

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ

Кафедра пожежної профілактики в населених пунктах

СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ

**Методичні вказівки
для виконання курсової роботи
«Розрахунок будівельних конструкцій»**

Харків 2018

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ

Кафедра пожежної профілактики в населених пунктах

СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ

**Методичні вказівки
для виконання курсової роботи
«Розрахунок будівельних конструкцій»**

Харків 2018

Рекомендовано до друку факультетом
пожежної безпеки
НУЦЗ України
(протокол від 19.11.2018 № 3)

Укладачі: О.В. Миргород, М.О. Максимова, Т.М. Курська

Рецензенти: канд. техн. наук., доцент **О.А. Глібко**, доцент кафедри геометричного моделювання та комп'ютерної графіки Національного технічного університету (ХПІ);
доктор технічних наук, професор, **І.А Чуб**, начальник кафедри пожежної профілактики в населених пунктах НУЦЗ України.

Стійкість будівель та споруд при пожежі: методичні вказівки до виконання курсової роботи «Розрахунок будівельних конструкцій». – Х.: НУЦЗУ, 2018. – 53с.

© О.В. Миргород,
М.О. Максимова,
Т.М. Курська 2018
© НУЦЗУ, 2018

ЗМІСТ

Загальні положення	4
Завдання	5
1. Проектування несучої системи будинку	8
1.1 Загальна характеристика будівлі	8
1.2 Прив'язка конструкцій до вісей будинку	8
2. Розрахунок конструкцій покриття	10
2.1 Розрахунок кроквяної ноги	10
2.2 Розрахунок стиснутої дерев'яної стійки	15
2.3 Розрахунок багатопустотної залізобетонної плити	18
2.4 Визначення товщині захисного шару бетону біля робочої арматури плити для забезпечення заданої межі вогнестійкості.	22
2.5 Визначення межі вогнестійкості стиснутої дерев'яної стійки	24
3. Проектування міжповерхового перекриття	27
3.1 Вибір несучих елементів перекриття	27
3.2 Розрахунок металевих елементів балочної клітки	28
3.4 Визначення межі вогнестійкості металевих елементів балочної клітки	34
4. Розрахунок колон	37
4.1 Розрахунок металевої колони	37
4.2 Визначення межі вогнестійкості металевої колони	41
5. Висновки	42
Література	43
Додатки	44

ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Метою курсової роботи є закріплення знань і придбання навичок в області будівельних конструкцій багатоповерхових будівель. Основою для розробки курсової роботи є індивідуальне завдання, яке вибирається студентом самостійно в залежності від останньої та передостанньої цифри номера залікової книжки (таблиці 1.1, 1.2, 1.3).

Склад та об'єм курсової роботи

Курсова робота складається з розрахунково-пояснювальної записки (РПЗ) та графічної частини (ГЧ). До РПЗ вносяться розрахунки, обґрунтування прийнятих рішень, необхідні таблиці, графіки та схеми. Об'єм РПЗ складає 25-30 сторінок.

РПЗ та ГЧ виконуються **власноручно** ручкою синього або чорного кольору на стандартних аркушах формату А4. Креслення виконуються **олівцем на аркуші А3** з додержанням правил ЄСКД та стандартних умовних позначень.

Список використаної літератури складається у порядку наявності посилань, або за абеткою.

Всі наведені формули нумеруються, наприклад (1.1) (що означає: перша формула першого розділу), надаються пояснення всіх величин, та одиниці їх виміру. Аналогічно нумерують таблиці та рисунки, які обов'язково повинні мати назви.

На кожній сторінці РПЗ повинна бути рамка зі штампом (додаток). **Шифр, який вказується в штампі:** НУЦЗУ - назва навчального закладу, 4 - номер факультету, 2018-01 - шифр залікової книжки, ППНП - назва кафедри, РПЗ - тип документу (для розрахунково-пояснювальної записки – РПЗ, для графічної частини – ГЧ). Наприклад,

НУЦЗУ.4.2018-01.ППНП.РПЗ
НУЦЗУ.4.2018-01.ППНП.ГЧ

Сторінки нумеруються, починаючи з титульного аркуша, на якому номер не вказується.

Графічна частина повинна включати:

- 1 – план 1-го поверху будівлі;
- 2 – план міжповерхового перекриття.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки

Назва розділу	№ стор.
<i>Вихідні дані</i>	
<i>Зміст</i>	
<i>Загальна характеристика будівлі</i>	
<i>1. Розрахунок конструкцій покриття та горищного перекриття</i>	
<i>1.1. Розрахунок крокв'яної ноги</i>	
<i>1.2. Розрахунок стиснутої дерев'яної стійки</i>	
<i>1.3. Розрахунок багатопустотної залізобетонної плити</i>	
<i>1.4. Визначення товщини захисного шару бетону біля робочої арматури плити для забезпечення заданої межі вогнестійкості</i>	
<i>1.5. Визначення межі вогнестійкості стиснутої дерев'яної стійки</i>	
<i>2. Проектування міжповерхового перекриття</i>	
<i>2.1. Розрахунок металевих елементів балочної клітки</i>	
<i>2.2. Визначення межі вогнестійкості металевих елементів балочної клітки</i>	
<i>3. Розрахунок колон</i>	
<i>3.1. Розрахунок металевої колони</i>	
<i>3.2. Визначення межі вогнестійкості металевої колони</i>	
<i>Висновки</i>	
<i>Список літератури</i>	

ЗАВДАННЯ

При виконанні курсової роботи на тему «Розрахунок будівельних конструкцій» необхідно визначити розміри, несучу здатність та тепло-технічні параметри несучих конструкцій будівлі та перевірити, чи будуть вони задовольняти вимогам.

Вибір вихідних даних для виконання курсової роботи здійснюється відповідно номеру залікової книжки (двох останніх цифр номеру залікової книжки). Оформлюється завдання згідно наведеної в додатку 2 форми.

Вихідні дані складаються з наступного:

- вихідні дані по розмірам та розташуванню будівлі (таблиця 1.1);
- вихідні дані по конструкціям будівлі (таблиця 1.2);
- вихідні дані по навантаженню на конструкції (таблиця 1.3)

Таблиця 1.1

Остання літера залікової книжки	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Проліт будівлі l , м	6	7	8	9	6	7	8	9	6	9
Крок будів. b , м	5	6	7	7	5	6	5	6	6	7
Довжина будів. L , м	30	36	35	42	35	36	30	36	36	35
Кількість поверхів $n_{пов}$	2	3	4	2	3	4	2	3	4	3
Висота поверху $h_{пов}$, м	4	4,5	5	5,5	4,6	5,2	5	4,5	5,3	4,8

Таблиця 1.2

Передостання літера залікової книжки	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Товщина зовнішніх стін $h_{ст}$	0,38	0,38	0,51	0,64	0,51	0,51	0,64	0,64	0,38	0,64
Горищенне перекриття (вис. шару h): -пароізоляція	0,003	0,004	0,005	0,003	0,003	0,004	0,005	0,003	0,004	0,005
-шар керамзиту	0,14	0,16	0,18	0,2	0,21	0,15	0,18	0,2	0,16	0,22
-бетонна стяжка	0,05	0,04	0,06	0,05	0,07	0,06	0,05	0,04	0,05	0,07
Міжповерхове перекриття: -керамічна плитка	0,008	0,009	0,0,1	0,011	0,008	0,009	0,01	0,011	0,008	0,01
-цементний розчин	0,02	0,015	0,02	0,015	0,02	0,015	0,02	0,015	0,02	0,015
-гідроізоляція	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
-утеплювач	0,05	0,06	0,07	0,08	0,05	0,06	0,07	0,08	0,05	0,08
Щільність бетону ρ , кг/м ³	1800	1900	2000	2100	2150	2350	2400	2500	2250	2200

Примітки. Усі розміри надані у м, крім щільності бетону.

Таблиця 1.3

Остання літе- ра залікової книжки	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Нормативне навантаження від покрівлі, кН/м ²	0,15	0,16	0,18	0,2	0,14	0,16	0,2	0,15	0,12	0,17
Нормативне навантаження від гідроізоляц покрівл, кН/м ²	0,03	0,04	0,05	0,06	0,03	0,04	0,05	0,06	0,03	0,07
Нормативне навантаження від сніг, кН/м ²	0,5	0,6	0,4	0,5	0,6	0,45	0,55	0,58	0,6	0,7
Межа вогнес- тійкості плити перекриття, хв	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
Норм. тимчас. навантаження на переkritтя, кН/м ²	3,3	5,2	4,9	5,9	3,5	4,5	5,5	5,8	3,4	4,8
Норм. нав. від колон на 1-му пов. $q_{кол}$, кН	3,8	4,2	4	4,8	3,5	4,2	4,7	5	3,5	4,6

1 ПРОЕКТУВАННЯ НЕСУЧОЇ СИСТЕМИ БУДИНКУ

1.1 Загальна характеристика будівлі

До проекту прийнята багатоповерхова промислова будівля, що має три прольоти. Проліт будівлі l , м, крок b , м, загальна довжина будівлі L , м. Кількість поверхів $n_{нов.}$ (таблиця 1.1).

Будівля з неповним каркасом, в якій ригелі крайніх прольотів спираються на зовнішні стіни з силікатної цегли товщиною $h_{стін}$ (таблиця 1.2).

Конструкція покриття будівлі – двоскатна з дерев'яних елементів з сосни. Покрівля складається з шиферу та гідроізоляції (руберойд), що укладені на дерев'яну обрешітку.

Горищне перекриття виконано зі збірних багатопустотних залізобетонних плит, що укладені на збірні однопрольотні залізобетонні ригелі. Теплоізоляція холодного горища забезпечена наступним чином:

- на з/б плити укладений шар пароізоляції (руберойд) товщиною h , мм;
- засипано шар керамзиту товщиною h , мм;
- укладено гідроізоляційну плівку (товщина при розрахунках не враховується);
- підлога вирівняна бетонною стяжкою товщиною h , мм (таблиця 1.2).

Міжповерхове перекриття влаштоване у вигляді монолітної залізобетонної плити, що спирається на металеву балочну клітку нормального типу. Конструкція підлоги міжповерхового перекриття складається з таких шарів:

- керамічна плитка (товщина h , мм, щільність ρ , кг/м³);
- цементний розчин (товщина h , мм, щільність ρ , кг/м³);
- гідроізоляція з одного шару руберойда (товщина h , мм, щільність ρ , кг/м³);
- утеплювач з керамзитобетону (товщина h , мм, щільність ρ , кг/м³) (таблиця 1.2).

Колони каркасу металеві, виготовлені зварюванням двох двотаврів. Висота колони приймаємо рівною висоті поверху $l_k = h_{нов.}$, м, (таблиця 1.1)

1.2 Прив'язка конструкцій до вісей будинку

Загальний вигляд несучої системи будинку рекомендується показати за допомогою схеми плану 1-го поверху.

Плани поверхів повинні нести інформацію про структуру внутрішнього простору й зв'язки між приміщеннями.

Викреслювання плану рекомендується розпочинати з нанесення координатних осей і прив'язки до них зовнішніх та внутрішніх стін.

Поздовжні осі будинку з лівого боку плану позначають знизу вгору великими літерами українського алфавіту, а поперечні – внизу плану зліва направо арабськими цифрами.

Основні конструкції будівель при проектуванні розмічують відповідно до координатних осей («прив'язуються» до них).

Прив'язка являє собою відстань від координаційної осі до поверхні чи геометричної осі елемента.

Основні правила прив'язки несучих конструкцій до модульних координаційних осей (рис. 1):

- осьова прив'язка – геометричні осі внутрішніх стін чи колон збігаються з планувальними осями (винятки прийнято для стін сходових кліток з вентиляційними каналами);
- нульова прив'язка – планувальні осі збігаються з внутрішньою гранню стіни чи колони, тобто коли відстань між віссю та гранню дорівнює 0;
- прив'язку осей приймають окремо, наприклад, для панельних стін 100 мм, для великоблочних – 200 мм, для цегляних – відповідну розмірам цегляної кладки – 120, 250, 380 мм.

У внутрішніх несучих стінах координаційна вісь поєднується з геометричною (осьова прив'язка).

