.785 \cdot 2 = 1.57$ см².
- 4) Потрібна необхідна інтенсивність армування (3.18) :

$$q_{sw} = \frac{[247460]^2}{4 \cdot 2 \cdot 1.17 \cdot 10^6 \cdot 0.62^2 \cdot 0.2} = 85090 \text{ Н/м} = 850.9 \text{ Н/см}.$$

Крок поперечних стержнів (3.20) : $S = \frac{175 \cdot 100 \cdot 1.57}{850.9} = 32.28$ см.

Враховуючи конструктивні вимоги, крок хомутів $S = h/3 = 650/3 = 216 \approx 200$ мм, приймаємо крок хомутів 200 мм.

5.3.4. Розрахунок вогнестійкості ригеля

Згідно завдання застосовується важкий бетон класу В35 на гранітному щебені, $\rho_{oc} = 2330$ кг/м³. Розрахункові опори стисненню і розтягу бетону R_{bu} і R_{btu} і арматури R_{scu} і R_{su} для розрахунку вогнестійкості визначаються діленням нормативних опорів, приведених в [15] на відповідні коефіцієнти надійності – по бетону $\gamma_b = 0,83$, по арматурі $\gamma_s = 0,9$.

$$R_{bu} = \frac{R_{s.ser}}{\gamma_b} = \frac{25.5}{0.83} = 30.72 \text{ МПа.}$$

Застосовується арматура класу А-III : $R_{su} = \frac{R_{s.ser}}{\gamma_s} = \frac{390}{0.9} = 433.3$ МПа.

Згідно попереднього розрахунку (риснок 5.12):

$b = 200$ мм; $L_0 = 5523$ мм; $h = 800$ мм; $M^H = 277.95$ кН·м;
 $a_1 = 50$ мм; $a_2 = 120$ мм; $a = 85$ мм; $h_0 = 715$ мм; $A_s = 1520$ мм²;
 площа арматури першого нижнього ряду $A_{s1} = 760$ мм²;
 площа арматури другого ряду $A_{s2} = 760$ мм².

Значення коефіцієнта K в залежності від густини бетону знаходиться по додатку 12: по пропорції $K=37,64 \text{ с}^{1/2}$. При $\rho \geq 2000 \text{ кг/м}^3$ $K_1=0,5$.

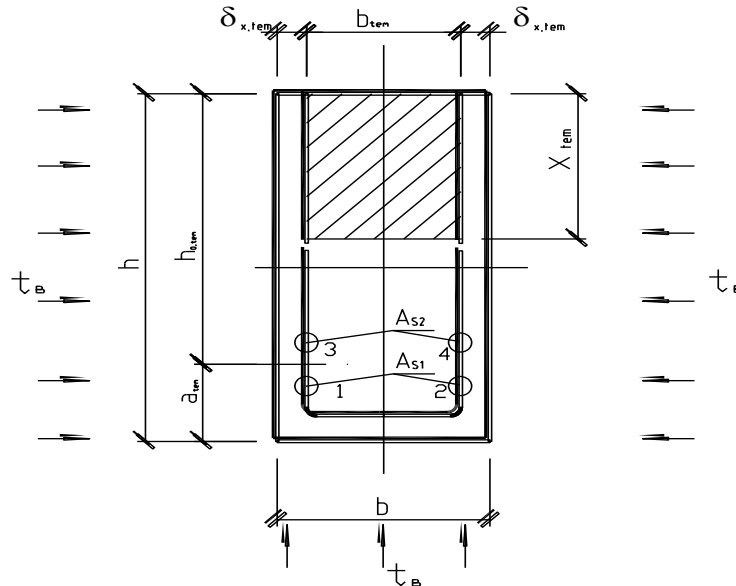


Рисунок 5.12 – Розрахунок межі вогнестійкості ригеля

Задаємося інтервалами часу: $\tau_1=0$ год; $\tau_2=1$ год; $\tau_3=2$ год; $\tau_4=3$ год.
Для часу $\tau_1=0$ год несуча здатність ригеля дорівнює (4.28):

$$M_{p,t,\tau} = R_{bu} b x (h_0 - 0.5x), \quad (5.54)$$

$$M_{p,t,\tau=0} = 30.72 \cdot 10^3 \cdot 0.2 \cdot 0.107 \cdot (0.715 - 0.5 \cdot 0.107) = 455.27 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

де
$$x = \frac{R_{su} A_s}{R_{bu} b}, \quad (5.55)$$

$$x = \frac{433,33 \cdot 1520}{30,72 \cdot 200} = 107 \text{ мм.}$$

Для часу $\tau_2=1$ год по додатку 14 знаходимо $\delta_{x,tem}=15$ мм,
 $b_{tem}=b - 2 \delta_{x,tem}=200 - 2 \cdot 15=170$ мм.

Згідно додатків 15,17 по координатам розташування стержнів арматури визначаємо їх температуру: $t_1=t_2=360^\circ\text{C}$; $a_1=50$ мм; $c_1=50$ мм;
 $t_3=t_4=273^\circ\text{C}$; $a_2=120$ мм; $c_2=50$ мм.

Цим значенням температур відповідають коефіцієнти зниження міцності арматурної сталі (додаток 13): $\gamma_{s,tem1} = \gamma_{s,tem2} = 1,0$; $\gamma_{s,tem3} = \gamma_{s,tem4} = 1,0$.

Тоді $a=a_{tem}$, $h_0=h_{0,tem}$.

Висота стиснутої зони бетону буде дорівнювати :

$$x_{tem} = \frac{R_{su} A_s \gamma_{s,tem}}{R_{bu} b_{tem}} = \frac{433.33 \cdot 1520}{170 \cdot 30.72} = 126 \text{ мм.}$$

Несуча здатність ригеля складе :

$$M_{p,t,\tau=1год} = 30.72 \cdot 10^3 \cdot 0.17 \cdot 0.126 \cdot (0.715 - 0.5 \cdot 0.126) = 429 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для часу $\tau_3=2$ год по додатку 14 знаходимо $\delta_{x,tem}=30$ мм,
 $b_{tem}=b - 2 \delta_{x,tem}=200 - 2 \cdot 30=140$ мм (рисунок 5.12).

Згідно додатків 15,17 по координатам розташування стержнів арматури визначаємо їх температуру: $t_1=t_2=600$ °С; $a_1=50$ мм; $c_1=50$ мм; $t_3=t_4=510$ °С; $a_2=120$ мм; $c_2=50$ мм.

Цим значенням температур відповідають коефіцієнти зниження міцності арматурної сталі (додаток 15): $\gamma_{s,tem1} = \gamma_{s,tem2} = 0,46$; $\gamma_{s,tem3} = \gamma_{s,tem4} = 0,757$.

Тоді

$$a_{tem} = \frac{R_{su} \sum_{i=1}^n A_{si} \gamma_{s,tem,i} a_i}{N_{s,tem}}, \quad (5.56)$$

$$N_{s,tem} = R_{su} \sum_{i=1}^n A_{si} \gamma_{s,tem,i}, \quad (5.57)$$

$$N_{s,tem} = 433.33 \cdot (760 \cdot 0.46 + 760 \cdot 0.757) = 400629 \text{ Н} = 400,6 \text{ кН},$$

$$a_{tem} = \frac{433.33(760 \cdot 0.46 \cdot 50 + 760 \cdot 0.757 \cdot 120)}{400,6} = 93,58 \text{ мм},$$

$$h_{0tem} = h - a_{tem} = 800 - 93,58 = 706,42 \text{ мм.}$$

Для балок з арматурою в один ряд $a_{tem}=a$, $h_{0,tem}=h_0$.

Висота стиснутої зони бетону буде дорівнювати :

$$x_{tem} = \frac{R_{su} \sum_{i=1}^n A_{si} \gamma_{s,tem,i}}{R_{bu} b_{tem}} = \frac{433.33 \cdot (760 \cdot 0.46 + 760 \cdot 0.757)}{140 \cdot 30.72} = 93,15 \approx 95 \text{ мм} \quad (5.58)$$

Несуча здатність ригеля складе :

$$M_{p,t,\tau=2год} = 30.72 \cdot 10^3 \cdot 0.14 \cdot 0.095(0.715 - 0.5 \cdot 0.095) = 281.27 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для часу $\tau_4=3$ год по додатку 14 знаходимо $\delta_{x,tem}=35$ мм,
 $b_{tem}=b - 2 \delta_{x,tem}=200 - 2 \cdot 35=130$ мм (рисунок 5.12).

Згідно додатків 15,17 по координатам розташування стержнів арматури визначаємо їх температуру: $t_1=t_2=750$ °С; $a_1=50$ мм; $c_1=50$ мм; $t_3=t_4=670$ °С; $a_2=120$ мм; $c_2=50$ мм.

Цим значенням температур відповідають коефіцієнти зниження міцності 0,09; 0,25 для А III

$$N_{s,tem} = 433.33 \cdot (760 \cdot 0.09 + 760 \cdot 0.25) \text{ Н} = 130,87 \text{ кН},$$

$$a_{tem} = \frac{433.33(760 \cdot 0.09 \cdot 50 + 760 \cdot 0.25 \cdot 120)}{130,87} = 101,5 \text{ мм},$$

$$h_{0tem} = h - a_{tem} = 800 - 101,5 = 698,5 \approx 699 \text{ мм.}$$

Висота стиснутої зони бетону буде дорівнювати :

$$x_{tem} = \frac{R_{su} \sum_{i=1}^n A_s \gamma_{s,tem,i}}{R_{bu} b_{tem}} = \frac{433.33 \cdot (760 \cdot 0.09 + 760 \cdot 0.25)}{130 \cdot 30.72} = 32.77 \approx 0,033 \text{ м.} \quad (5.58)$$

Несуча здатність ригеля складе :

$$M_{p,t,\tau=3200} = 30.72 \cdot 10^3 \cdot 0.13 \cdot 0.033 \cdot (0.699 - 0.5 \cdot 0.033) = 89.33 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Будуємо графік зниження несучої здатності ригеля (рисунок 5.13) і визначаємо його фактичну межу вогнестійкості $P_{\phi}=2.15$ год =2 год 9 хв.



Рисунок 5.13 – Визначення P_{ϕ} ригеля

5.4. КОЛОНИ

5.4.1. Розрахунок і конструювання колони

Розрахункова сила у повздовжніх перерізах визначається шляхом збору тимчасових і постійних навантажень з вантажної площі перекриттів всіх поверхів і покриття будівлі $A = 6 \times 6 = 36 \text{ м}^2$.

Колону розраховуємо як центрально стиснуту з випадковим ексцентриситетом. Його значення беремо не менше, ніж $1/600$ довжини елемента і $1/30$ висоти перерізу і не менше 1 см. Попередньо прийма-

ємо типову колону перерізом 40x40 см. Будівля дев'ятиповерхова з висотою поверхів:

- а) підвального – 2.8 м;
- б) першого – 7.2 м;
- в) наступних – 3.8 м.