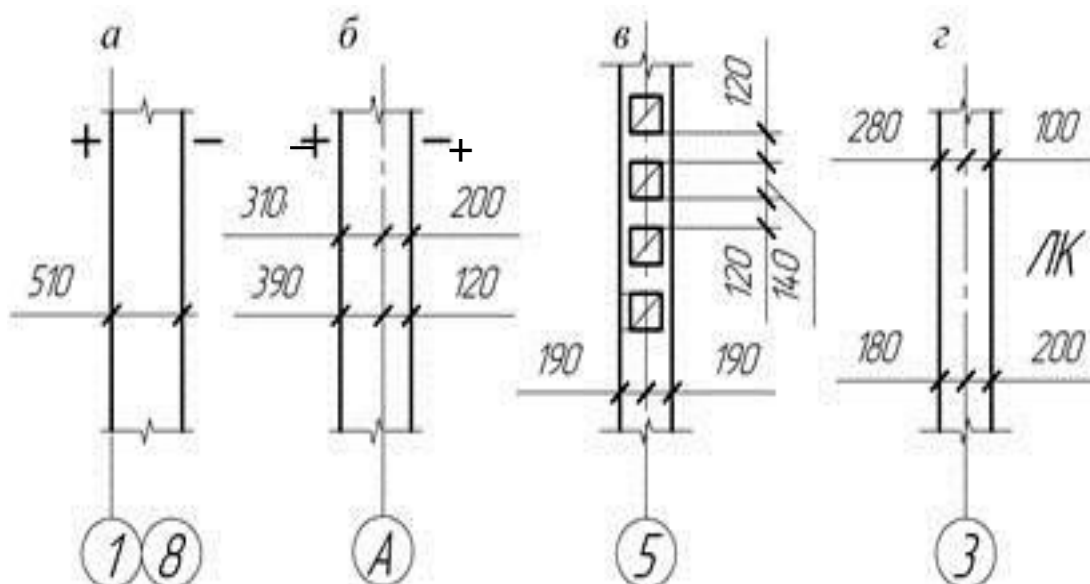


Рис. 1 – Правила прив'язки:

а) нульова зовнішня прив'язка; б) двостороння прив'язка зовнішньої стіни; в) осьова прив'язка внутрішньої стіни; г) прив'язка стіни сходової клітки

План виконується на аркуші формату А3 у масштабі 1:100. Укладання плану починаємо з нанесення сітки повздовжніх та поперечних координаційних осей будинку за заданими величинами прольотів, кроку колон і довжиною будинку. На сітку вісей наносимо зовнішні несучі повздовжні і торцеві стіни та колони внутрішнього каркасу.

Розмірні лінії довкола плану необхідно розміщувати з відступом на 14-21 мм від крайніх елементів плану. Відстань між розмірними лініями 7-8 мм. При цьому найближча до плану розмірна лінія позначає розміри простінків, віконних та дверних отворів, наступна – між координаційними осями й третя

– між крайніми осями. Усередині будинку проставляють наскрізні розмірні лінії вздовж і впоперек із позначенням розмірів кімнат (між внутрішніми гранями стін), товщини стін та перегородок, прив'язки граней несучих стін до координаційних осей. У стінах і перегородках показують дверні й віконні отвори, напрямок відкривання дверей.

2 РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ

2.1 Розрахунок кроквяної ноги

Стійкість крокв може бути забезпечена у тому разі, коли будуть виконані умови досягнення граничних станів дерев'яних конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини профілю після проведення проектних розрахунків.

У зв'язку з цим умови стійкості формулюються двома нерівностями:

$$\sigma_{\max} \leq R_{\text{виг}} \gamma_c \quad (2.1.1)$$

$$\left(\frac{f}{l} \right)_p \leq \left[\frac{f}{l} \right]_{\text{табл}}, \quad (2.1.2)$$

де $\sigma_{\max}$ – максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см²;

$R_{\text{виг}}$ – розрахунковий опір деревини на вигин, кН/см²;

γ_c – коефіцієнт умов роботи;

f/l – відносний прогин балки.

Розрахунок на міцність при вигині розрізних балок суцільного перетину, що несуть статичне навантаження, та закріплених від втрати загальної стійкості настилом, проводиться за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_{\text{виг}} \gamma_c, \quad (2.1.3)$$

де $M_{\max}$ – максимальний згинальний момент від розрахункового навантаження, кНм;

W_x – момент опору перерізу елемента, см³.

Виходячи з формули (2.1.3), знаходимо необхідний момент опору перерізу балки за максимальним згинальним моментом, що отриманий за розрахунком

$$W_x = \frac{M_{\max}}{R_{\text{виг}} \gamma_c} \quad (2.1.4)$$

На підставі отриманого моменту опору перерізу, з урахуванням форми перерізу елемента, розраховують ширину пиломатеріалу, визначаючи фактичне значення за сортаментом.

Підібраний опір балки повинний бути перевірений за жорсткістю (розрахунок за II групою граничних станів). Для цього визначається прогин балки від нормативного значення навантаження. Відносний прогин балки є мірою її жорсткості. Він не повинен перебільшувати нормативного, що залежить від призначення балки

Конструкція двоскатної покрівлі будівлі, що проектується, наведена на рис. 2.1.1.

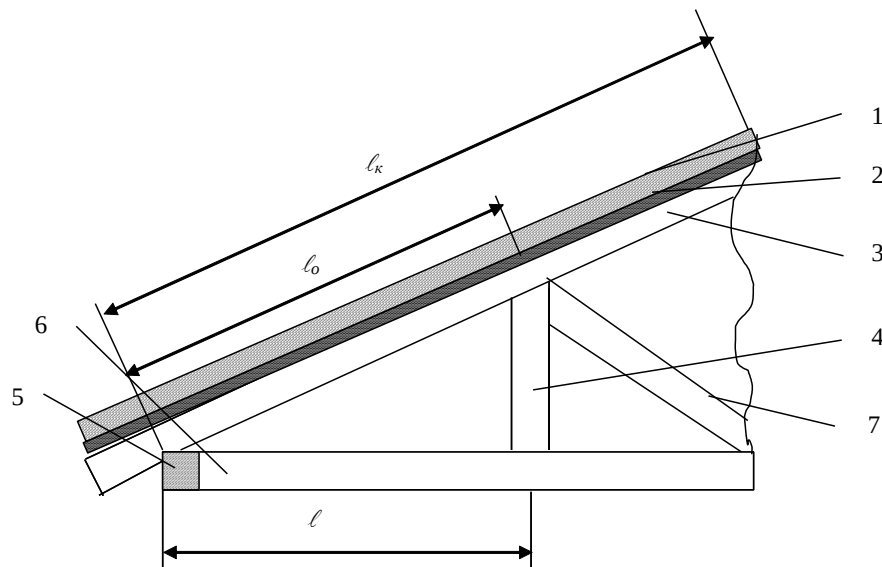


Рисунок 2.1 – Конструктивна схема покриття по дерев'яним кроквам:

1 – шифер; 2 – шар гідроізоляції по обрешітці; 3 – кроквяна балка (нога); 4 – стійка; 5 – мауерлат; 6 – обв'язка; 7 – розкос.

Конструкції покрівлі складаються з кроквяних ніг, обпертих на стиснуту дерев'яну стійку. На них діють постійні навантаження від покриття (шиферу), гідроізоляції (руберойду), обрешітки та тимчасові – від снігу. Переріз пиломатеріалів (кроквяних ніг та стійки) – квадрат.

При проектуванні двоскатних покриттів рекомендується кут нахилу крокви (α) брати рівним 30° . Матеріал балок – сосна, що має наступні характеристики: розрахунковий опір стиску $R_{\text{ст}} = 1,60 \text{ кН/см}^2$; вигину $R_{\text{виг}} = 1,60 \text{ кН/см}^2$; модуль пружності $E = 1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$; щільність $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$.

Необхідно підібрати стандартний пиляний брус для виготовлення кроквяної балки кроквяної ферми покриття

Приклад розрахунку

Прольот будівлі $l = 9\text{м}$; крок колон $b = 6\text{м}$. (таблиця 1.1)

Нормативне навантаження від покрівлі $q_{покp} = 0,15 \text{ кН/м}^2$ (таблиця 1.3)

Нормативне навантаження від гідроізоляції $q_{гiдp} = 0,05 \text{ кН/м}^2$ (таблиця 1.3)

Тимчасове нормативне снігове навантаження від снігу $S = 0,7 \text{ кН/м}^2$ (таблиця 1.3)

Для того, щоб зібрати усі навантаження, що діють на крокву, спочатку треба визначити навантаження від обрешітки, до якої прикріплюється гідроізоляція та покрівельний матеріал (шифер).

Конструкція кроквяної ферми загалом нагадує прямокутний трикутник, у якого відомий один з кутів (кут нахилу крокви $\alpha = 30^\circ$) та прилеглий катет (прольот будівлі $l = 9\text{м}$)

1. Користуючись теоремою Піфагора, розраховуємо довжину кроквяної ноги l_k :

$$l_k = \frac{3 \cdot l}{2 \cdot \cos 30^\circ} = \frac{3 \cdot 9}{2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}} = 15,6 \text{ м.} \quad (2.1.5)$$

де l – прольот будівлі, м.

2. Розраховуємо кількість дощок обрешітки n_δ , що розміщуються на кроквах. Для розрахунків приймаємо ширину дошки $b_\delta = 0,2\text{м}$, товщину $0,02\text{м}$ см, довжина дошки приймається рівною кроку колон $l_\delta = b = 6\text{м}$. Відстань між дошками дорівнює $l_{пром} = 0,2\text{м}$.

$$n_\delta = \frac{l_k}{l_{пром} + b_\delta} = \frac{15,6}{(0,2 + 0,2)} = 39 \text{ дощок.} \quad (2.1.6)$$

3. Розраховуємо масу дощок m_δ :

$$m_\delta = b_\delta \cdot h_\delta \cdot l_\delta \cdot \rho_\delta \cdot n_\delta = 0,2 \cdot 0,02 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 39 = 5,62 \text{ кН} \quad (2.1.7)$$

Щільність деревини перераховується з 600 кг/м^3 на 6 кН/м^3 .

4. Розраховуємо нормативне навантаження від дощок.

Розміри вантажної площі, з якої на крокву діють навантаження, обмежуються довжиною крокви та кроком колон, оскільки покрівля похила. Площа вантажного майданчика складає $A_{май\delta} = l_k \times b$.

Нормативне навантаження від дощок обрешітки q_δ^n буде складати:

$$q_o'' = \frac{m_o}{l_o \cdot l_k} = \frac{5,62}{6 \cdot 15,6} = 0,06 \text{ кН/м}^2 \quad (2.1.8)$$

5. Збираємо усі нормативні навантаження, що діють на крокву, та заносимо їх у таблицю 2.1. Перехід до розрахункових значень виконується послідовним множенням нормативних навантажень на коефіцієнти надійності: γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням будівлі.

Таблиця 2.1 –Відомість навантажень, що діють на кроквяну балку

з/п	Види навантажень	Нормативні, кН/м ²	γ_f	γ_n	Розрахункові, кН/м ²
1.	покрівля	0,15	1,3	0,95	0,19
2.	гідроізоляцій	0,05	1,3	0,95	0,06
3.	обрешітка	0,06	1,3	0,95	0,07
4.	снігове	0,7	1,4	0,95	0,93
	усього	$\sum q'' = 0,96$			$\sum q^p = 1,25$

6. Розрахункова схема крокви це статично невизначена нерозрізна балка, що вільно лежить на трьох опорах, навантажена рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 2.1.2). Кроквяна балка одним своїм кінцем спирається на мауерлат, другим – на коньковий брус, а також має проміжну опору у вигляді стійки.

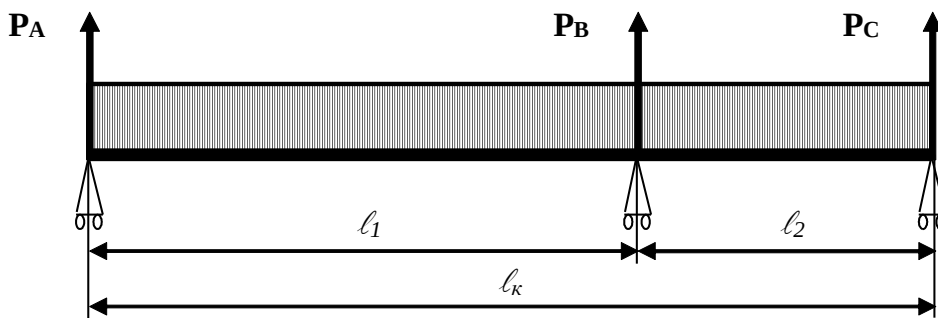


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема кроквяної балки

Визначаємо довжину прольотів:

– перший l_1

$$l_1 = \frac{l}{\cos 30^\circ} = \frac{9 \cdot 2}{\sqrt{3}} = 10,4 \text{ м} \quad (2.1.9)$$

– другий l_2

$$l_2 = l_k - l_1 = 15,6 - 10,4 = 5,2 \text{ м} \quad (2.1.10)$$

На прольоті, який довший буде діятиме більший згинальний момент, тому розрахунок перерізу кроквяної балки будемо проводити на першому польоті балки.

7. Визначаємо згинальний момент в першому прольоті:

– від нормативних навантажень

$$M_n = \frac{0,8 \cdot \sum q^n \cdot b \cdot l_1^2 \cdot \cos 30^\circ}{16} = \frac{0,8 \cdot 0,96 \cdot 6 \cdot 10,4^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}}{16} = 26,9 \text{ кНм} \quad (2.1.11)$$

– від розрахункових навантажень

$$M_p = \frac{0,8 \cdot \sum q^p \cdot b \cdot \ell_1^2 \cdot \cos 30^\circ}{16} = \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot 6 \cdot 10,4^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}}{16} = 35,13 \text{ кНм} \quad (2.1.12)$$

8. Визначаємо потрібний момент опору перерізу кроквяної ноги

$$W_{nom} = \frac{M_p}{C_1 \cdot R_{виз}} = \frac{35,13 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 1,6} = 1960 \text{ см}^3 \quad (2.1.13)$$

де C_1 – коефіцієнт, що враховує пружну роботу конструкції, $C_1 = 1,12$.

9. Визначаємо ширину перерізу крокви.

Знаючи, що для прямокутного перерізу момент опору перерізу складає:

$$W = \frac{b_o \cdot h_o^2}{6},$$

де b та h відповідно ширина та висота перерізу, см, розраховуємо мінімальну необхідну ширину пиломатеріалу, враховуючи, що форма перерізу пиломатеріалу – квадрат:

$$b_{номр} = \sqrt[3]{6 \cdot W_{номр}} = \sqrt[3]{6 \cdot 1960} = 22 \text{ см} \quad (2.1.14)$$

За сортаментом для пиломатеріалів (додаток 3) попередньо обираємо брус перерізом 250×250 мм ($b_{сорт} \times b_{сорт}$)

10. Розраховуємо фактичний момент опору перерізу:

$$W_T = \frac{b_{сорт}^3}{6} = \frac{25^3}{6} = 2604 \text{ см}^3 \quad (2.1.15)$$

11. Розраховуємо фактичний момент інерції перерізу:

$$J_T = \frac{b_{corp}^4}{12} = \frac{25^4}{12} = 32552 \text{ см}^4 \quad (2.1.16)$$

Розраховуємо напруження, які виникають в кроквяній балці, тобто перевіряємо обраний брус на міцність (за 1-м граничним станом)

$$\sigma = \frac{M_p}{C_1 \cdot W_T} = \frac{35,13 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 2604} = 1,2 \text{ кН/см}^2 \quad (2.1.17)$$

Розрахунок показує, що величина напружень менша, ніж розрахунковий опір деревини ($\sigma = 1,2 < 1,6 = R_{виг}$). Отже, умова міцності виконується.

Нормативний прогин крокви складає 1/200. Перевіряємо обраний брус за жорсткістю (за 2-м граничним станом):

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_n \cdot l_1}{E \cdot J_T} = \frac{5 \cdot 26,9 \cdot 10,4 \cdot 10^4}{48 \cdot 10^4 \cdot 32552} = \frac{1}{1117} < \frac{1}{200} \quad (2.1.18)$$

Враховуючи, що обидві умови виконуються, розрахунок вважається виконаний правильно. Тому остаточно до проекту беремо кроквяну ногу довжиною 15,6 м та перерізом 250 × 250 мм.

2.2 Розрахунок стиснутої дерев'яної стійки

Необхідно підібрати стандартний пиляний брус для виготовлення дерев'яної стійки.

Дерев'яні стійки – складова частина кроквяних ферм; їх розраховують як позацентрово стиснуті елементи на вплив поздовжніх сил і згинальних моментів з урахуванням випадкового ексцентриситету. Але, враховуючи, що будинок має несучі кам'яні стіни, незначну гнучкість стійок ($l_0 \leq 20h$) і приблизно рівне симетричне їх навантаження кроквяними балками, можна розраховувати стійки спрощено – на дію тільки поздовжньої сили, що стискає.

Розрахункова схема стійки може бути уявлена у вигляді центрально стиснутого стійки із шарніром знизу на рівні горищного перекриття і шарніром на рівні верху покрівлі.

Приклад розрахунку

Будівля, згідно із завданням, трипрольотна, тому приймаємо, що кроквяна ферма має у своєму складі дві стійки, що спираються через багатопустотні залізобетонні плити горищного перекриття на колони. Стійка має квадратний переріз.

Вантажна площа елементів конструкцій, що діють на стійку обмежується кроком колон b та довжиною крокви l_k .

$$A = l_k \times b = 15,6 \times 6 = 93,6 \text{ м}^2 \quad (2.2.1)$$

1. Розрахункова довжина дерев'яної стійки дорівнює висоті горіщного приміщення у місці її кріплення і розраховується на підставі довжини крокви в першому прольоті l_1 та куту нахилу кроквяної балки 30° .

$$l_{cm} = l_1 \cdot \sin \alpha = \frac{10.4}{2} = 5.2 \text{ м} \quad (2.2.2)$$

Для шарнірно закріпленої по обох кінцях стійки коефіцієнт гнучкості $\mu=1$. Стійка виготовлена із сосни з розрахунковим опором на стиск $R_{cm}=1,6 \text{ кН/см}^2$, гранична гнучкість стійки $\lambda = 70$.

2. Розраховуємо нормативне навантаження від кроквяної конструкції

$$N_{кр} = l_k \cdot b_k \cdot h_k \cdot \rho = 15,6 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 6 = 5,85 \text{ кН} \quad (2.2.3)$$

де $b_k \times h_k$ розміри перерізу крокви (розділ 2.1)

Нормативні навантаження з вантажної площі розраховують за формулою:

$$N = q \times A, \text{ кН} \quad (2.2.4)$$

3. Обчислення навантажень на стійку від покрівлі та крокви зводиться у відомість навантажень (таблиця 2.2.1).

Таблиця 2.2 – Відомість навантажень, що діють на дерев'яну стійку

з/п	Види навантажень	Нормативне значення		γ_f	γ_n	Розрахункове значення, кН
		з $1 \text{ м}^2 q$, кН/м ²	з вантажної площі N , кН			
1.	покрівля	0,15	14,4	1,3	0,95	17.78
2.	гідроізоляцій	0,05	4,68	1,3	0,95	5.78
3.	обрешітка	0,06	5,62	1,3	0,95	6.94
4.	кроквяні балки		5,85	1,3	0,95	7.22
5.	снігове	0,7	65,52	1,4	0,95	87.14
	усього		$\sum N'' = 96.07$			$\sum N^p = 124.86$

4. Знаючи граничну гнучкість стійки, визначаємо коефіцієнт поздовжнього вигину. При гнучкості стійки $\lambda \leq 70$

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{70}{100} \right)^2 = 0,608; \quad (2.2.5)$$

5. Визначаємо необхідну площу перерізу для дерев'яної стійки:

$$A = \frac{\sum N^p}{\phi R_{cm} C_1} = \frac{124,86}{0,608 \cdot 1,6 \cdot 1,12} = 114,6 \text{ см}^2 \quad (2.2.6)$$

де C_1 – коефіцієнт, що враховує пружний характер роботи конструкції під навантаженням ($C_1 = 1,12$).

6. Визначаємо необхідний радіус інерції перерізу стійки:

$$i = \frac{l_{cm}}{\lambda} = \frac{520}{70} = 7,4 \text{ см} \quad (2.2.7)$$

7. Розраховуємо мінімальну ширину перерізу бруса:

$$b_{cm} = \frac{i}{0,289} = \frac{7,4}{0,289} = 25,87 \text{ см} \quad (2.2.8)$$

У сортаменті таких брусів немає; необхідна ширина перерізу перевищує максимальний розмір перерізу стандартного бруса (250 x 250).

Обираємо за сортаментом (додаток 3) пиломатеріал 250x250 мм та проводимо перевірочний розрахунок.

Перевірка .Визначаємо фактичну гнучкість стійки:

$$\lambda = \frac{l_{cm}}{b_{сорт} \cdot 0,289} = \frac{520}{25 \cdot 0,289} = 71,9 \quad (2.2.9)$$

Якщо фактична гнучкість стійки $\lambda \leq 70$, фактичний коефіцієнт поздовжнього вигину визначається за формулою:

$$\phi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (2.2.10)$$

а якщо фактична гнучкість стояка перевищує 70, тоді фактичний коефіцієнт поздовжнього вигину визначається за формулою:

$$\phi = \frac{3000}{\lambda_{\phi}^2}, \quad (2.2.11)$$

В нашому випадку:

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{71,9^2} = 0,58 \quad (2.2.12)$$

Перевіряємо стійку за жорсткістю (2-й граничний стан):

$$\sigma = \frac{\sum N^H}{\varphi A_{cm}} = \frac{96,07}{0,58 \cdot 625} = 0,27 \text{ кН/см}^2 \quad (2.2.13)$$

де A_{cm} - площа перерізу стійки

Оскільки напруження $\sigma = 0,27 < 1,6 = R_{виг}$, умова жорсткості виконується.

Перевіряємо стійку за міцністю (1-й граничний стан):

$$\sigma_{м.} = \frac{\sum N^P}{C_1 A_{cm}} = \frac{184,86}{1,12 \cdot 625} = 0,26 \text{ кН/см}^2 \quad (2.2.14)$$

Оскільки напруження $\sigma = 0,27 < 1,6 = R_{cm}$, то умова міцності виконується.

Висновок: остаточно приймаємо стійку із бруса перерізом 250х250 висотою 5,2 м.

Примітка: якщо пиляний брус максимального перерізу не задовольняє умовам міцності або жорсткості, то у висновку зазначаємо, що стійку необхідно виготовити з дерев'яної клеєної балки.

2.3 Розрахунок багатопустотної залізобетонної плити

До складу конструкції горищного перекриття входить багатопустотна залізобетонна плита. Необхідно підібрати робочу арматуру для плити, тобто визначити кількість поздовжніх робочих арматурних стрижнів та їх діаметр.

На багатопустотну плиту діють навантаження від конструкцій та елементів горища, що розташовані вище. До них відносяться: пароізоляція (руберойд), шар керамзиту, гідроізоляційна плівка (товщина при розрахунках не враховується), підлога вирівняна бетонною стяжкою.

Практика проектування показує, що поперечний переріз багатопустотної плити при розрахунку можна не перетворювати в тавровий, а зберегти багатопустотним, вводячи в розрахунок обмеження відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi \leq \xi_{\max}; \xi_{\max} = 0,25 \quad (2.3.1)$$

Максимальна величина згинального моменту виникає посередині прольоту плити і обчислюється за формулою:

$$M = \frac{\sum q^p \cdot l_{пл,р}^2}{8}, \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.3.2)$$

Розрахункову схему багатопустотної плити це однопрольотна балка, що вільно лежить на двох опорах, навантажена рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 2.2).

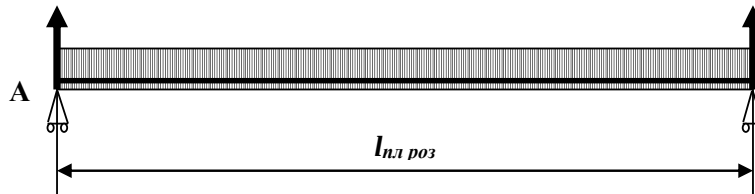


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема багатопустотної плити

Для проектування з/б плити приймаємо:

- бетон класу С20/25 (В25) ($R_b=14.5$ МПа, $\rho_b=2500$ кг/м³ (таблиця 1.2);
- арматура класу А400 (АІІІ) ($R_{st}=590$ МПа).