Розрахункова висота підвального поверху:

$$L_0 = 0.9 \cdot h_{\text{підв}} = 0.9 \cdot 2.8 = 2.52 \text{ м.}$$

Власна вага колон підвалу і наступних поверхів відповідно:

$$q = b \cdot h \cdot N_{\text{пов}} \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_f, \quad (5.59)$$

де b та h – розміри поперечного перерізу колони, м;

$N_{\text{пов}}$ – висота поверху, м;

ρ – густина залізобетону, $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$;

g – для переводу кілограмів в ньютони домножаємо на $g=9,81$, так як $1\text{кг}=9,81 \text{ Н}$;

Вага колони підвального поверху:

$$q_{\text{підв}} = 0.4 \cdot 0.4 \cdot 2.8 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 11.48 \text{ кН};$$

Вага колони першого поверху:

$$q_{1\text{пов}} = 0.4 \cdot 0.4 \cdot 7.2 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 29.52 \text{ кН};$$

Вага колони наступних поверхів:

$$q_{\text{н. пов}} = 0.4 \cdot 0.4 \cdot 3.8 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 15.58 \text{ кН.}$$

Нормативні значення, необхідні для розрахунку вогнестійкості :

$$q_{\text{підв}}^{\text{н}} = 0.4 \cdot 0.4 \cdot 2.8 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 0.95 = 10.44 \text{ кН};$$

$$q_{1\text{пов}}^{\text{н}} = 0.4 \cdot 0.4 \cdot 7.2 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 0.95 = 26.84 \text{ кН};$$

$$q_{\text{н. пов}}^{\text{н}} = 0.4 \cdot 0.4 \cdot 3.8 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 0.95 = 14.17 \text{ кН.}$$

В табличній формі збираємо навантаження, яке передається колоні від покриття.

Таблиця 5.3 –Збір навантажень від покриття на колону

№ п/п	Навантаження	Норматив не навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, Н/м ²
1	2	3	4	5
1	Постійне навантаження:			
	а) гравійний захист	400	1.2	480
	б) 3 шари руберойду на бітумній мастиці (1м ² –15 кг)	160	1.3	208

	в) асфальтна стяжка $\delta=20$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³ $0.02 \cdot 9.81 \cdot 1800 \cdot 0.95$	335	1.2	403
	г) пінобетон $\delta=120$ мм, $\rho=500$ кг/м ³ $0.12 \cdot 9.81 \cdot 500 \cdot 0.95$	600	1.2	720
	д) обмазочна пароізоля-ція	50	1.3	65
	ж) плита покриття	2900	1.1	3190
	Разом постійне навантаження q :	$Q^H = 4445$		$q^P = 5066$
2	Тимчасове снігове навантаження:			
	а) короткочасне $V_{кр}$	1400	1.4	1960
	б) тривалодіюче $V_{тр}$	–	–	–
	Разом тимчасове навантаження V :	$V^H = 1400$	1.4	$V^P = 1960$
3	Всього : $q + V$	4945		5766
	У тому числі довгочасне і постій- не: $q + V_{тр}$	4445		5066

Визначаємо **розрахункове** навантаження, яке передається колоні від покриття (таблиця 5.3):

постійне (тривале): $q_{пок} = 5066 \cdot 36 + 3728 \cdot 6 \cdot 1,1 = 206981$
Н=206.98 кН;

короткочасне (сніг) : $q_{пок} = 1960 \cdot 36 = 70560$ Н = 70,56 кН;

повне : $q_{пок} = 5066 \cdot 36 + 3728 \cdot 6 \cdot 1.1 + 70,56 \cdot 36 = 232181$ Н=232.18
кН;

де 5066 кН/м² – навантаження від плити перекриття та конструкції покриття;

3728 кН/м – навантаження від ригеля;

1960 кН/м² – снігове навантаження.

Визначаємо навантаження, яке передається колоні від перекриття (таблиця 5.2):

постійне (тривале) : $q_{пер} = 23777.7 \cdot 6 + 4100.8 \cdot 6 + 28800 \cdot 6 = 340071$
Н=340.07 кН;

короткочасне (люди): $q_{пер} = 28800 \cdot 6 = 172800$ Н = 172.8 кН;

повне : $q_{пер} = 23777.7 \cdot 6 + 4100.8 \cdot 6 + 57600 \cdot 6 = 512871$ Н= 512.87 кН;

де 23777.7 кН/м – навантаження від плити перекриття та конструкції перекриття;

4101кН/м – навантаження від ригеля;

57600 кН/м– розрахункове тимчасове навантаження.

Визначаємо снігове навантаження на колону. Снігове навантаження відноситься до четвертого снігового району і складає 1400 Па.

Розрахункове короткочасне снігове навантаження:
 $N_{sn}^k = 1960 \cdot 36 = 50400 \text{ Н} = 70.56 \text{ кН}$.

Тривалодіюче снігове навантаження: $N_{sn}^{TP} = 0 \text{ кН}$.

Навантаження на колону першого поверху збираємо у вигляді таблиці 5.4.

Таблиця 5.4 – Розрахункове навантаження на колону підвального поверху

Поверх	Навантаження, кН		Власна вага колони, кН	Розрахункове сумарне навантаження, кН		
	Тривале	Короткочасне		Тривале N_{dl}	Короткочасне N_{cd}	Повне N
1	3	4	5	6	7	8
9	206.98	70.56	15.58	222.56	70.56	247.76
8	547.05	198.00	31.16	578.21	198.00	776.21
7	887.12	370.80	46.74	933.86	370.80	1304.6
6	1227.19	543.60	62.32	1289.51	543.60	1833.1
5	1567.26	716.4	77.90	1645.16	716.40	2361.5
4	1907.33	889.20	93.48	2000.81	889.20	2890.0
3	2247.40	1062.00	109.06	2356.46	1062.00	3418.4
2	2587.47	1234.80	124.64	2712.11	1234.80	3946.9
1	2927.54	1407.60	154.16	3081.7	1407.60	4489.3
Підвал	3267.61	1580.40	165.64	3433.25	1580.40	5013.6 5

Також в табличній формі (таблиця 5.5) визначаємо нормативне навантаження на колону, яке потрібне для розрахунку вогнестійкості.

Таблиця 5.5 – Нормативне навантаження на колону підвального поверху

Поверх	Навантаження, кН		Власна вага колони, кН	Розрахункове сумарне навантаження, кН		
	Тривале	Короткочасне		Тривале N_{dl}^H	Короткочасне N_{cd}^H	Повне N^H

1	3	4	5	6	7	8
9	182.39	50.4	14.17	196.56	50.4	214.56
8	475.77	162.00	28.34	504.11	162.00	666.11
7	769.15	306.80	42.51	811.66	306.80	1117.66
6	1062.53	450.0	56.68	1119.21	450.0	1569.21
5	1355.91	594.0	70.85	1426.76	594.0	2020.76
4	1649.29	738.0	85.02	1734.31	738.0	2472.31
3	1942.67	882.0	99.19	2041.86	882.0	2923.86
2	2236.05	1026.0	113.36	2349.41	1026.0	3375.41
1	2529.43	1170.0	140.20	2669.63	1170.0	3839.63
Під-вал	2822.81	1314.0	150.64	2973.45	1314.0	4287.45

Визначаємо нормативне навантаження, яке передається колоні від покриття (таблиця 5.3):

постійне (тривале) : $q_{\text{пок}}^H = 4445 \cdot 36 + 3728 \cdot 6 = 182388 \text{ Н} = 182.39 \text{ кН}$;

короткочасне (сніг) : $q_{\text{пок}}^H = 1400 \cdot 36 = 50400 \text{ Н} = 50,4 \text{ кН}$;

повне : $q_{\text{пок}}^H = 4445 \cdot 36 + 3728 \cdot 6 + 1400 \cdot 36 = 200388 \text{ Н} = 200.39 \text{ кН}$;

Визначаємо нормативне навантаження, яке передається колоні від перекриття (таблиця 5.2):

довготривале : $q_{\text{пер}}^H = 21168.84 \cdot 6 + 3728 \cdot 6 + 24000 \cdot 6 = 293381 \text{ Н} = 293.38 \text{ кН}$;

короткочасне (люди) : $q_{\text{пер}}^H = 24000 \cdot 6 = 144000 \text{ Н} = 144 \text{ кН}$;

повне : $q_{\text{пер}}^H = 21168.84 \cdot 6 + 3728 \cdot 6 + 48000 \cdot 6 = 437381.04 \text{ Н} = 437.38 \text{ кН}$;

Визначаємо випадковий ексцентриситет:

а) $e_a = h/30 = 400/30 = 13.33 \text{ мм}$;

б) $e_a = l_0/600 = 2520/600 = 4.2 \text{ мм}$; де l_0 – висота колони підв. поверху;

в) $e_a > 1 \text{ см}$.

До розрахунку приймаємо $e_a = 13.33 \text{ мм}$.

При симетричному армуванні:

$$N \leq \eta \cdot \varphi \cdot [R_b \cdot A_b + R_s \cdot (A_s + A'_s)], \quad (5.60)$$

де N – розрахункове поздовжнє стискаюче зусилля, $N^P = 5013.65 \text{ кН}$;

η – коефіцієнт умов роботи конструкцій, $\eta = 1$ при $h > 200 \text{ мм}$.

Розміри поперечного перерізу колони і площу перерізу арматури визначаємо, прийнявши значення коефіцієнта $\varphi = \eta = 1$, а $\mu = 0.01$, тоді:

$$A_s + A'_s = 0.01 \cdot A_B,$$

$$5013.65 \leq 1.0 \cdot 1.0 \cdot [17.55 \cdot (100) \cdot A + 365 \cdot (100) \cdot 0.01 \cdot A] = 2120 \cdot A,$$

$$5013.65 = 2120 \cdot A,$$

$$A = 5013.65 \cdot (10^3) / 2120 = 2336.06 \text{ см}^2,$$

$$b = h = \sqrt{2336.06} = 48.33 \text{ см.}$$

Приймаємо типову колону 50x50 см.

Визначаємо гнучкість колони: $\lambda = l_0/h = 2520/500 = 5.04$.

Визначаємо співвідношення: $N_{тр}/N = 3433.05/5013.6 = 0.685$.

По додатку 7 знаходимо значення коефіцієнтів φ_b та φ_{sb} в залежності від $N_{тр}/N$ та λ і по ним визначаємо значення φ :

$$\varphi_b = 0.92; \quad \varphi_{sb} = 0.92.$$

$$\varphi = \varphi_b + (2 \cdot (\varphi_{sb} - \varphi_b) \cdot R_{sc} \cdot (A_s + A'_s) / R_b \cdot A).$$

(5.61)

$$\varphi = 0.92 + 0.0 = 0.92.$$

Площа перерізу арматури:

$$A_s + A'_s = N / [\varphi \cdot \eta \cdot R_{sc}] - [A \cdot R_b] / R_{sc}. \quad (5.62)$$

$$A_s + A'_s = 4952.45 \cdot (10^3) / [0.92 \cdot 1 \cdot 365 \cdot (100)] - [50 \cdot 50 \cdot 17.55] / 365 = 27.28 \text{ см}^2.$$

Уточнюємо значення коефіцієнта армування μ :

$$\mu = 27.28 / [50 \cdot 50] = 0.011 < [\mu = 0.03].$$

Приймаємо $A_s + A'_s = 6\text{Ø}25$ А-III $A_s = 29.45 \text{ см}^2$. Поперечну арматуру приймаємо діаметром 10 мм А-I з кроком 500 мм з умов зварювання (додаток 9) (рисунок 5.14).

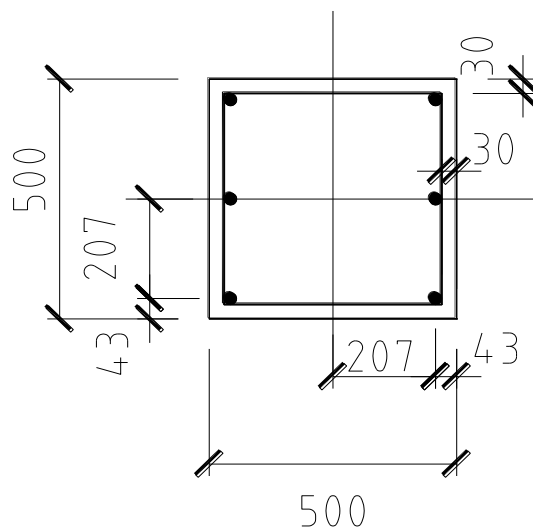


Рисунок 5.14 – Розташування арматури в колоні

5.4.2. Розрахунок фактичної межі вогнестійкості колони

Міцнісні характеристики матеріалу такі ж, як і в пункті 5.3.8. Згідно завдання застосовується важкий бетон класу В35 на гранітному щебені, $\rho_{oc}=2330 \text{ кг/м}^3$. Розрахункові опори стисненню і розтягу бетону R_{bu} і R_{btu} і арматури R_{scu} і R_{su} для розрахунку вогнестійкості визначаються діленням нормативних опорів, приведених в [15], на відповідні коефіцієнти надійності –по бетону $\gamma_b=0,83$, по арматурі $\gamma_s=0,9$.

$$R_{bu} = \frac{R_{bn}}{\gamma_b} = \frac{25.5}{0.83} = 30.72 \text{ МПа.}$$

$$\text{Застосовується арматура класу А-III : } R_{su} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{0.9} = 433.3 \text{ МПа.}$$

Згідно попереднього розрахунку (рисунок 5.14) : $b=h=500 \text{ мм}$, $N^H=4287.45 \text{ кН}$.

Значення коефіцієнта K в залежності від густини бетону знаходиться по додатку 12: по пропорції $K=37,64 \text{ с}^{1/2}$. При $\rho \geq 2000 \text{ кг/м}^3$ $K_1=0,5$.

Теплофізичні характеристики бетону (додаток 12):

$$\lambda_{tem,m} = A + Bt = 1,2 - 0,00035t_m = 1,2 - 0,00035 \cdot 450 = 1,0425 \text{ Вт/(м} \cdot \text{}^{\circ}\text{C)},$$

$$C_{tem,m} = C + Dt = 710 + 0,84t_m = 710 + 0,84 \cdot 450 = 1088,0 \text{ Дж/(кг} \cdot \text{}^{\circ}\text{C)},$$

$$a_{red} = \frac{\lambda_{tem,m}}{(C_{tem,m} + 50,4W_b)\rho_{oc}} = \frac{1,0425}{(1088,0 + 50,4 \cdot 2)2330} = 3,764 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с.}$$

Задаємося інтервалами часу: $\tau_1=0$ год; $\tau_2=1$ год; $\tau_3=2$ год; $\tau_4=3$ год. Для розрахунку беремо найдовшу і найбільш навантажену колоно першого або підвального поверху. В даному випадку беремо колоно першого поверху.

Для часу $\tau_1=0$ год несуча здатність колони дорівнює (4.42):

$$N_{p,t,\tau=0} = \varphi_{tem}(A_y R_{bu} + R_{scu} A_{s,tot} \gamma_{s,tem}) = 0,922 \cdot (30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,5 + 433,33 \cdot 10^3 \cdot 2945 \cdot 10^{-6}) = 8257,58 \text{ кН;} \quad (5.63)$$

де φ_{tem} – коефіцієнт поздовжнього згину, який враховує тривалість завантаження, гнучкість та характер армування колони.

Коефіцієнт φ_{tem} приймається по додатку 7 в залежності від L_0/b_y , де L_0 – розрахункова довжина колони, $L_0/b_y = 2.52/0.5 = 5.04$, по пропорції $\varphi_{tem} = 0,922$.

Для часу $\tau_2=1$ год.

Критерій Фур'є рівен (4.11) :

$$F_{ox} = F_{oy} = \frac{a_{red} \tau_2}{(0,5b + k\sqrt{a_{red}})^2} = \frac{3,764 \cdot 10^{-7} \cdot 3600}{(0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})^2} = 0,018. \quad (5.64)$$

$$\text{По (4.10): } \xi = 1 - \frac{x}{0,5b + k\sqrt{a_{red}}} = 1 - \frac{0,208}{0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}}} = 0,238. \quad (5.65)$$

де $x=y=0,5h-a_1-0,5d=0,5 \cdot 0,5-0,03-0,5 \cdot 0,025=0,208$ м.

З додатку 20 знаходимо відносну температуру обігриваємої поверхні: $\theta_x = \theta_y = 0,78$.

Тоді температуру обігриваємої поверхні знаходять по формулі (4.13):
 $t_{x=0,208} = t_{y=0,208} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_x = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,78 = 290,6$ °С. (5.66)

Температура арматурних стержнів при обігриві колони з чотирьох сторін (4.16):

$$t_{x=0,208,y=0,208,\tau=1} = t_B - \frac{(t_B - t_{x=0,208,y=0})(t_B - t_{y=0,208,x=0})}{t_B - t_H} = 1559 - \frac{(1559 - 290,6)(1559 - 290,6)}{1559 - 20} = 513,62$$
 °С, (5.67)

де температура середовища:

$$t_B = 345 \lg(8 \tau + 1) + t_H = 345 \lg(8 \cdot 3600 + 1) + 20 = 1559$$
 °С (4.1). (5.68)

По додатку 13 коефіцієнт зниження міцності арматури $\gamma_{s,tem} = 0,745$.

Визначаємо розміри ядра бетонного перерізу. Температура в середині товщини колони, тобто при $x=0$ (4.14):

$$t_{x=0} = t_{y=0} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{ц} = 1250 - (1250 - 20) \cdot 1 = 20$$
 °С, (5.69)

де величину відносної температури $\theta_{ц}$ знаходимо з додатку 19 при:

$$F_{ox}/4 = 0,018/4 = 0,005, \theta_{ц} = 1.$$

Для бетону на гранітному заповнювачі $t_{b,cr} = 650$ °С (4.20):

$$\theta_{я,x} = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{b,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)} = \frac{1250 - 1559}{1250 - 20} + \frac{(1559 - 650)(1559 - 20)}{(1559 - 20)(1250 - 20)} = 0,488. \quad (5.70)$$

По додатку 20 при $F_{ox} = 0,018$ і $\theta_{я,x} = 0,488$ знаходимо $\xi_{я,x} = 0,093$.

Тоді розміри ядра бетонного перерізу:

$$b_{я} = h_{я} = 2(0,5h + k\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_{я,x}) = 2(0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})(1 - 0,093) = 0,495$$
 м (5.71)

Несуча здатність при $\tau_2 = 1,0$ год несуча здатність колони дорівнює (4.42):

$$N_{pt,\tau=1} = 0,919 \cdot (30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,495 \cdot 0,495 + 433,33 \cdot 10^3 \cdot 2945 \cdot 10^{-6} \cdot 0,745) = 7791,19$$
 кН;

де $L_0/b_{я} = 2,52/0,495 = 5,09$, по пропорції $\varphi_{tem} = 0,92$.

Для часу $\tau_3 = 2$ год.

Критерій Фур'є рівен (4.11):

$$F_{ox} = F_{oy} = \frac{a_{red} \tau_2}{(0,5b + k\sqrt{a_{red}})^2} = \frac{3,764 \cdot 10^{-7} \cdot 2 \cdot 3600}{(0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})^2} = 0,036.$$

$$\text{По (4.10) : } \xi = 1 - \frac{x}{0,5b + k\sqrt{a_{red}}} = 1 - \frac{0,208}{0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}}} = 0,238.$$

де $x=y=0,5h-a_1-0,5d=0,5 \cdot 0,5-0,03-0,5 \cdot 0,025=0,208$ м.

З додатку 20 знаходимо $\theta_x = \theta_y = 0,573$.

Тоді необхідну температуру знаходять по формулі (4.13):

$$t_{x=0,208} = t_{y=0,208} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_x = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,573 = 544,8 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Температура арматурних стержнів при обігріві колони з чотирьох сторін (4.16):

$$t_{x=0,208,y=0,208,\tau=2} = 1663 - \frac{(1663 - 544,8)(1663 - 544,8)}{1663 - 20} = 902 \text{ } ^\circ\text{C},$$

$$\text{де } t_B = 345 \lg(8 \tau + 1) + t_H = 345 \lg(8 \cdot 2 \cdot 3600 + 1) + 20 = 1663 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (4.1).}$$

По додатку 13 $\gamma_{s,tem} = 0$.

Визначаємо розміри ядра бетонного перетину. Температура в середині товщини колони, тобто при $x=0$ (4.14):

$$t_{x=0} = t_{y=0} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{ц} = 1250 - (1250 - 20) 0,9996 = 20,49 \text{ } ^\circ\text{C},$$

де величину $\theta_{ц}$ знаходимо з додатку 19 при:

$$F_{ox}/4 = 0,036/4 = 0,009, \theta_{ц} = 0,9996.$$

Для бетону на гранітному заповнювачі $t_{b,cr} = 650 \text{ } ^\circ\text{C}$ (4.20):

$$\theta_{я,x} = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{b,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)} = \frac{1250 - 1663}{1250 - 20} + \frac{(1663 - 650)(1663 - 20)}{(1663 - 20)(1250 - 20)} = 0,488.$$

По додатку 20 при $F_{ox} = 0,036$ і $\theta_{я,x} = 0,488$ знаходимо $\xi_{я,x} = 0,2$.

$$\text{Тоді } b_{я} = h_{я} = 2(0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})(1 - 0,2) = 0,437 \text{ м.}$$

Несуча здатність при $\tau_3 = 2,0$ год несуча здатність колони дорівнює (4.42):

$$N_{p,t,\tau=2} = 0,92 \cdot (30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,437 \cdot 0,437) = 5162,6 \text{ кН};$$

де $L_0/b_{я} = 2,52/0,437 = 5,76$, по пропорції $\varphi_{tem} = 0,92$.