Приклад розрахунку

1. Визначаємо геометричні розміри плити.

- довжина плити дорівнює кроку будівлі $l_{пл} = b = 6$ м;
- ширину плити приймається як 1/5 від прольоту

$$b_{пл} = \frac{l}{5} = \frac{9}{5} = 1,8 \text{ м} \quad (2.3.3)$$

- товщина плити приймається як 1/20 від її довжини.

$$h_{пл} = \frac{l_{пл}}{20} = \frac{6}{20} = 0,3 \text{ м} \quad (2.3.4)$$

Товщину плит обираємо з існуючих типорозмірів: $h = 0,16$ м, $0,22$ м, $0,26$ м, $0,3$ м. [2] Приймаємо значення найближче до розрахованого $h_{пл} = 0,3$ м.

2. Визначаємо нормативне постійне навантаження від плити

- визначаємо загальний об'єм плити, без урахування порожнин:

$$V_{пл} = h_{пл} \cdot b_{пл} \cdot l_{пл} = 0,3 \cdot 1,8 \cdot 6 = 3,24 \text{ м}^3 \quad (2.3.5)$$

- визначаємо кількість порожнин у плиті (рис.2.3):

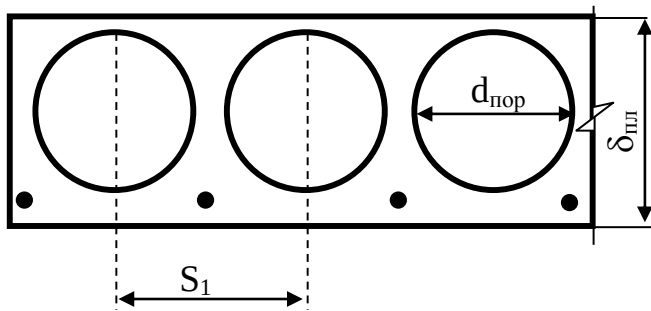


Рисунок 2.3 – До вибору коефіцієнта S_1
та діаметра порожнини

Для $h_{пл} = 0,3$ м приймаємо $S_1 = 219$ мм $d_{пор} = 189$ мм:

При $h_{пл} = 160$ мм, $S_1 = 144$ мм,
 $d_{пор} = 114$ мм.

При $h_{пл} = 220$ мм, $S_1 = 189$ мм,
 $d_{пор} = 159$ мм.

При $h_{пл} = 260$ мм, $S_1 = 210$ мм,
 $d_{пор} = 180$ мм.

При $h_{пл} = 300$ мм, $S_1 = 219$ мм,
 $d_{пор} = 189$ мм.

$$n_{пор} = \frac{b_{пл}}{S_1} - 1 = \frac{1,8}{0,219} - 1 = 7 \text{ порожнин} \quad (2.3.6)$$

– визначаємо об'єм порожнин.

Кожну порожнину можна уявити як циліндр, який по висоті дорівнює довжині плити.

$$V_{пор} = \frac{\pi \cdot d_{пор}^2}{4} \cdot l_{пл} \cdot n_{пор} = \frac{3,14 \cdot 0,189^2}{4} \cdot 6 \cdot 7 = 1,18 \text{ м}^3. \quad (2.3.7)$$

– визначаємо фактичний об'єм бетону у плиті з урахуванням порожнин:

$$V_{б} = V_{пл} - V_{пор} = 3,24 - 1,18 = 2,06 \text{ м}^3. \quad (2.3.8)$$

– визначаємо вагу плити:

$$m_{пл} = V_{б} \cdot \rho_{б} = 2,06 \cdot 25 = 51,5 \text{ кН}. \quad (2.3.9)$$

щільність бетону перерахована з 2500 кг/м^3 у 25 кН/м^3 .

– визначаємо нормативне постійне навантаження від плити:

$$q_{пл} = \frac{m_{пл}}{b_{пл} \cdot l_{пл}} = \frac{51,5}{1,8 \cdot 6} = 4,77 \text{ кН/м}^2 \quad (2.3.10)$$

3. Визначаємо нормативні постійні навантаження від елементів підлоги.

$$q^H = \rho \cdot h \text{ кН/м}^2 \quad (2.3.11)$$

де ρ – щільність матеріалу, кН/м^3 ;

h – товщина шару матеріалу підлоги, м (таблиця 1.2)

Отримані результати заносимо до таблиці 2.3.1.

Таблиця 2.4 – Відомість навантажень на збірну багатопустотну плиту

з/п	Види навантажень	Нормативні, кН/м^2	γ_f	γ_n	Розрахункові, кН/м^2
1.	цементна стяжка	0,65	1,1	0,95	0,68

	($\rho = 1300 \text{ кг/м}^3$)				
2.	керамзит ($\rho = 800 \text{ кг/м}^3$)	1,6	1,3	0,95	1,98
3.	пароізоляція ($\rho = 1600 \text{ кг/м}^3$)	0,48	1,3	0,95	0,59
4.	з/б плита	4,77	1,1	0,95	4,98
	усьго	$\sum q^H = 7,5$			$\sum q^P = 8,23$

4. Визначаємо розрахункову довжину плити.

$$l_{нл.p} = l_{нл} - 2 \cdot C = 6 - 2 \cdot 0,12 = 5,76 \text{ м} \quad (2.3.12)$$

де C – глибина спирання плити на ригелі перекриття або на стіни, приймається не менше 12 см. (рис. 2.4):

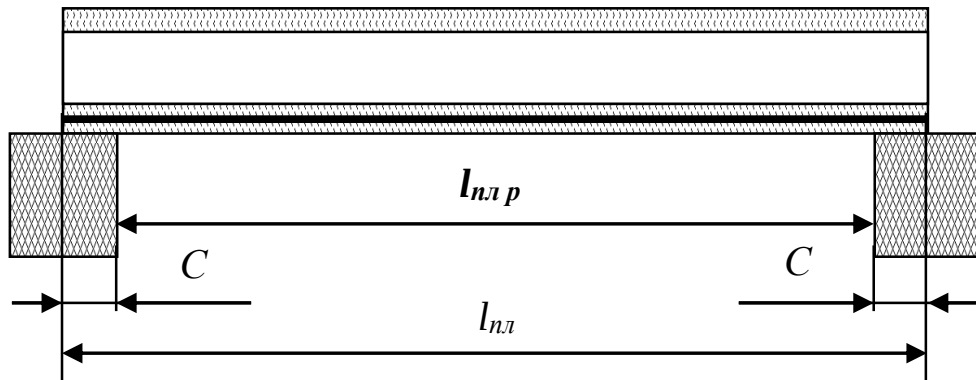


Рисунок 2.4 – До визначення розрахункової довжини плити

5. Визначаємо згинальний момент, що виникає у плиті під навантаженням:

$$M = \frac{\sum q^P \cdot b_{нл} \cdot l_{нл.p}^2}{8} = \frac{8,23 \cdot 1,8 \cdot 5,76^2}{8} = 61,44 \text{ кНм} \quad (2.3.13)$$

6. Визначаємо коефіцієнт висоти стиснутої зони:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_{нл} \cdot h_o^2} = \frac{61,44 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,28^2} = 0,03, \quad (2.3.14)$$

де $h_o = h_{нл} - 0,02$ робоча висота плити, м.

7. Визначаємо відносний коефіцієнт висоти стиснутої зони:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03} = 0,03 \quad (2.3.15)$$

8. Визначаємо мінімально необхідну сумарну площу арматури:

$$A_{tot} = \frac{R_b \cdot b_{nl} \cdot h_o \cdot \xi}{R_{st}} = \frac{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,28 \cdot 0,03}{590 \cdot 10^6} = 0,0003 \text{ м}^2 = 3 \text{ см}^2.$$

Кількість робочих арматурних стрижнів приймається на 1 більше, ніж кількість порожнин.

За сортаментом арматури (додаток. 8) обираємо 8 Ø8 A400 $A_s = 3,52 \text{ см}^2$.

2.4 Визначення товщині захисного шару бетону біля робочої арматури плити для забезпечення заданої межі вогнестійкості.

В теорії теплопровідності твердих тіл відома закономірність розподілу температури за товщиною пластини при односторонньому обігріві:

Товщина захисного шару бетону "δ" може бути представлена як ордината, що відраховується від обігрівальної поверхні бетону до найближчої поверхні арматурного стрижня:

$$\delta = y.$$

Визначивши ординату "y", визначимо товщину захисного шару бетону. Для обчислення необхідної товщини захисного шару бетону користуємось алгоритмом, що викладений у прикладі розрахунку.

Приклад розрахунку

Додаткові вихідні дані: вологість бетону $w = 2 \%$;

межа вогнестійкості $\tau = 60 \text{ хв.}$;

максимальна висота стиснутої зони бетону $\xi_{\max} = 0,2$.

1. Перевіряємо умову обмеження висоти стиснутої зони межами товщини полиці багатопустотної плити:

$$\xi = 0,003 \leq 0,2 = \xi_{\max} - \text{умова задовольняється,}$$

2. Визначаємо коефіцієнт зниження опору робочої арматури в стадії пожежі:

$$\gamma_{st} = \frac{M}{R_{st} \cdot 10^6 \cdot A_s \cdot 10^{-4} \cdot h_0 (1 - 0,5\xi)} = \frac{61,44 \cdot 10^3}{590 \cdot 10^6 \cdot 3,52 \cdot 10^{-4} \cdot 0,28 (1 - 0,5 \cdot 0,03)} = 0,03 \quad (2.4.1)$$

3. Визначаємо критичну температуру нагріву робочої арматури (додаток 4):

$$t_{кр} = 750^\circ\text{C}.$$

4. Визначаємо щільність сухого бетону:

$$\rho_{\text{сух}} = \frac{\rho}{1 + \frac{w}{100}} = \frac{2500}{1 + \frac{2}{100}} = 2451 \text{ кг/м}^3 \quad (2.4.2)$$

5. Визначаємо коефіцієнт врахування впливу щільності сухого бетону (додатку 5):

$$K = 0,65.$$

6. Визначаємо коефіцієнт теплопровідності (з урахуванням впливу пористості плит $\psi = 1,4$ - const) і коефіцієнт теплоємності.

$$\lambda_t = 1,03 \psi - 0,0003 t = 1,03 \cdot 1,4 - 0,0003 \cdot 750 = 1,217 \text{ ккал/(м} \cdot \text{ч} \cdot ^\circ\text{C)} \quad (2.4.3)$$

$$C_t = 0,17 + 0,0002 t = 0,17 + 0,0002 \cdot 750 = 0,32 \text{ ккал/(кг} \cdot ^\circ\text{C)} \quad (2.4.4)$$

7. Визначаємо коефіцієнт температуропровідності бетону:

$$a_{\text{red}} = \frac{\lambda_t}{(C_t + 0,012 \cdot w) \cdot \rho_{\text{сух}}} = \frac{1,217}{(0,32 + 0,012 \cdot 2) \cdot 2450} = 0,00144 \text{ м/год} \quad (2.4.5)$$

8. Визначаємо функцію помилок Гауса:

$$\text{erf}X = \frac{1250 - t_{\text{сп}}}{1250 - t_0} = \frac{1250 - 750}{1250 - 20} = 0,41 \quad (2.4.6)$$

9. Знаходимо аргумент функції помилок Гауса (дивитися по нульовому стовпчику)(додатку 6)

$$X = 0,4385.$$

10. Визначаємо ординату поверхні арматурного стрижня при заданій (нормативній) межі вогнестійкості:

$$y = 2 \cdot X \sqrt{a_{\text{red}} \cdot \tau} - K \sqrt{a_{\text{red}}} = 2 \cdot 0,4385 \sqrt{0,0014 \cdot 1} - 0,65 \sqrt{0,0014} = 0,019 \text{ м} \quad (2.4.7)$$

Примітка: межа вогнестійкості (τ) береться в годинах, у нас за умовою $\tau = 60$ хв. (1 година).

11. Визначаємо розрахункову товщину захисного шару бетону біля робочої арматури (рис. 2.5):

$$\delta_p = y - d_{\text{стрижня}} = 0,019 - 0,008 = 0,011 \text{ м} = 11 \text{ мм}$$

Примітка: діаметр стрижня $d_{\text{стрижня}}$ береться в метрах $8 \text{ мм} = 0,008 \text{ м}$ (розрахунок 2.3).