Для часу $\tau_4 = 3$ год.

Критерій Фур'є рівен (4.11) :

$$F_{ox} = F_{oy} = \frac{a_{red} \tau_2}{(0,5b + k\sqrt{a_{red}})^2} = \frac{3,764 \cdot 10^{-7} \cdot 3 \cdot 3600}{(0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})^2} = 0,055.$$

$$\text{По (4.10) : } \xi = 1 - \frac{x}{0,5b + k\sqrt{a_{red}}} = 1 - \frac{0,208}{0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}}} = 0,238.$$

де $x=y=0,5h-a_1-0,5d=0,5 \cdot 0,5-0,03-0,5 \cdot 0,025=0,208$ м.

З додатку 20 знаходимо $\theta_x = \theta_y = 0,453$.

Тоді необхідну температуру знаходять по формулі (4.13):

$$t_{x=0,208} = t_{y=0,208} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_x = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,453 = 693 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Температура арматурних стержнів при обігріві колони з чотирьох сторін(4.16):

$$t_{x=0,208,y=0,208,\tau=2} = 1724 - \frac{(1724 - 693)^2}{1724 - 20} = 1101 \text{ } ^\circ\text{C},$$

$$\text{де } t_B = 345 \lg(8 \tau + 1) + t_H = 345 \lg(8 \cdot 3 \cdot 3600 + 1) + 20 = 1724 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (4.1).}$$

По додатку 13 $\gamma_{s,tem} = 0$.

Визначаємо розміри ядра бетонного перетину. Температура в середині товщини колони, тобто при $x=0$ (4.14):

$$t_{x=0} = t_{y=0} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{\Pi} = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,9944 = 27 \text{ } ^\circ\text{C},$$

де величину θ_{Π} знаходимо з додатку 19 при:

$$F_{ox}/4 = 0,055/4 = 0,014, \theta_{\Pi} = 0,9944.$$

Для бетону на гранітному заповнювачі $t_{b,cr} = 650 \text{ } ^\circ\text{C}$ (4.20):

$$\theta_{я,x} = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{b,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)} = \frac{1250 - 1724}{1250 - 20} + \frac{(1724 - 650)(1724 - 20)}{(1724 - 20)(1250 - 20)} = 0,488.$$

По додатку 20 при $F_{ox} = 0,055$ і $\theta_{я,x} = 0,49$ знаходимо $\xi_{я,x} = 0,253$.

$$\text{Тоді } b_{я} = h_{я} = 2(0,5 \cdot 0,5 + 37,64 \sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})(1 - 0,253) = 0,408 \text{ м.}$$

Несуча здатність при $\tau_4 = 3,0$ год несуча здатність колони дорівнює (4.42):

$$N_{p,t,\tau=3} = 0,92 \cdot (30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,408 \cdot 0,408) = 4387,62 \text{ кН};$$

де $L_0/b_{я} = 2,52/0,408 = 6,18$, по пропорції $\varphi_{tem} = 0,92$.

Для часу $\tau_5 = 4$ год.

Критерій Фур'є рівен (4.11) :

$$F_{ox} = F_{oy} = \frac{a_{red} \tau_2}{(0,5b + k\sqrt{a_{red}})^2} = \frac{3,764 \cdot 10^{-7} \cdot 4 \cdot 3600}{(0,5 \cdot 0,5 + 37,64 \sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})^2} = 0,073.$$

$$\text{По (4.10) : } \xi = 1 - \frac{x}{0,5b + k\sqrt{a_{red}}} = 1 - \frac{0,208}{0,5 \cdot 0,5 + 37,64 \sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}}} = 0,238.$$

де $x = y = 0,5h - a_1 - 0,5d = 0,5 \cdot 0,5 - 0,03 - 0,5 \cdot 0,025 = 0,208 \text{ м.}$

З додатку 20 знаходимо $\theta_x = \theta_y = 0,4$.

Тоді необхідну температуру знаходять по формулі (4.13):

$$t_{x=0,208} = t_{y=0,208} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_x = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,4 = 758 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Температура арматурних стержнів при обігріві колони з чотирьох сторін(4.16):

$$t_{x=0,208,y=0,208,\tau=2} = 1767 - \frac{(1767 - 758)^2}{1767 - 20} = 1185 \text{ } ^\circ\text{C},$$

$$\text{де } t_B = 345 \lg(8 \tau + 1) + t_H = 345 \lg(8 \cdot 4 \cdot 3600 + 1) + 20 = 1767 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (4.1).}$$

По додатку 13 $\gamma_{s,tem} = 0$.

Визначаємо розміри ядра бетонного перетину. Температура в середині товщини колони, тобто при $x=0$ (4.14):

$$t_{x=0} = t_{y=0} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{\text{ц}} = 1250 - (1250 - 20) 0,9832 = 41 \text{ } ^\circ\text{C},$$

де величину $\theta_{\text{ц}}$ знаходимо з додатку 19 при:

$$F_{\text{ox}}/4 = 0,073/4 = 0,018, \theta_{\text{ц}} = 0,9832.$$

Для бетону на гранітному заповнювачі $t_{b,cr} = 650 \text{ } ^\circ\text{C}$ (4.20):

$$\theta_{\text{я,x}} = \frac{1250 - t_b}{1250 - t_H} + \frac{(t_b - t_{b,cr})(t_b - t_H)}{(t_b - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)} = \frac{1250 - 1767}{1250 - 20} + \frac{(1767 - 650)(1767 - 20)}{(1767 - 20)(1250 - 20)} = 0,488.$$

По додатку 20 при $F_{\text{ox}} = 0,073$ і $\theta_{\text{я,x}} = 0,496$ знаходимо $\xi_{\text{я,x}} = 0,32$.

Тоді $b_{\text{я}} = h_{\text{я}} = 2(0,5 \cdot 0,5 + 37,64 \sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})(1 - 0,32) = 0,371 \text{ м}$.

Несуча здатність при $\tau_5 = 4,0$ год несуча здатність колони дорівнює (4.42):

$$N_{p,t,\tau=4} = 0,425 \cdot (30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,371 \cdot 0,371) = 1797,04 \text{ кН};$$

де $L_0/b_{\text{я}} = 7.2/0.389 = 18.5$, по пропорції $\varphi_{\text{tem}} = 0,425$.

По результатам розрахунку будуюмо графік зниження несучої здатності колони в умовах пожежі (рисунок 5.15) і визначаємо її фактичну межу вогнестійкості.

Фактична межа вогнестійкості колони $P_{\text{ф}} = 3,15 \text{ год} = 3 \text{ год } 9 \text{ хв}$.

$N_{p,\text{tem}}$, кН

Визначення $P_{\text{ф}}$ колони

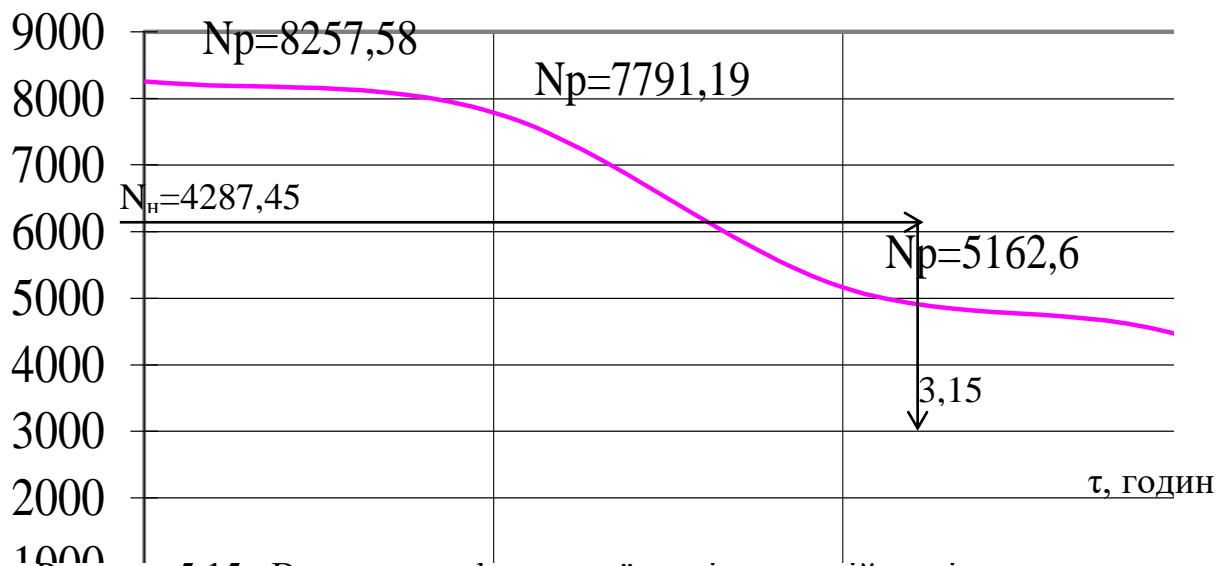


Рисунок 5.15 – Визначення фактичної межі вогнестійкості колони

VI. ВКАЗІВКИ ЩОДО ОФОРМЛЕННЯ ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ

Пояснювальна записка пишеться з одного боку стандартних аркушів чорнилами. Вона складається з титульного аркуша встановленої форми (додаток 1), змісту, основної текстової частини, переліку літератури.

Виконані в пояснювальній записці розрахунки повинні супроводжуватись коротким поясненням, посиланням на нормативну, довідкову і навчальну літературу, розрахунковими схемами та рисунками.

Усі розрахункові формули слід виписувати в літерному позначенні, прийнятому за нормативними документами, а потім робити числові підстановки величин, які входять до формули в порядку розташування літерних позначок.

Якщо результат розрахунків має розмірність, то крім числа додають одиниці виміру.

У кінці пояснювальної записки дається перелік використаної літератури та заголовки.

Курсова робота не зараховується у наступних випадках :

- курсова робота виконана не самостійно;
- курсова робота виконана не повністю;
- курсова робота виконана неякісно і містить грубі помилки;
- курсова робота виконана не за своїм варіантом.
(за бажанням викладача номер варіанту може бути змінено)

**ДЕРЖАВНА СЛУЖБА НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ
ЧЕРКАСЬКИЙ ІНСТИТУТ ПОЖЕЖНОЇ БЕЗПЕКИ
ІМЕНІ ГЕРОЇВ ЧОРНОБИЛЯ**

Факультет пожежної безпеки

Кафедра безпеки об'єктів будівництва та охорони праці

КУРСОВА РОБОТА

З дисципліни «Стійкість будівель і споруд при пожежі»

Частина 1

***КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ І ВИЗНАЧЕННЯ
ЇХ ВОГНЕСТІЙКОСТІ***

Виконав курсант (студент) _____ курсу _____ взводу

Керівник _____

Національна шкала _____

Кількість балів _____ Оцінка ECTS _____

Члени комісії: _____

Таблиця 1 – Розрахункові опори важкого бетону та його початковий модуль пружності, МПа
(для граничних станів першої і другої груп залежно від класу бетону за міцністю на стискання)

Розрахункові параметри	Клас бетону												
	B7.5	B10	B12.5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Для граничних станів першої групи													
Стискання осьове (призмova міцність) R_b	4.5	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	25.0	27.5	30.0	33.0
Розтяг осьовий R_{bt}	0.48	0.57	0.66	0.75	0.90	1.05	1.20	1.30	1.40	1.45	1.55	1.60	1.65
Для граничних станів другої групи													
Стискання осьове (призмova міцність) $R_{b,ser}$	5.5	7.5	9.5	11.0	15.0	18.5	22.0	25.5	29.0	32.0	36.0	39.5	43.0
Розтяг осьовий $R_{bt,ser}$	0.70	0.85	1.00	1.15	1.40	1.60	1.80	1.95	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50
Початковий модуль пружності бетону, підданого тепловій обробці при атмосферному тиску E_b	14500	16000	19000	20500	24000	27000	29000	31000	32500	34000	35000	35500	36000

Таблиця 2 – Розрахункові опори і модуль пружності стержньової арматури, МПа

Клас арматури	Для розрахунку за граничними станами першої групи			Для розрахунку за граничними станами другої групи $R_{S, SER}$	Модуль пружності E_s
	розтягу		стисканню R_{SC}		
	поздовжньої R_s	поперечної (хомутів) R_{sw}			
A-I	225	175	225	235	210 000
A-II	280	225	280	295	210 000
A-III діаметром, мм:					
6...8	355	285	335	390	200 000
10...40	365	290	365	390	200 000
A-IV	510	405	450	590	190 000
A-V	680	545	500	785	190 000
A-VI	815	650	500	980	190 000
A_T-VII	980	785	500	1175	190 000
A-III_B з контролем:					
видовження і напруження	490	390	200	540	180 000
самого тільки видовження	450	360	200	540	180 000

Таблиця 3 – Розрахункові опори і модуль пружності дрютяної арматури, МПа

Клас арматури	Діаметр арматури, мм	Для розрахунку за граничними станами першої групи			Для розрахунку за граничними станами другої групи $R_{S,SER}$	Модуль пружності E_s
		розтягу		стисканню R_{SC}		
		поздовжньої R_s	поперечної (хомутів) R_{sw}			
Вр-I	3	375	270	375	410	170 000
	4	365	265	365	405	
	5	360	260	360	395	
В-II	3	1240	990	400	1490	200 000
	4	1180	940	400	1410	
	5	1110	890	400	1335	
	6	1050	835	400	1255	
	7	980	785	400	1175	
	8	915	730	400	1100	
Вр-II	3	1215	970	400	1460	200 000
	4	1145	915	400	1370	
	5	1045	835	400	1255	
	6	980	785	400	1175	
	7	915	730	400	1100	
	8	850	680	400	1020	
К-7	6	1210	965	400	1450	180 000
	9	1145	915	400	1370	
	12	1110	890	400	1335	
	15	1080	865	400	1295	
К-19	14	1175	940	400	1410	180 00

Таблиця 4 – Коефіцієнти ξ , α_m та ζ

$\xi = x/h_0$	$\zeta(\eta)$	$\alpha_m(A_0)$	$\xi = x/h_0$	$\zeta(\eta)$	$\alpha_m(A_0)$	$\xi = x/h_0$	$\zeta(\eta)$	$\alpha_m(A_0)$
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,3	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,1	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,2	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,8	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,9	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1	0,50	0,5
0,25	0,875	0,219	0,5	0,75	0,375	–	–	–

Таблиця 5 – Сортамент стержньової і дротяної арматури

Діаметр	Розрахункові площі поперечного перерізу см ² при кількості стержнів										Маса кг/м	Прокатувані діаметри арматури класів						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		-I	A-II	A-III	AT-III	A-VI	B-I	B-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	-	-	-	-	-	+	+
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,099	-	-	-	-	-	+	+
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	-	-	-	-	-	+	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	+	-	+	+	-	-	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	+	-	+	+	-	-	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	+	+	+	+	+	-	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	+	+	+	+	+	-	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	+	+	+	+	+	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	+	+	+	+	+	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	+	+	+	+	+	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	+	+	+	+	+	-	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	+	+	+	+	+	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,84	-	+	+	+	+	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,83	-	+	+	+	+	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,31	-	+	+	+	+	-	-
36	10,180	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,99	-	-	+	+	-	-	-
40	12,560	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,865	-	-	+	+	-	-	-

Таблиця 6 – Коефіцієнти φ_b та φ_{sb} Коефіцієнти φ_b

Бетон	$\frac{N_1}{N}$	Значення I_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
Важкий (звич.) дрібнозернистий	0	0.93	0.91	0.91	0.90	0.89	0.86	0.83	0.80
	0.5	0.92	0.91	0.90	0.88	0.85	0.80	0.73	0.65
	1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.81	0.74	0.63	0.55
Легкий	0	0.93	0.91	0.89	0.85	0.80	0.78	0.74	0.70
	0.5	0.92	0.90	0.88	0.84	0.77	0.72	0.68	0.60
	1	0.92	0.90	0.87	0.81	0.74	0.67	0.60	0.51

Коефіцієнт φ_{sb}

При $a = a' < 0,15h$ і відсутності проміжних стержнів або коли площа перерізу цих стержнів менша за $A_{sm} < A_{s,tot}/3$

Важкий (звич.) дрібнозернистий	0	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89	0.87	0.84	0.81
	0.5	0.92	0.92	0.91	0.90	0.87	0.84	0.80	0.75
	1	0.92	0.91	0.90	0.88	0.86	0.82	0.77	0.70
Легкий	0	0.93	0.91	0.89	0.85	0.83	0.79	0.75	0.71
	0.5	0.92	0.91	0.89	0.84	0.78	0.76	0.72	0.67
	1	0.92	0.90	0.88	0.83	0.77	0.74	0.68	0.62

При $0.25h > a = a' > 0,15h$ або коли площа перерізу проміжних стержнів дорівнює чи більша за $A_{sm} \geq A_{s,tot}/3$ незалежно від величини a

Важкий (звич.) дрібнозернистий	0	0.92	0.92	0.91	0.89	0.87	0.84	0.80	0.75
	0.5	0.92	0.91	0.90	0.87	0.83	0.79	0.72	0.65
	1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.80	0.74	0.66	0.58
Легкий	0	0.92	0.91	0.89	0.84	0.79	0.75	0.71	0.66
	0.5	0.92	0.90	0.88	0.83	0.77	0.71	0.68	0.60
	1	0.92	0.90	0.87	0.81	0.74	0.68	0.61	0.52

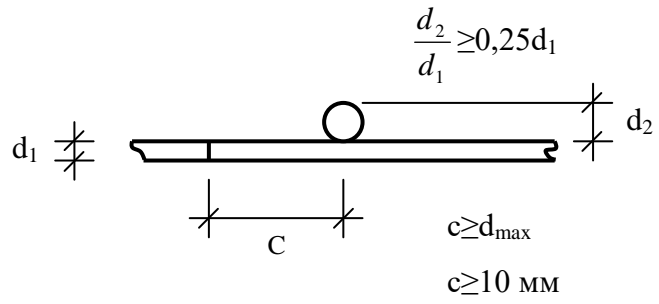
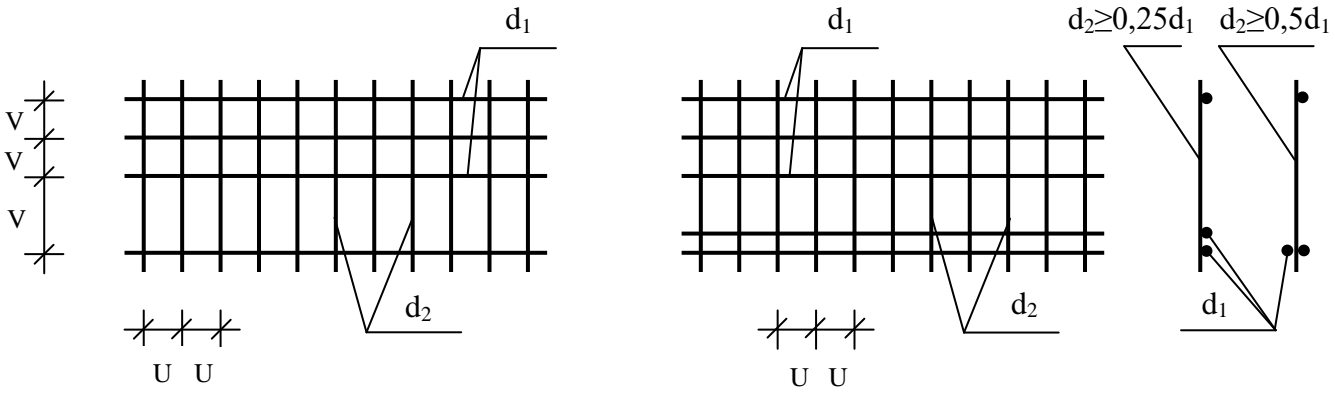
Примітка: N_1 – поздовжня сила від дії постійних і довгочасних навантажень;
 N – поздовжня сила від дії всіх навантажень (постійних, довго- і короткочасних).