Згідно з нормами, мінімальна товщина захисного шару бетону приймається не менше 15-20 мм. Товщина захисного шару бетону повинна бути кратною 5-ти мм. Причому, якщо діаметр арматури більший 20-ти мм, товщина захисного шару приймається рівною діаметру арматури.

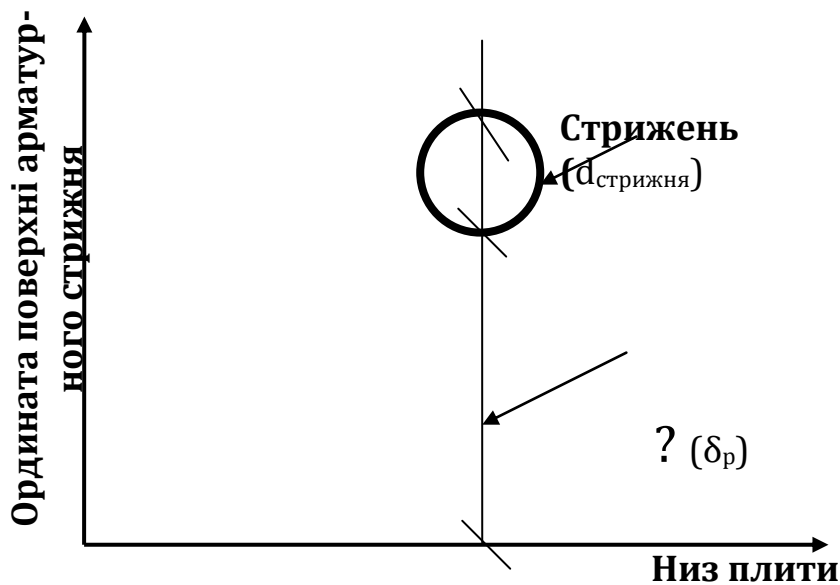


Рисунок 2.5 – До визначення товщини захисного шару бетону

Якщо необхідна (розрахункова) товщина захисного шару менша, ніж конструктивна, приймаємо значення товщини захисного шару 15-20 мм.

Висновок: для забезпечення заданої межі вогнестійкості необхідно влаштувати захисний шар бетону товщиною 15 мм.

2.5 Визначення межі вогнестійкості стиснутої дерев'яної стійки

Дерев'яні будівельні конструкції, що не зазнають дії вогню, практично не чинять опору до розповсюдження полум'я та вважаються конструкціями, що згорають.

Втрата несучої спроможності дерев'яних конструкцій є результатом обгорання несучих елементів, що призводить до поступового зменшення їх робочого перетину та зростанню напруги в робочому перетині при незмінному зовнішньому навантаженні. Граничний стан конструкції за міцністю настає в момент, коли напруги в робочому перетині стають рівними з нормативними. При цьому за межу міцності деревини приймається розрахунковий опір, збі-

льшений на коефіцієнт 1,24:

$$R_n = 1,24R_0. \quad (2.5.1)$$

При нормальних умовах експлуатації робочі напруження в перетині стислих елементів можна розрахувати за формулою:

$$\sigma_{p, \max} = \frac{N}{\varphi A}, \quad (2.5.2)$$

де A - розрахункова площа перетину, м^2 ;

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину;

N – поздовжня стискаюча сила, кН.

Гнучкість елемента λ є відношення розрахункової довжини l_0 до радіуса інерції i

$$\lambda = l_0/i. \quad (2.5.3)$$

Радіус інерції залежить від форми перерізу та визначається для прямокутних перерізів за формулою:

$$i_{x(y)} = 0,29h(b). \quad (2.5.4)$$

Якщо прийняти площу несучого перерізу конструкції, що зменшується при обгорянні, за A_n , то при деякій заданій товщині шару обвуглення δ_i можна розрахувати напруження за рівнянням (2.5.2), перетворивши його на рівняння несучої здатності конструктивного елемента:

$$N_i = \varphi \cdot A_i \cdot R_n. \quad (2.5.5)$$

В цьому випадку при нагріві стійки з 4-х боків можна розрахувати несучу здатність стійки у будь-який час.

Приклад розрахунку

- розрахунковий опір при стисканні $R_0 = 1,6 \text{ кН/см}^2$;
- розміри перерізу b та h 250×250 , мм;
- висота (довжина) стійки $l_{cm} - 5,2$ м;
- зовнішнє навантаження $N = 124,86$ кН;
- вид деревини – сосна, нормативна величина обвуглення – 2 мм за хвилину.

1. Визначаємо радіус інерції:

$$i = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 250 = 72,25 \text{ мм} = 7,23 \text{ см} \quad (2.5.6)$$

2. Визначаємо гнучкість стійки:

$$\lambda = \frac{l_{cm}}{i} = \frac{520}{7,25} = 71,72 \quad (2.5.7)$$

3. Визначаємо коефіцієнт поздовжнього вигину:

якщо $\lambda > 70$, то коефіцієнт поздовжнього вигину φ буде розраховуватись за формулою:

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{71,72^2} = 0,58 \quad (2.5.8)$$

4. Визначаємо несучу здатність стійки до пожежі:

$$N_0 = \varphi \cdot A_{cm} \cdot R_n = 0,58 \cdot 625 \cdot 1,6 \cdot 1,24 = 716,2 \text{ кН} \quad (2.5.9)$$

Розрахунок несучої здатності потрібно проводити через кожну хвилину від початку пожежі, поки розрахункова несуча здатність дерев'яної стійки не вийде меншою, ніж зовнішнє навантаження.

5. Розраховуємо несучу здатність стійки через 22 хвилини від початку вогневого впливу

Переріз стійки:

$$A_{22} = (b - 22 \cdot 0,4)^2 = (25 - 22 \cdot 0,4)^2 = 262,44 \text{ см}^2 \quad (2.5.10)$$

радіус інерції перерізу:

$$i_{22} = 0,289 \cdot (b - 15 \cdot 0,4) = 0,289 (25 - 22 \cdot 0,4) = 4,7 \text{ см} \quad (2.5.11)$$

гнучкість стояка:

$$\lambda_{22} = \frac{520}{4,7} = 110,64 \quad (2.5.12)$$

коефіцієнт поздовжнього вигину:

$$\varphi_{22} = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{110,64^2} = 0,25 \quad (2.5.13)$$

несуча здатність стійки:

$$N_{22} = 0,25 \cdot 262,44 \cdot 1,6 \cdot 1,24 = 130,17 \text{ кН} \quad (2.5.14)$$

6. Несуча здатність стояка через 22 хвилини після початку пожежі ще більша, ніж зовнішнє навантаження Тому продовжуємо розрахунки.

5. Розраховуємо несучу здатність стійки через 23 хвилини від початку вогневого впливу

Переріз стійки:

$$A_{23} = (b - 23 \cdot 0,4)^2 = (25 - 23 \cdot 0,4)^2 = 249,64 \text{ см}^2 \quad (2.5.15)$$

радіус інерції перерізу:

$$i_{23} = 0,289 \cdot (b - 23 \cdot 0,4) = 0,289 (25 - 23 \cdot 0,4) = 4,56 \text{ см} \quad (2.5.16)$$

гнучкість стійки:

$$\lambda_{23} = \frac{520}{4,56} = 114,04 \quad (2.5.17)$$

коефіцієнт поздовжнього вигину:

$$\varphi_{23} = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{114,04^2} = 0,23 \quad (2.5.18)$$

несуча здатність стійки:

$$N_{23} = 0,23 \cdot 249,64 \cdot 1,6 \cdot 1,24 = 113,92 \text{ кН} \quad (2.5.19)$$

Несуча здатність стійки через 23 хвилини після початку пожежі ще менша, ніж зовнішнє навантаження. $N_{23}=113,92 < 124,86=N$, тому межа вогнетійкості дерев'яної стійки дорівнює 23 хвилини..

3 ПРОЕКТУВАННЯ МІЖПОВЕРХОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ

3.1 Вибір несучих елементів перекриття

В даній роботі запроектовано плоске монолітне залізобетонне перекриття по металевій балочній клітці. Перекриття складається з головних балок балочної клітки, балок настилу та плити. За заданими розмірами будівлі креслимо план перекриття (додаток 14). Головні балки розташовані поперек будівлі по поперечних рядах колон. Балки настилу розміщені поперек головних балок.

Крок балок настилу рекомендується призначати в межах:

$$b_{б.н.} = l/4 = 9/4 = 2,25 \text{ м} \quad (3.1.1)$$

Товщину монолітної плити призначаємо орієнтовно, за умови достатньої жорсткості.

$$h_{м.п} = \frac{b_{б.п}}{30} = \frac{2,25}{30} = 0,075 \text{ м} \quad (3.1.2)$$

3.2 Розрахунок металевих елементів балочної клітки

Необхідно підібрати стандартні прокатні двотаврові профілі для виготовлення балок настилу та головних балок металеві балкової клітки.

Стійкість балкових кліток може бути забезпечена у тому разі, коли будуть виконані умови досягнення граничних станів металевих конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків.

Умови стійкості балок формулюються двома співвідношеннями:

$$\sigma_{\max} \leq R_{st} \gamma_c, \quad (3.2.1)$$

$$\left(\frac{f}{l} \right)_p \leq \left[\frac{f}{l} \right]_{табл}, \quad (3.2.2)$$

де $\sigma_{\max}$ – максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см²;

R_{st} – розрахунковий опір сталі, кН/см²;

γ_c – коефіцієнт умов роботи;

f/l – відносний прогин балки.

Розрахунок на міцність при вигині розрізних балок суцільного перерізу, що несуть статичне навантаження, та закріплених від втрати загальної стійкості настилом, проводиться за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{C_1 W_x} \leq R_{st} \gamma_c, \quad (3.2.3)$$

де $M_{\max}$ – максимальний згинальний момент від розрахункового навантаження, кНм;

W_x – момент опору перерізу балки, см³;

C_1 – коефіцієнт, що враховує пластичну роботу сталі під навантаженням.

Підібраний опір перерізу балки повинен бути перевірений за жорсткістю (розрахунок за II групою граничних станів). Відносний прогин балки є мірою її жорсткості. Він не повинен перебільшувати нормативного прогину, що залежить від призначення балки:

Нормативне значення відносного прогину для балок та перекриттів, що відкриті для огляду $f/l = 1/250$.

Якщо перевірка не задовольняється, потрібно збільшити переріз балки.

Приклад розрахунку

Вихідні дані:

- тимчасове нормативне навантаження – $q_m = 5 \text{ кН/м}^2$ (таблиця 1.3);
- матеріал балок – сталь $R_{бал} = 20 \text{ кН/м}^2$;
- модуль пружності сталі $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$
- коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$;
- нормативний прогин балки настилу – $f/l = 1/200 = 0,005$;
- нормативний прогин головної балки – $f/l = 1/250 = 0,004$.