Таблиця 7 – Снігове навантаження на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі (Н/м^2)

Місце будівництва	Райони	Вага снігового покриву S_0 , Па
Херсон	I	800
Одеса, Симферопіль, Миколаїв	II	1000
Запоріжжя, Кіровоград	III	1200
Хмельницький, Рівне, Луцьк, Тернопіль, Львів, Вінниця, Ямпіль, Чернівці, Ужгород, Дніпропетровськ, Луганськ,	IV	1400
Івано-Франківськ, Донецьк, Житомир, Київ, Полтава, Черкаси, Харків	V	1600
Чернігів, Суми	VI	1800

Таблиця 8 – Співвідношення між діаметрами зварюваних стержнів і мінімальною відстанню між стержнями в зварних сітках і каркасах, виготовлених контактним-точечним зварюванням

Діаметри стержнів одного напрямку d_1 , мм	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Найменші допустимі діаметри стержнів другого напрямку d_2 , мм	3	3	3	3	3	3	4	5	5	6	6	8	8	10	10	12	12
Найменші допустимі відстані між осями стержнів одного напрямку U_{\min} і V_{\min} , мм	50	50	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
Найменші допустимі відстані між осями поздовжніх стержнів $V_{1 \min}$ при двохрядному їх розташуванні в каркасі, мм	-	-	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80



Таблиця 10 – Значення Гаусовського інтеграла похибок

X	erf X	X	erf X	X	erf X	X	erf X
0,00	0,0000	0,50	0,5205	1,00	0,8427	1,50	0,9661
0,02	0,0216	0,52	0,5379	1,02	0,8508	1,52	0,9684
0,04	0,0451	0,54	0,5549	1,04	0,8586	1,54	0,9706
0,06	0,0676	0,56	0,5716	1,06	0,8661	1,56	0,9726
0,08	0,0901	0,58	0,5879	1,08	0,8733	1,58	0,9745
0,10	0,1125	0,60	0,6039	1,10	0,8802	1,60	0,9763
0,12	0,1348	0,62	0,6194	1,12	0,8868	1,62	0,9780
0,14	0,1569	0,64	0,6346	1,14	0,8931	1,64	0,9796
0,16	0,1790	0,66	0,6494	1,16	0,8991	1,66	0,9811
0,18	0,2009	0,68	0,6638	1,18	0,9048	1,68	0,9825
0,20	0,2227	0,70	0,6778	1,20	0,9103	1,70	0,9838
0,22	0,2443	0,72	0,6914	1,22	0,9155	1,72	0,9850
0,24	0,2657	0,74	0,7047	1,24	0,9205	1,74	0,9861
0,26	0,2869	0,76	0,7175	1,26	0,9252	1,76	0,9872
0,28	0,3079	0,78	0,7300	1,28	0,9297	1,78	0,9882
0,30	0,3286	0,80	0,7421	1,30	0,9340	1,80	0,9891
0,32	0,3491	0,82	0,7538	1,32	0,9381	1,90	0,9928
0,34	0,3694	0,84	0,7651	1,34	0,9419	2,00	0,9953
0,36	0,3893	0,86	0,7761	1,36	0,9456	2,10	0,9970
0,38	0,4090	0,88	0,7867	1,38	0,9460	2,20	0,9981
0,40	0,4284	0,90	0,7969	1,40	0,9523	2,30	0,9989
0,42	0,4475	0,92	0,8068	1,42	0,9554	2,40	0,9993
0,44	0,4662	0,94	0,8163	1,44	0,9583	2,50	0,9996
0,46	0,4847	0,96	0,8254	1,46	0,9611	2,60	0,9998
0,48	0,5027	0,98	0,8312	1,48	0,9637	2,70	0,9999

Таблиця 11 – Теплофізичні характеристики бетонів при високих температурах

№ п/п	Вид бетону	Середня густина в сухому стані, кг/ м ³	$\lambda_{tem}=A+Bt$, Вт / (м · °С)	$C_{tem}=C+Dt$, Дж / (кг · °С)
1	Важкий бетон на гранітному щебені	2330	1,2-0,00035t	710+0,84t
2	Важкий бетон на вапняному щебені	2250	1,14-0,00055t	710+0,84t
3	Керамітобетон	1380	0,383+0,00008t	841+0,48t
4	Піщаний бетон	1900	1,044-0,0006t	773+0,63t
5	Газобетон на молотому піску	480	0,093+0,00019t	924+0,63t
	_____ " _____	750	0,186+0,00008t	924+0,63t
	_____ " _____	1100	$\lambda_t=0,31=const$	924+0,63t

Таблиця 12 – Значення коефіцієнта К залежно від середньої густини бетону

Середня густина бетону, кг/м ³	1000	1500	2000	2300	2450
Коефіцієнт К в год ^{1/2}	0,55	0,58	0,60	0,62	0,65
Коефіцієнт К в с ^{1/2}	33,0	34,8	36,0	37,2	39,0

Таблиця 13 – Значення коефіцієнтів поздовжнього згину для нагрітих колон

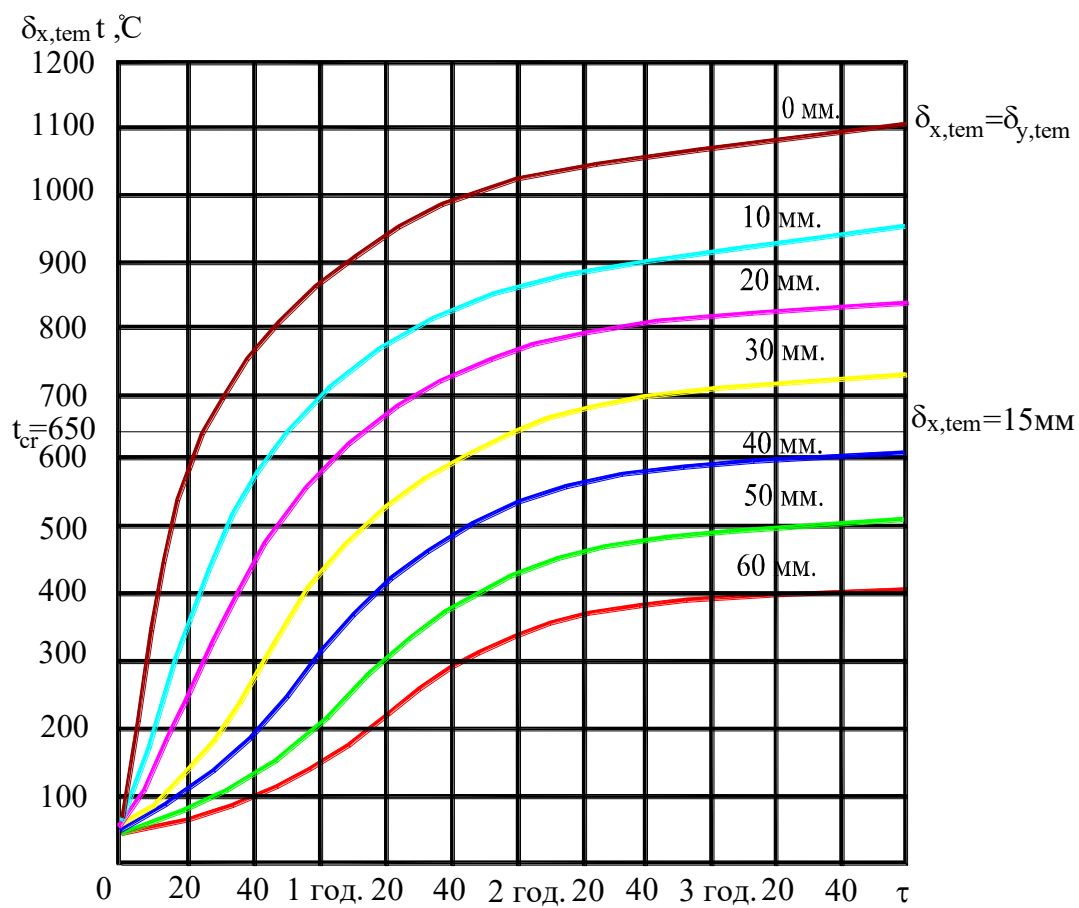
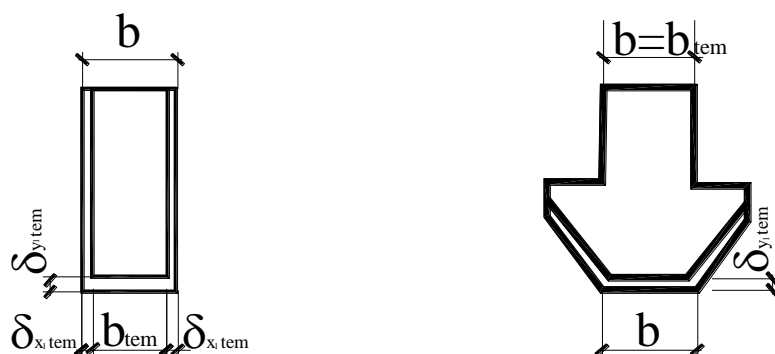
Φ_{tem}		8	10	12	14	16	18	20	22
$l_0/b_{я}$									
Φ_{tem}		1,0	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77

$l_0/b_{я}$	24	26	28	30	32	34	36
Φ_{tem}	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44

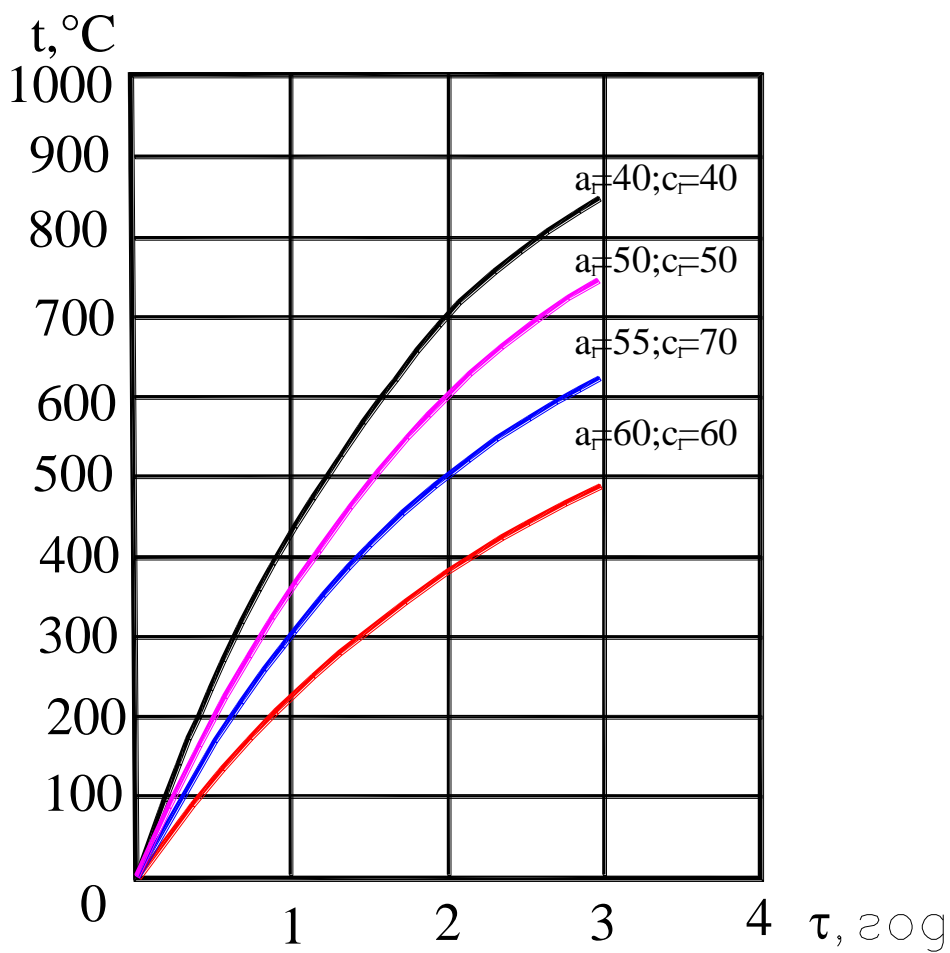
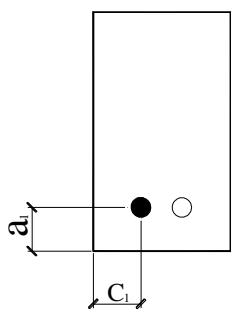
Таблиця 14 – Розрахункове значення коефіцієнту $\gamma_{s,tem}$, який враховує зниження нормативного опору арматурних сталей в залежності від температури їх нагріву в напруженому стані