1.Розрахунок балки настилу

Розрахунок балки настилу та головної балки проводиться окремо. Розрахункова схема балки настилу (рис. 3.2.1): балка вільно лежить на 2–х опорах (головних балках), навантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

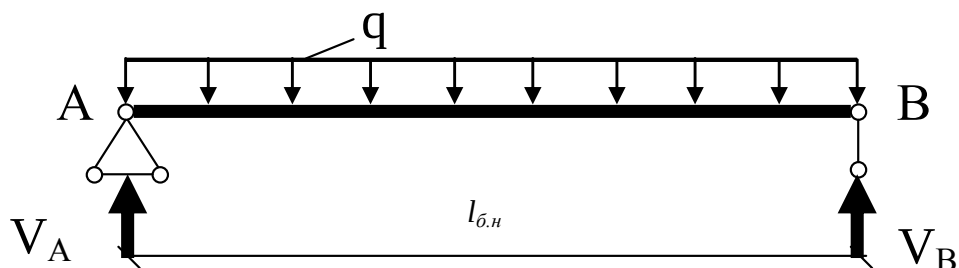


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема балки настилу

На балку настилу діють навантаження від монолітної залізобетонної плити, а також від тимчасового нормативного навантаження та елементів підлоги, влаштованих на плиті. Значення товщина шару матеріалу беремо з таблиці 1.2 Розрахунок нормативних навантажень проводимо по формулі 2.3.11. Отримані результати заносимо до таблиці 3.2.1

Таблиця 3.2.1 –Відомість навантажень на балку настилу

з/п	Види навантажень	Нормативні, кН/м^2	γ_f	γ_n	Розрахункові, кН/м^2
1	керамічна плитка ($\rho = 1900 \text{ кг/м}^3$)	0,25	1,1	0,95	0,26
2.	цементна розчин ($\rho = 1300 \text{ кг/м}^3$)	0,65	1,1	0,95	0,68
3.	гідроізоляція ($\rho = 800 \text{ кг/м}^3$)	0,024	1,3	0,95	0,03
4.	утеплювач ($\rho = 900 \text{ кг/м}^3$)	0,9	1,3	0,95	1,11
5.	з/б монол. плита ($\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$)	1,8	1,1	0,95	1,88
6.	тимчасове	5	1,2	0,95	5,7
	усього	$\sum q'' = 8,62$			$\sum q^p = 9,66$

На головну балку спирається n балок настилу.

$$n_{\bar{b}.n} = \frac{l_{z.\bar{b}}}{b_{\bar{b}.n}} + 1 = \frac{9}{2.25} + 1 = 5 \quad (3.2.4)$$

Довжина балки настилу $l_{\bar{b}.n}$ дорівнює кроку колон b , а довжина головної балки $l_{z.\bar{b}}$ – прольоту l .

Визначаємо максимальні згинальні моменти від нормативних та розрахункових навантажень, що виникає у балці настилу:

$$M_{\bar{b}.n}^{n.max} = \frac{1,03 \cdot \sum q^n \cdot b_{\bar{b}.n} \cdot l_{\bar{b}.n}^2}{8} = \frac{1,03 \cdot 8,62 \cdot 2,25 \cdot 6^2}{8} = 89,89 \text{ кНм} \quad (3.2.5)$$

$$M_{\bar{b}.n}^{p.max} = \frac{1,03 \cdot \sum q^p \cdot b_{\bar{b}.n} \cdot l_{\bar{b}.n}^2}{8} = \frac{1,03 \cdot 9,66 \cdot 2,25 \cdot 6^2}{8} = 100,74 \text{ кНм} \quad (3.2.6)$$

де 1,03 – коефіцієнт, що враховує збільшення згинального моменту за рахунок власної ваги балки настилу.

Визначаємо опорні реакції балки настилу від нормативних та розрахункових навантажень:

$$P_{\bar{b}.n}^n = \frac{\sum q^n \cdot b_{\bar{b}.n} \cdot l_{\bar{b}.n}}{2} = \frac{8,62 \cdot 2,25 \cdot 6}{2} = 58,19 \text{ кН} \quad (3.2.7)$$

$$P_{\bar{b}.n}^p = \frac{\sum q^p \cdot b_{\bar{b}.n} \cdot l_{\bar{b}.n}}{2} = \frac{9,66 \cdot 2,25 \cdot 6}{2} = 65,2 \text{ кН} \quad (3.2.8)$$

Визначаємо потрібний момент опору перерізу балки настилу:

$$W_{розр} = \frac{M_{\bar{b}.n}^{p.max}}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{100,74 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 20 \cdot 1} = 449,73 \text{ см}^3 \quad (3.2.9)$$

На базі отриманих даних за сортаментом (додаток 9) попередньо обираємо двотавр № 33 та виписуємо його геометричні характеристики:

- момент інерції $I = 9840 \text{ см}^4$;
- момент опору перерізу $W_x = 597 \text{ см}^3$.

Перевіряємо обраний двотавр на міцність (за 1-м граничним станом), тобто визначаємо напруження в балці настилу і порівнюємо їх з розрахунковим опором сталі:

$$\sigma = \frac{M_{\text{б.н}}^{p.\text{max}}}{C_1 W_x} = \frac{100,74 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 597} = 15,1 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 20 \text{ кН} / \text{см}^2 \quad (3.2.10)$$

Оскільки напруження, що виникають в обраній двотавровій балці, не перевищують розрахункового опору сталі, можна стверджувати, що обраний двотавр №33 задовольняє умові міцності.

Перевіряємо обраний двотавр за жорсткістю (за 2-м граничним станом), тобто визначаємо відносний прогин і порівнюємо його з нормативним прогином:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{M_{\text{б.н}}^{н.\text{max}} l_{\text{б.н}}}{10 \cdot E \cdot I} = \frac{89,89 \cdot 10^2 \cdot 6 \cdot 10^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 9840} = 0,0026 < 0,005 \quad (3.2.11)$$

Оскільки відносний прогин менший, ніж нормативний, то умова жорсткості виконується. Остаточного приймаємо балку настилу з двотавру №33.

Якщо розрахунки за першим та другим граничними станами не відповідають умовам, береться двотавр на номер більший і розрахунки на міцність та стійкість проводять заново до тих пір, поки умови за двома граничними станами не будуть задовольнятися.

2. Розрахунок головної балки

Розрахункова схема головної балки (рис. 3.2.2): балка, що вільно лежить на двох опорах (колонах), навантажена системою зосереджених навантажень в місцях обпирання балок настилу (опорними реакціями балок настилу).

На головну балку діють реакції опор балок настилу з такими характеристиками:

- від нормативних навантажень $P_{\text{б.н}}^n = 58,19 \text{ кН}$;
- від розрахункових навантажень $P_{\text{б.н}}^p = 65,2 \text{ кН}$.

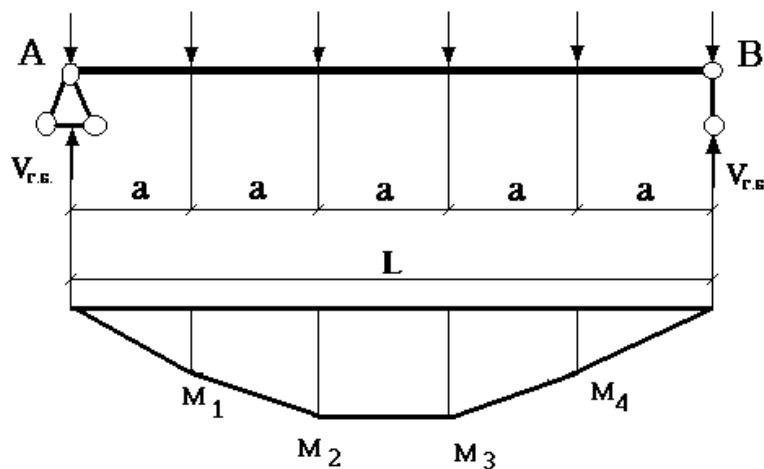


Рисунок 3.2 – Розрахункова схема головної балки та епюри згинальних моментів

Визначаємо опорні реакції головної балки від нормативних та розрахункових навантажень:

$$P_{з.б.}^H = \frac{\frac{l_{з.б.}}{b_{б.н.}} \cdot P_{б.н.}^H}{2} = \frac{\frac{9}{2,25} \cdot 58,19}{2} = 116,38 \text{ кН} \quad (3.2.12)$$

$$P_{з.б.}^P = \frac{\frac{l_{з.б.}}{b_{б.н.}} \cdot P_{б.н.}^P}{2} = \frac{\frac{9}{2,25} \cdot 65,2}{2} = 130,4 \text{ кН} \quad (3.2.13)$$

Визначаємо максимальний згинальний момент від нормативних та розрахункових навантажень, що виникають у головній балці:

$$M_{з.б.}^{H.max} = \left(P_{з.б.}^H - \frac{P_{б.н.}^H}{2} \right) \cdot 2 \cdot b_{б.н.} \cdot 1,05 = \left(116,38 - \frac{58,19}{2} \right) \cdot 2 \cdot 2,25 \cdot 1,05 = 412,42 \text{ кНм} \quad (3.2.14)$$

$$M_{з.б.}^{P.max} = \left(P_{з.б.}^P - \frac{P_{б.н.}^P}{2} \right) \cdot 2 \cdot b_{б.н.} \cdot 1,05 = \left(130,4 - \frac{65,2}{2} \right) \cdot 2 \cdot 2,25 \cdot 1,05 = 461,39 \text{ кНм} \quad (3.2.15)$$

де 1,05 – коефіцієнт, який враховує збільшення згинального моменту за рахунок власної ваги головної балки.

Визначаємо необхідний момент опору перерізу головної балки

$$W_{з.б.}^{розр} = \frac{M_{з.б.}^{P.max}}{R_{бал} \gamma_c} = \frac{461,39 \cdot 10^2}{20 \cdot 1} = 2306,95 \text{ см}^3 \quad (3.2.15)$$

На базі отриманих даних за сортаментом (Додаток 9, 10) обираємо двотавр №60 та виписуємо його геометричні характеристики:

- момент інерції $I_{60} = 78606 \text{ см}^4$;
- момент опору перерізу $W_{60} = 2560 \text{ см}^3$.

Визначаємо напруження, що виникають у головній балці під дією зовнішнього навантаження і порівнюємо їх із розрахунковим опором сталі (перевіряємо обраний двотавр за міцністю, за 1-м граничним станом):

$$\sigma = \frac{M_{з.б.}^{P.max}}{W_x} = \frac{461,39 \cdot 10^2}{2560} = 18,02 \leq 20 = R_{бал} \gamma_c \text{ кН / см}^2 \quad (3.2.16)$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується.

Визначаємо відносний прогин головної балки і порівнюємо його із нормативним прогином, тобто перевіряємо головну балку за жорсткістю (за 2-м граничним станом):

$$\frac{f}{l} = \frac{M'_{\max z.б}}{10 \cdot E \cdot I} = \frac{412,42 \cdot 10^2 \cdot 9 \cdot 10^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 78606} = 0,002 \leq 0,004 \quad (3.2.17)$$

Оскільки відносний прогин менший, ніж нормативний, то умова жорсткості виконується.

Остаточно приймаємо головну балку з двотавру №60

Якщо розрахунки за першим та другим граничним станом не відповідають умовам, береться двотавр на номер більший і розрахунки на міцність та стійкість проводять заново до тих пір, поки умови за двома граничними станами не будуть задовольнятися.

3.4 Визначення межі вогнестійкості металевих елементів балочної клітки

Необхідно визначити межу вогнестійкості металевої конструкції за I-м граничним станом.

Якщо конструкція складається з декількох окремих елементів (в нашому випадку балкова клітка складається з балок настилу та головних балок), то необхідно розрахувати межу вогнестійкості для кожного елемента окремо, результати порівняти між собою і найменший обрати як загальну межу вогнестійкості для всієї конструкції в цілому.

Для сталевих конструкцій граничним станом за вогнестійкістю є втрата несучої спроможності конструкцій або вузлів.

Рекомендується при встановленні межі вогнестійкості користуватися нормативними навантаженнями. Згідно з цим, пропонується постійне навантаження приймати з коефіцієнтом надійності за навантаженнями $\gamma_f = 1$, а з тимчасових – враховувати тільки довготривалі з $\gamma_f = 1$.

Таким чином, резервом зберігання несучої спроможності конструкції при пожежі є різниця між величинами розрахункових навантажень, на які конструкція розрахована в нормальних умовах експлуатації, та навантажень, що ураховуються при пожежі.

Периметр, що обігрівається, визначається без урахування поверхонь, що примикають до плит, настилів, перекриттів та стін при умові, що межа вогнестійкості цих конструкцій не нижча за межу вогнестійкості конструкцій, що обігріваються.

З умов досягнення граничного стану за вогнестійкістю для згинальних елементів коефіцієнт зниження несучої здатності γ_T визначається за формулою:

$$\gamma_T = \frac{M_{н.мах}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (3.4.1)$$

де $M_{н.мах}$ – максимальний згинальний момент від нормативних значень постійних та тимчасових навантажень (при $\gamma_c = 1$), Н·см.