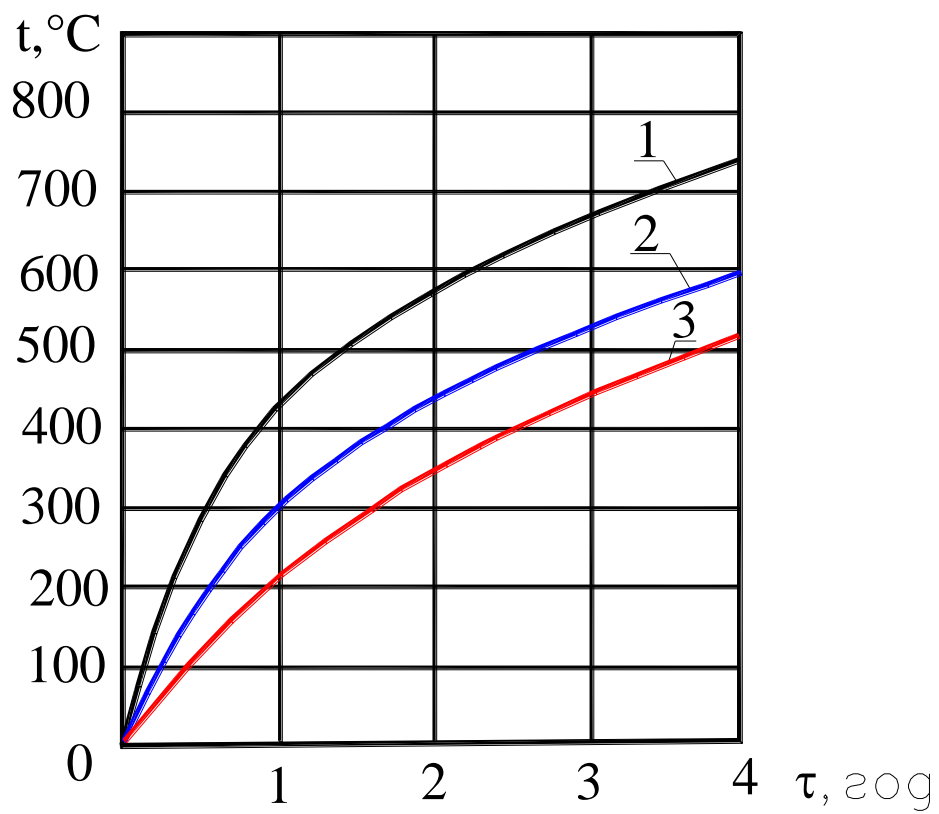
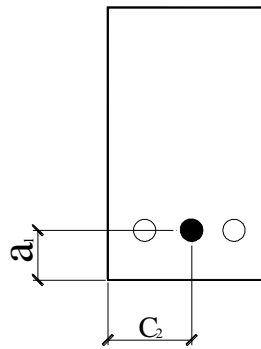
№	Найменування і клас арматурної сталі	Коефіцієнт $\gamma_{s,tem}=R_{s,tem}/R_{sn}$ при температурі нагріву $^{\circ}\text{C}$								
		400	450	500	550	600	650	700	750	800
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Гарячекатана кругла (гладка) сталь класу А-I	1,0	0,83	0,66	0,51	0,37	0,24	0,15	0,09	0,05
2	Гарячекатана періодичного профіля сталь класу А-II	1,0	1,0	0,76	0,52	0,36	0,23	0,16	0,1	0,06
3	Гарячекатана низьколегована періодичного профіля сталь класу А-III	1,0	0,98	0,79	0,625	0,46	0,30	0,18	0,09	0,05
4	Гарячекатана періодичного профіля зміцнена витяжкою сталь класу Ат-III	1,0	0,91	0,70	0,49	0,33	0,2	0,13	0,07	0,03
5	Гарячекатана низьколегована періодичного профіля сталь класу А-IV	0,97	0,81	0,64	0,5	0,35	0,21	0,1	0,05	0,02
6	Те ж, класу А-V	0,97	0,79	0,625	0,4	0,23	0,11	0,06	0,03	0,01
7	Термічно зміцнена періодичного профіля сталь класу Ат-V	1,0	1,0	0,69	0,38	0,15	0,05	0,01	0,0	0,0
8	Високоміцна арматурна проволочка класу Вр-II, діаметром 3...8 мм.	0,53	0,42	0,31	0,22	0,14	0,08	0,05	0,03	0,01

До визначення значень $\delta_{x,tem}$, $\delta_{y,tem}$

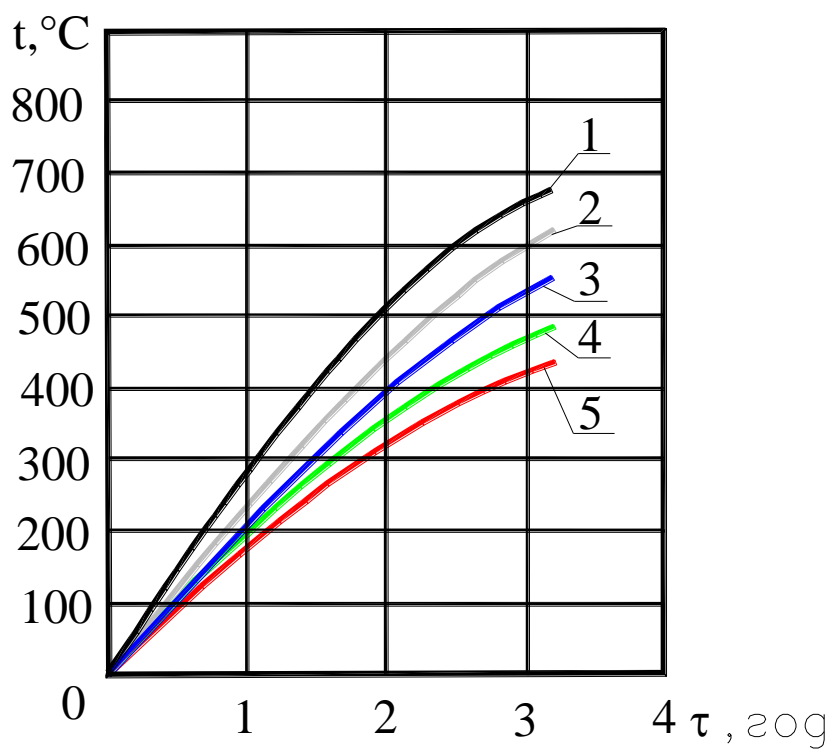
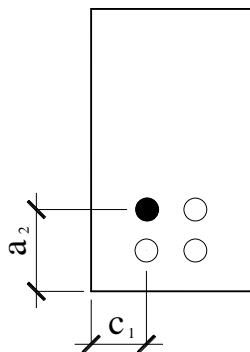


Графіки для визначення температури прогріву арматурних стержнів в залежності від координат їх розташування





- 1 – $a_1=30$; $c_2=150$ і більше;
- 2 – $a_1=40$; $c_2=150$ і більше;
- 3 – $a_1=60$; $c_2=150$ і більше.



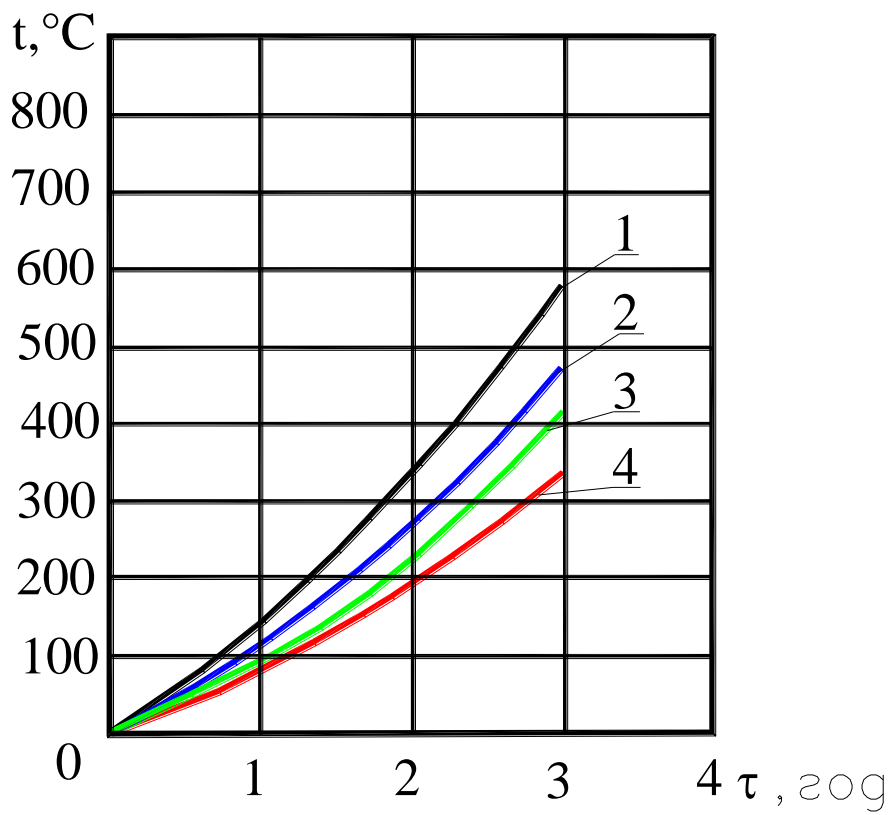
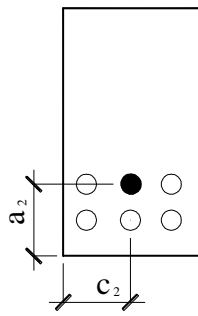
1 – $a_2=120$; $c_1=50$;

2 – $a_2=120$; $c_1=60$;

3 – $a_2=120$; $c_1=70$;

4 – $a_2=120$; $c_1=80$;

5 – $a_2=120$; $c_1=100$ і більше.