Приклад розрахунку

1. Розрахунок межі вогнестійкості балки настилу

Визначаємо коефіцієнт зниження несучої здатності металевої конструкції при підвищеній температурі:

$$\gamma_{t1} = \frac{M_{б.н.мах}}{W_{33} \cdot R_{бал} \cdot \gamma_c} = \frac{89,89 \cdot 10^2}{597 \cdot 20 \cdot 1} = 0,75 \quad (3.4.2)$$

Знаходимо методом інтерполяції критичну температуру (додаток 7):

$$t_{кр. б.н} = 533 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Визначаємо обігріваний периметр перерізу балки настилу:

На балку настилу опирається монолітна залізобетонна плита, у якої теплопровідність набагато нижча, ніж у металу. Виходячи з цього, для балки настилу приймаємо схему обігріву з трьох боків (рис. 3.4.1), тому периметр балки, що обігрівається, розраховуємо без урахування верхньої полки двотавра (значення b , d , h і t беремо з додатку 9):

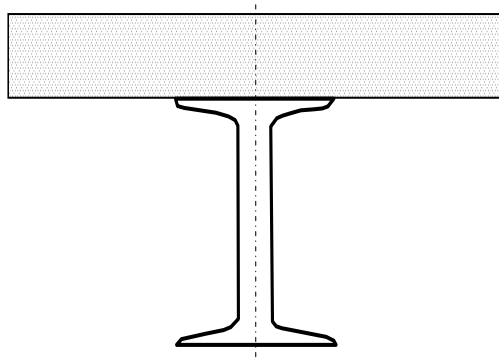


Рисунок 3.3 – До розрахунку межі вогнестійкості металевої балки настилу

$$P_{33} = b + 2 \cdot (b - d) + 2 \cdot (h - 2 \cdot t) = 14 + 2 \cdot (14 - 0,7) + 2 \cdot (33 - 2 \cdot 1,12) = 102,12 \text{ см} \quad (3.4.3).$$

Враховуючи, що площа поперечного перерізу балки настилу № 33 $A_{33} = 53,8 \text{ см}^2$ (додаток 9), визначаємо наведену товщину балки настилу:

$$\delta_{\bar{b}.н}^{np} = \frac{A_{33}}{П_{33}} = \frac{53,8}{102,12} = 0,53 \text{ см} \quad (3.4.4)$$

Враховуючи критичну температуру (533 °С) та наведену товщину металу за номограмою у додатку 11 визначаємо межу вогнестійкості, яка дорівнює **9 хвилини**.

2. Розрахунок межі вогнестійкості головної балки

Визначаємо коефіцієнт зниження несучої здатності металевої конструкції при підвищеній температурі:

$$\gamma_{t2} = \frac{M_{\bar{z}.б}^{н.мах}}{W_{60} \cdot R_{бал} \cdot \gamma_c} = \frac{412,42 \cdot 10^2}{2560 \cdot 20 \cdot 1} = 0,8 \quad (3.4.5)$$

Знаходимо методом інтерполяції критичну температуру (додаток 7):

$$t_{кр. \bar{z}.б} = 263 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

На головну балку спираються балки настилу, які виготовлені із сталі. Отже, для головної балки приймаємо схему обігріву з чотирьох боків. Визначаємо обігріваний периметр головної балки в залежності від геометричних характеристик заданого двотавру (значення b, d, h і t беремо з додатку 9, 10):

$$П_{60} = 2 \cdot b + 2 \cdot (b - d) + 2 \cdot (h - 2 \cdot t) = 2 \cdot 19 + 2 \cdot (19 - 1,2) + 2 \cdot (60 - 2 \cdot 1,78) = 186,48 \text{ см} \quad (3.4.6)$$

Враховуючи, що площа поперечного перерізу головної балки № 60 $A=138 \text{ см}^2$ (додаток 9, 10), визначаємо наведену товщину головної балки:

$$\delta_{\bar{z}.б}^{np} = \frac{A_{60}}{П_{60}} = \frac{138}{186,48} = 0,74 \text{ см} \quad (3.4.7)$$

Враховуючи критичну температуру (263 °С) та наведену товщину металу за додатком 11 визначаємо межу вогнестійкості головної балки, яка дорівнює **5 хвилини**.

Порівнюємо межу вогнестійкості балки настилу та головної балки, обираємо **найменшу (5 хв)** – це і буде **межею вогнестійкості металевої балкової клітки**.

4 РОЗРАХУНОК КОЛОН

4.1 Розрахунок металевої колони

Необхідно підібрати стандартні прокатні профілі для виготовлення стиснутої сталевий колони.

Стійкість центрально-стиснутих елементів може бути забезпечена у тому разі, коли будуть виконані умови досягнення граничних станів металевих конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків.

У зв'язку з цим умови стійкості центрально-стиснутих елементів формуються двома умовами:

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &\leq R_{st}\gamma_c \\ (\lambda)_p &\leq [\lambda]_{табл}\end{aligned}\quad (4.1.1)$$

де σ_{max} – максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см²;

R_{st} – розрахунковий опір сталі, кН/см²;

γ_c – коефіцієнт умов роботи;

λ – гнучкість стрижня.

Розрахунок стійкості суцільностінчастих колон, схильних до центрального стиску, виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_{st}\gamma_c \quad (4.1.2)$$

де N – стискаюче зусилля, кН;

φ – коефіцієнт подовжнього вигину;

A – площа поперечного перетину конструкції, см².

Коефіцієнт подовжнього вигину φ або коефіцієнт зниження напруження при подовжньому вигині є функцією гнучкості стрижня.

Гнучкість стрижня є відношення розрахункової довжини колони l_k^p до радіуса інерції перерізу i

$$\lambda = \frac{l_k^p}{i} \quad (4.1.3)$$

Розрахункова довжина колони l_k^p :

$$l_k^p = \mu l, \quad (4.1.4)$$

де l – довжина колони, м;

μ – коефіцієнт гнучкості, що залежить від умов закріплення країв стрижня.

У нашому випадку колона шарнірно закріплена з обох країв. Тому коефіцієнт $\mu=1$. Граничне значення гнучкості колони приймаємо

$[\lambda] = 120$. Таким чином, розрахункова гнучкість колони не повинна перевищувати граничну $[\lambda] = 120$.

Приклад розрахунку.

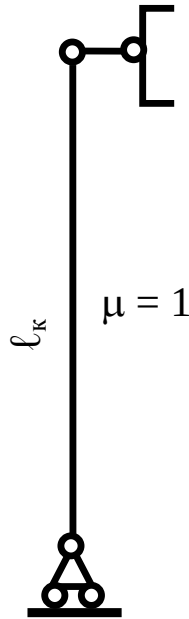


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема колони

Колона має коробчастий переріз і складається з двох двотаврів, зварених між собою на рівнях верхньої та нижньої полиць.

Висота поверху (до верхньої полиці балки настилу) $h_{нов} = 5,2$ м (таблиця 1.1).

Розрахунковий опір сталі $R_{st} = 20$ кН/см².

Кількість поверхів $n_{нов} = 3$ (таблиця 1.1);

Номатине навантаження від колон на 1-му поверсі $q_{кол} = 3,2$ кН (таблиця 1.3);

Коефіцієнт умов роботи $\gamma = 1$.

Щільність бетону $\rho = 2400$ кг/м³ (таблиця 1.2).

1. Визначаємо розрахункову довжину колони:

$$l_k^p = h_{нов} \cdot \mu = 5,2 \cdot 1 = 5,2 \text{ м} \quad (4.1.5)$$

Задаємось граничною гнучкістю $\lambda = 120$.

2. За додатком 12, в залежності від граничної гнучкості, знаходимо коефіцієнт подовжнього вигину:

$$\varphi = 0,479.$$

3. Збираємо навантаження на колону.

Площа вантажного майданчика буде обмежуватися прольотом та кроком колон і становитиме:

$$A_{в.м.} = l \cdot b = 6 \cdot 9 = 54 \text{ м}^2 \quad (4.1.6)$$

На колону діють навантаження від конструкцій покриття, міжповерхового перекриття, тимчасового нормативного навантаження та елементів підлоги, влаштованій на плит, а також від колон, що розташовані вище. Значення товщина шару матеріалу беремо з таблиці 1.2 Розрахунк нормативних навантажень проводимо по формулі 2.3.11 і беремо з попередніх розрахунків. Отримані результати заносимо до таблиці 4.1.1

а) Визначаємо постійні нормативні навантаження на колону від покрівлі.

$$N_{покp}^H = \sum q_{(таблиця)}^H - q_{крокви}^H = 96,07 - 5,85 = 90,22, \text{ кН} \quad (4.1.7)$$

б) Визначаємо постійні нормативні навантаження на колону від дерев'яної стійки.

1 м³ сосни важить 860 кг=8.6 кН

$$N_{ст}^H = \frac{m_{ст}}{1} = \frac{8,60}{1} = 2,79 \text{ кН} \quad (4.1.8)$$

$$\frac{b_{сорт} \cdot b_{сорт} \cdot l_{ст}}{0,25 \cdot 0,25 \cdot 5,2}$$

в) Визначаємо постійні нормативні навантаження на колону від балок настилу та головної балки.

вага погонного метра відповідного двотавру для балки настилу і головної балки (додаток 9, 10):

- двотавр №33 – $m_{м.поз} = 42,2 \text{ кг} = 0,42 \text{ кН}$;
- двотавр №60 – $m_{м.поз} = 108 \text{ кг} = 1,08 \text{ кН}$.

На головну балку спирається 5 балок настилу:

$$N_{б.н}^H = n_{б.н} \cdot l_{б.н} \cdot m_{м.поз} \cdot (n_{пов} - 1), \text{ кН} \quad (4.1.9)$$

$$N_{з.б}^H = l_{з.б} \cdot m_{м.поз} \cdot (n_{пов} - 1), \text{ кН} \quad (4.1.10)$$

Таблиця 4.1 -Відомість навантажень на колону

з/п	Види навантажень	Нормативне значення		γ_f	γ_n	Розрахунковезначення N^p , кН
		з $1\text{ м}^2 q$, кН/м ²	з вантажної площі N'' , кН			
1.	покрівля	—	90,22	1,3	0,95	111,42
2.	кроквяні балки	—	5,85	1,3	0,95	7,22
	стійка дерев'яна	—	2,79	1,2	0,95	3,18
3.	горищне перекриття	7,5	405	1,2	0,95	461,7
4.	перекриття 1-го поверху	8,62	465,48	1,3	0,95	574,87
5.	перекриття 2-го поверху	8,62	465,48	1,3	0,95	574,87
	балки настилу 1-2 поверхів	—	25,32	1,1	0,95	26,46
	головні балки 1-2 поверхів	—	19,44	1,1	0,95	20,31
	Вага колон (на 2-х поверхах) $n_{\text{пов}} \times q_{\text{кол}}$	—	12,84	1,1	0,95	13,42
	усього		$\sum N'' = 1492,42$			$\sum N^p = 1793,45$

4. Визначаємо мінімальну необхідну площу колони:

$$A_{\text{кол}} = \frac{N^p}{\phi R_{st} \gamma} = \frac{1793.45}{0.479 \cdot 20 \cdot 1} = 187.21 \text{ см}^2 \quad (4.1.11)$$

Це – площа колони, що складається з двох двотаврів. Відповідно, необхідна площа одного двотавру: $187,21 / 2 = 93,61 \text{ см}^2$

За сортаментом (додаток 9-10) підбираємо двотавр. Попередньо приймаємо колону із двох двотаврів №50. Фактична площа перерізу одного двотавру $A_{50} = 100 \text{ см}^2$, загальна фактична площа перерізу колони: $100 \cdot 2 = 200 \text{ см}^2$.

Визначаємо мінімальний необхідний радіус інерції для перерізу колони:

$$i_{\text{нотр}} = \frac{I_{\text{кол}}^p}{[\lambda]} = \frac{520}{120} = 4,3 \text{ см} \quad (4.1.12)$$

Порівнюємо отриманий радіус з радіусом інерції обраного двотавру №50.

$$i_{50} = 3,23 \text{ см.}$$

Оскільки фактичний радіус інерції менший за потрібний, для подальших розрахунків обираємо двотавр №55Б1, у якого площа перерізу становить $A_{55Б1} = 113,37 \text{ см}^2$, а радіус інерції – $i_{50} = 4,61 \text{ см}$. Фактична площа перерізу колони буде дорівнювати $A_{\phi} = 226,74 \text{ см}^2$.

Визначаємо фактичну гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{l^p}{i} = \frac{520}{4,61} = 112,7 \quad (4.1.13)$$

Оскільки фактична гнучкість менша за граничну 120, умова жорсткості виконується.

Згідно з розрахованою гнучкістю за додатком 12 визначаємо коефіцієнт гнучкості $\varphi = 0,521$.