1 – $a_2=45$; $c_2=150$ і більше;

2 – $a_2=50$; $c_2=150$ і більше;

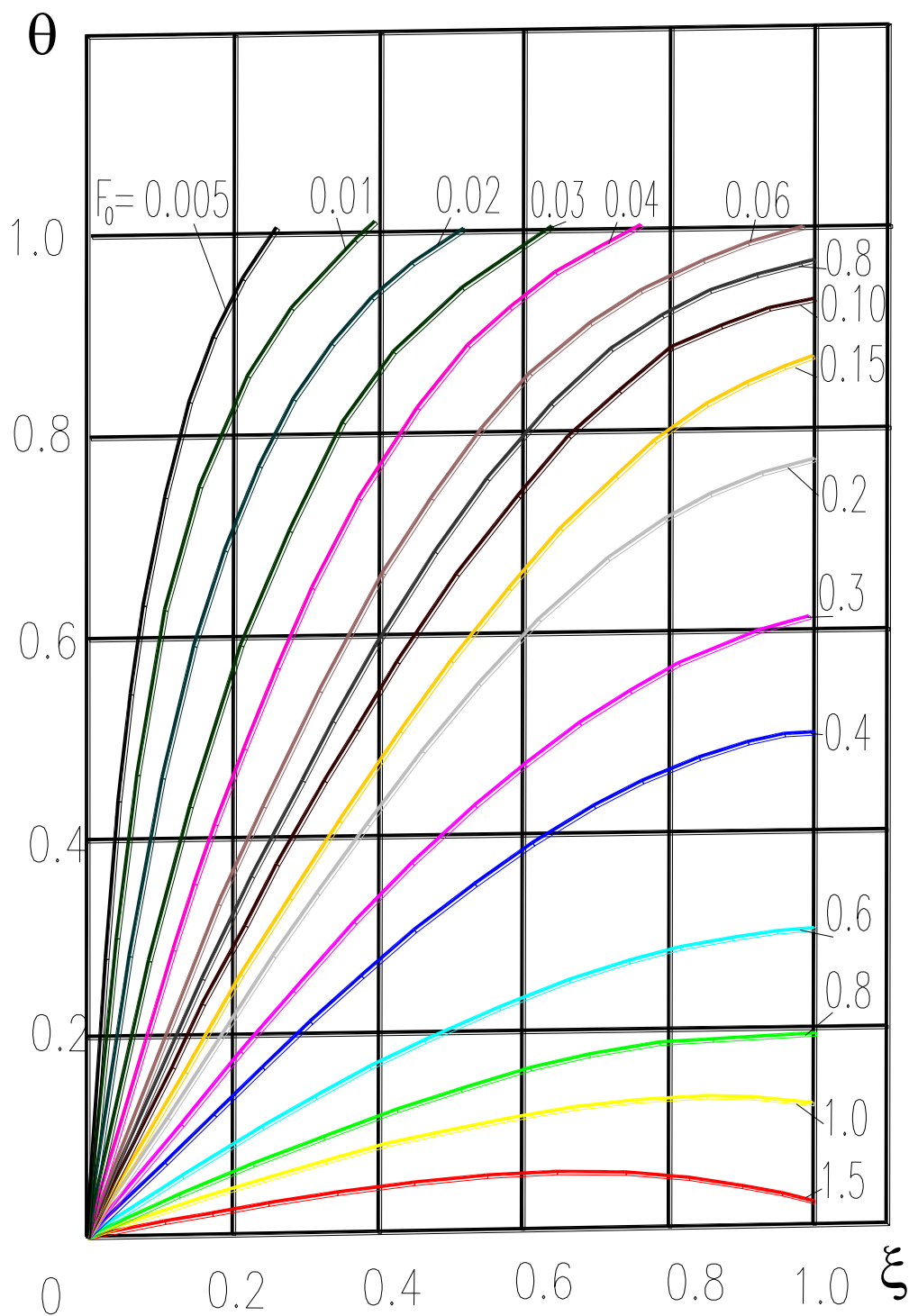
3 – $a_2=60$; $c_2=150$ і більше;

4 – $a_2=100$; $c_2=150$ і більше;

Таблиця 15 – Температура в середині необмеженої пластини

$F_0/4$	$\theta_{\text{ц}}$	$F_0/4$	$\theta_{\text{ц}}$	$F_0/4$	$\theta_{\text{ц}}$
0,001	1,0000	0,045	0,8088	0,088	0,5340
0,002	1,0000	0,046	0,8015	0,089	0,5288
0,003	1,0000	0,047	0,7941	0,090	0,5236
0,004	1,0000	0,048	0,7868	0,091	0,5185
0,005	1,0000	0,049	0,7796	0,092	0,5134
0,006	1,0000	0,050	0,7723	0,093	0,5084
0,007	1,0000	0,051	0,7651	0,094	0,5034
0,008	0,9998	0,052	0,7579	0,095	0,4985
0,009	0,9996	0,053	0,7508	0,096	0,4936
0,010	0,9992	0,054	0,7437	0,097	0,4887
0,011	0,9985	0,055	0,7367	0,098	0,4839
0,012	0,9975	0,056	0,7297	0,099	0,4792
0,013	0,9961	0,057	0,7227	0,100	0,4745
0,014	0,9944	0,058	0,7158	0,102	0,4652
0,015	0,9922	0,059	0,7090	0,104	0,4561
0,016	0,9896	0,060	0,7022	0,106	0,4472
0,017	0,9866	0,061	0,6955	0,108	0,4385
0,018	0,9832	0,062	0,6888	0,110	0,4299
0,019	0,9794	0,063	0,6821	0,112	0,4215
0,021	0,9752	0,064	0,6756	0,114	0,4133
0,022	0,9706	0,065	0,6690	0,116	0,4052
0,023	0,9657	0,066	0,6626	0,118	0,3973
0,024	0,9605	0,067	0,6561	0,120	0,3895
0,025	0,9550	0,068	0,6498	0,122	0,3819
0,026	0,9493	0,069	0,6435	0,124	0,3745
0,027	0,9433	0,070	0,6372	0,126	0,3671
0,028	0,9372	0,071	0,6310	0,128	0,3600
0,029	0,9308	0,072	0,6249	0,130	0,3529
0,030	0,9242	0,073	0,6188	0,132	0,3460
0,031	0,9107	0,074	0,6128	0,134	0,3393
0,032	0,9038	0,075	0,6088	0,136	0,3326
0,033	0,8967	0,076	0,6009	0,138	0,3261
0,034	0,8896	0,077	0,5950	0,140	0,3198
0,035	0,8824	0,078	0,5892	0,142	0,3135
0,036	0,8752	0,079	0,5835	0,144	0,3074
0,037	0,8679	0,080	0,5778	0,146	0,3014
0,038	0,8605	0,081	0,5721	0,148	0,2955
0,039	0,8532	0,082	0,5665	0,150	0,2897
0,040	0,8458	0,083	0,5610	0,152	0,2840
0,041	0,8384	0,084	0,5555	0,154	0,2785
0,042	0,8310	0,085	0,5500	0,156	0,2731
0,043	0,8236	0,086	0,55447	0,158	0,2677
0,044	0,8162	0,087	0,5393	—	—

Криві розподілення відносної надлишкової температури θ в необмеженій пластині



Тип підлоги

Тип підлоги	Склад підлоги
Дошката підлога	Дошка товщиною 28 мм, $\gamma=550 \text{ кг/м}^3$
	Лага: 40x80 мм, $\gamma=550 \text{ кг/м}^3$
	Прокладка звукоізолююча (плити деревоволокнисті) 32x100 мм, $\gamma=250 \text{ кг/м}^3$
Бетонна підлога	Бетон товщиною 30 мм, $\gamma=2400 \text{ кг/м}^3$
Паркетна підлога	Паркет на мастиці товщиною 15 мм, $\gamma=800 \text{ кг/м}^3$
	Стяжка з цементно-піщаного розчину товщиною 40 мм, $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$
	Шар звукоізолюючий : гравій керамзитовий товщиною 70 мм, $\gamma=600 \text{ кг/м}^3$
Лінолеум	Лінолеум на мастиці товщиною 5 мм, $\gamma=1100 \text{ кг/м}^3$
	Стяжка з легкого бетону В15 товщиною 50 мм, $\gamma=1200 \text{ кг/м}^3$
	Шар звукоізолюючий : гравій керамзитовий товщиною 70 мм, $\gamma=600 \text{ кг/м}^3$
Мозаїчна	Мозаїчний шар товщиною 30 мм, $\gamma=1450 \text{ кг/м}^3$
	Бетонна стяжка товщиною 50 мм, $\gamma=2400 \text{ кг/м}^3$

ЛІТЕРАТУРА

Нормативні документи

1. ДСТУ 2272-93. ССБТ. Пожежна безпека. Терміни та визначення.
2. ДСТУ Б В.1.1-2-97 (ГОСТ 30402-96) Захист від пожежі. Матеріали будівельні. Методи випробування на займистість.
3. ДСТУ Б В.1.1-4-98 Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги.
4. ДСТУ Б В.2.7-19-95 (ГОСТ 30244-94) Будівельні матеріали. Матеріали будівельні. Методи випробувань на горючість.
5. ДСТУ Б В.2.7-70-98 (ГОСТ 30444-97) Будівельні матеріали. Метод випробування на розповсюдження полум'я.
6. ДСТУ Б А.1.1-60-95 Технологія важких бетонів та залізобетонних виробів. Арматурні вироби та закладні елементи. Терміни та визначення.
7. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.
8. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDN).
9. ДБН В.1.2-2: 2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
10. ДБН В.1.1-7-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
11. ДБН В.1.2-7:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до споруд. Пожежна безпека.
12. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
13. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1991-3:2003, IDT);
14. ГОСТ 8279-81. Сетки сварные для железобетонных конструкций. Технические условия. Рабочие чертежи.
15. ГОСТ 23.279-78. Сетки сварные из стержневой арматуры диаметром до 40 мм. Общие технические условия.

16. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М., 1989.

Посібники та довідкова література

17. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: 1991.

18. Тищенко О. М., Поздеев С. В., Березовський А. І., Рудешко І. В., Сідней С. О. «Стійкість будівель і споруд при пожежі», Черкаси, ЧПБ НУЦЗУ, 2019, 350с.

19. Барашиков А. Я. и др. Залізобетонні конструкції. Підручник.– К.: Вища школа, 1995. –591 с.

20. Бондаренко В. М. и др. Расчет железобетонных и каменных конструкций. – М.: Высшая школа, 1988.

21. Голышев А. Б. и др. Проектирование железобетонных конструкций. – К.: Будівельник, 1990.

22. Кудзис А. П. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Высшая школа, 1988.

23. Лопатто А. Э. Проектирование элементов железобетонных конструкций. – К.: Вища школа, 1987.

24. Мандриков А. П. "Примеры расчета железобетонных конструкций". – М.: Стройиздат, 1989.

25. Попов Н. Н. и др. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. – М.: Вища школа, 1989.

26. Улицкий Н. Н. и др. Железобетонные конструкции. – К.: Будівельник, 1972.

27. А. И. Яковлев. Расчёт огнестойкости строительных конструкций. –М.: Стройиздат, 1988.

28. В. П. Бушуев, В. А. Пчелинцев, В.С. Федоренко, А.И. Яковлев. Огнестойкость зданий. –М.: Стройиздат, 1970.

29. С. В. Поздеев, І. В. Рудешко, О. В. Некора Навчальний посібник до виконання курсового проекту з дисципліни «Будівлі і споруди та їх поведінка в умовах пожеж та надзвичайних ситуацій», Черкаси, АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2008, - 100с.