Перевіряємо напруження у колоні:

$$\sigma = \frac{\sum N^p}{\varphi A_\phi} = \frac{1793,45}{0,521 \cdot 226,74} = 15,2 \text{ кН/см}^2 \leq 20 \text{ кН/см}^2 \quad (4.1.14)$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується. Остаточню приймаємо колону з двох двотаврів №55Б1.

4.2 Визначення межі вогнестійкості металевої колони

Для центрально–стиснутих стрижнів граничним станом за вогнестійкістю буде втрата стійкості. У цьому випадку коефіцієнт γ_T розраховується за формулою:

$$\gamma_T = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.2.1)$$

де N – поздовжня стискаюча сила від нормативних навантажень, кН;
 A – площа поперечного перерізу, см²;
 R_y – розрахунковий опір сталі, кН/см²;
 γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Приклад розрахунку.

Розрахунковий опір сталі $R_{st} = 20$ кН/см²;

Коефіцієнт умов роботи $\gamma = 1$;

Поздовжня стискаюча сила від нормативних навантажень на колону $N^H = 1492,42$ кН;

Гнучкість колони $\lambda = 112,7$;

Площа поперечного перерізу колони з двох двотаврів $A_\phi = 226,74$ см²;

Коефіцієнт коефіцієнт подовжнього вигину $\varphi = 0,521$.

1. З умови досягнення граничного стану з вогнестійкості стиснутих елементів визначаємо коефіцієнт γ_t :

$$\gamma_t = \frac{N^H}{\varphi \cdot A_{\phi} \cdot R_{st} \cdot \gamma_c} = \frac{1492,42}{0,521 \cdot 226,72 \cdot 20 \cdot 1} = 0,63 \quad (4.2.2)$$

2. Визначаємо обігріваний периметр колони в залежності від геометричних характеристик завданого двотавру (значення b , d , h і t беремо з додатку 9):

$$P_{\text{кол}} = 4 \cdot b + 2 \cdot (b - d) + 2 \cdot (h - 2 \cdot t) = 4 \cdot 22 + 2 \cdot (22 - 0,95) + 2 \cdot (54,3 - 2 \cdot 1,35) = 233,3 \text{ см} \quad (4.2.3)$$

3. Визначаємо наведену товщину колони:

$$\delta_{\text{кол}} = \frac{A_{\phi}}{P_{\text{кол}}} = \frac{226,74}{233,3} = 0,97 \text{ см} \quad (4.2.4)$$

4. Знаходимо методом інтерполяції критичну температуру для колони (додаток 7):

$$t_{\text{кр. кол}} = 464^{\circ}\text{C}.$$

Враховуючи критичну температуру та наведену товщину металу за додатком 11 визначаємо межу вогнестійкості колони, яка дорівнює **7 хвилин**.

5 ВИСНОВКИ

Таким чином, в результаті розрахунку конструкцій в будинку було запроектовано:

Вид конструкції	Характеристика
Кроквяна нога	Деревина, сосна, переріз 250×250мм, довжина 15.6 м
Стійка	Деревина, сосна, переріз 250×250мм, довжина 5,2м, межа вогнестійкості 23 хв.
Багатопустотна з/б плита	Бетон класу C20/25 (B25), арматура 8 Ø8 A400 A _s = 3,52 см ²
Балки настилу	Двотавр №33, межа вогнестійкості 9хвилин
Головні балки	Двотавр №60, межа вогнестійкості 5хвилин
Колона металева з двох двотаврів	Двотавр №55Б1, межа вогнестійкості 7хвилин

Межа вогнестійкості металевої балкової клітки 5 хвилин.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 Система проектної документації для будівництва.
Основні вимоги до проектної і робочої документації
2. ДСТУ Б В.2-6-53:2008 Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будинків і споруд. Технічні умови.
3. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкции зданий и сооружений. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
4. ДБН В.1.1-7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва
5. СНиП 2.09.02-85*. Производственные здания и сооружения.
6. Васильченко О.В. Основи архітектури і архітектурних конструкцій; Навчальний посібник. – Харків: УЦЗ України, 2007. – 257 с
7. Пушкаренко А.С., Васильченко О.В. Будівельні матеріали та їх поведінка в умовах високих температур. – Харків: АПБУ, 2001.
8. Будівельні конструкції та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій: практикум. / Ю.В. Квітковський, М.М. Удянський, О.В. Миргород, Ю.В.Луценко, А.І. Морозов – Харків : НУЦЗУ, 2011. – 158 с.

ДОДАТКИ

Додаток 1

Зразок оформлення титульного листа

ДЕРЖАВНА СЛУЖБА УКРАЇНИ З НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ
Кафедра пожежної профілактики в населених пунктах

КУРСОВА РОБОТА

«Розрахунок будівельних конструкцій»

з дисципліни

«Стійкість будівель та споруд при пожежі»

Виконав: курсант(студент)

група _____ з/к № _____

Перевірив:

доц. каф. ППНП

Харків 20____ р.

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ

ЗАВДАННЯ

на виконання курсової роботи
з дисципліни «Стійкість будівель та споруд при пожежі»
за темою: «Розрахунок будівельних конструкцій»
№ залікової книжки _____

Остання цифра номеру залікової книжки	
Проліт будівлі l , м	
Крок будівлі b , м	
Довжина будівлі L , м	
Кількість поверхів $n_{пов}$, м	
Висота поверху $h_{пов}$, м	
Передостання цифра номеру залікової книжки	
Товщина зовнішніх стін	
Горищне перекриття (товщина шару матеріалу) h, мм:	
-пароізоляція	
-шар керамзиту	
-бетонна стяжка	
Міжповерхове перекриття (товщина шару матеріалу) h, мм:	
-керамічна плитка	
-цементний розчин	
-гідроізоляція	
-утеплювач	
-щільність бетону ρ , кг/м ³	
Остання цифра номеру залікової книжки	
Нормативне навантаження від покрівлі $q_{покр}$, кН/м ²	
Нормативне навантаження від гідроізоляції покрівлі $q_{гидр}$, кН/м ²	
Нормативне навантаження від снігу S , кН/м ²	
Нормативне тимчасове навантаження на перекриття $q_{пер}$, кН/м ²	
Межа вогнестійкості плити перекриття τ , хв	
Норм. нав. від колон на 1-му пов. $q_{кол}$, кН	

Завдання видав: _____

Завдання отримав: _____

“ ____ ” _____ 20 ____ р.

Сортамент пиломатеріалів

Товщина, мм	ширина, мм								
	75	100	125	150	—	—	—	—	—
16	75	100	125	150	—	—	—	—	—
19	75	100	125	150	175	—	—	—	—
22	75	100	125	150	175	200	225	—	—
25	75	100	125	150	175	200	225	250	—
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	—	100	125	150	175	200	225	250	275
125	—	—	125	150	175	200	225	250	275
150	—	—	—	150	175	200	225	250	275
175	—	—	—	—	175	200	225	250	275
200	—	—	—	—	—	200	225	250	275
250	—	—	—	—	—	—	—	250	275

Коефіцієнти роботи арматури при нагріві

Клас Арматури	□□□ при температурі нагріву, °C									
	≤350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
A 240	1,0	1,0	0,8	0,65	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05	0
A 300	1,0	1,0	0,9	0,7	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05	0
Ac300	1,0	1,0	0,95	0,75	0,6	0,45	0,30	0,15	0,10	0,05
A 400	1,0	1,0	0,9	0,65	0,45	0,35	0,20	0,10	0,05	0
B – I, Bp – I	0,85	0,65	0,50	0,30	0,15	0,05	0	0	0	0
B-II, Bp-II	0,65	0,53	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05	0	0	0

Коефіцієнт щільності бетону

$\rho_{dr}, \text{кг/м}^3$	1000	1500	2000	2300	2450
$K, \text{r}^{1/2}$	0.55	0.58	0.60	0.62	0.65

Функція помилок Гауса

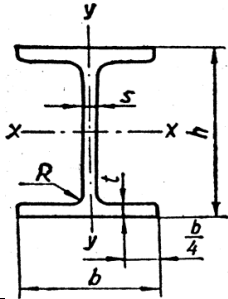
Y	0	Y	0	Y	0	Y	0	Y	0	Y	0
0,00	0,0000	0,26	0,2869	0,52	0,5379	0,78	0,7300	1,04	0,8586	1,30	0,9340
0,01	0,0113	0,27	0,2974	0,53	0,5465	0,79	0,7361	1,05	0,8624	1,31	0,9361
0,02	0,0226	0,28	0,3079	0,54	0,5549	0,80	0,7421	1,06	0,8661	1,32	0,9381
0,03	0,0338	0,29	0,3183	0,55	0,5633	0,81	0,7480	1,07	0,8698	1,33	0,9400
0,04	0,0451	0,30	0,3286	0,56	0,5716	0,82	0,7538	1,08	0,8733	1,34	0,9419
0,05	0,0564	0,31	0,3389	0,57	0,5798	0,83	0,7595	1,09	0,8768	1,35	0,9439
0,06	0,0676	0,32	0,3491	0,58	0,5879	0,84	0,7651	1,10	0,8802	1,36	0,9456
0,07	0,0789	0,33	0,3593	0,59	0,5959	0,85	0,7707	1,11	0,8835	1,37	0,9473
0,08	0,0901	0,34	0,3694	0,60	0,6039	0,86	0,7761	1,12	0,8868	1,38	0,9490
0,09	0,1013	0,35	0,3794	0,61	0,6117	0,87	0,7814	1,13	0,8900	1,39	0,9507
0,10	0,1125	0,36	0,3893	0,62	0,6194	0,88	0,7867	1,14	0,8931	1,40	0,9523
0,11	0,1236	0,37	0,3992	0,63	0,6270	0,89	0,7918	1,15	0,8961	1,41	0,9539
0,12	0,1348	0,38	0,4090	0,64	0,6346	0,90	0,7969	1,16	0,8991	1,42	0,9554
0,13	0,1459	0,39	0,4187	0,65	0,6420	0,91	0,8019	1,17	0,9020	1,43	0,9569
0,14	0,1569	0,40	0,4285	0,66	0,6494	0,92	0,8068	1,18	0,9048	1,44	0,9583
0,15	0,1680	0,41	0,4385	0,67	0,6566	0,93	0,8116	1,19	0,9076	1,45	0,9597
0,16	0,1790	0,42	0,4475	0,68	0,6638	0,94	0,8163	1,20	0,9103	1,46	0,9611
0,17	0,1900	0,43	0,4569	0,69	0,6708	0,95	0,8209	1,21	0,9130	1,47	0,9624
0,18	0,2009	0,44	0,4662	0,70	0,6778	0,96	0,8254	1,22	0,9155	1,48	0,9637
0,19	0,2118	0,45	0,4755	0,71	0,6847	0,97	0,8299	1,23	0,9181	1,49	0,9649
0,20	0,2227	0,46	0,4847	0,72	0,6914	0,98	0,8342	1,24	0,9205	1,50	0,9661
0,21	0,2335	0,47	0,4937	0,73	0,6981	0,99	0,8385	1,25	0,9229	1,6	0,9763
0,22	0,2443	0,48	0,5027	0,74	0,7047	1,00	0,8427	1,26	0,9252	1,7	0,9838
0,23	0,2550	0,49	0,5117	0,75	0,7112	1,01	0,8468	1,27	0,9275	1,8	0,9891
0,24	0,2657	0,50	0,5205	0,76	0,7175	1,02	0,8508	1,28	0,9297	1,9	0,9928
0,25	0,2763	0,51	0,5292	0,77	0,7238	1,03	0,8548	1,29	0,9319	2,0	0,9953

Залежність значень γ_T , γ_b , γ_v

t, °C	T, K	γ_T	γ_b	γ_v	t, °C	T, K	γ_T	γ_b	γ_v
20	293	1	1	1	400	673	0,70	0,86	0,90
100	373	0,99	0,96	1	450	723	0,65	0,84	—
150	423	0,93	0,95	—	500	773	0,58	0,80	0,60
200	473	0,85	0,94	1,12	550	823	0,45	0,77	—
250	523	0,81	0,92	—	600	873	0,34	0,72	0,30
300	573	0,77	0,90	1,09	650	923	0,22	0,68	—
650	623	0,74	0,88	—	700	973	0,11	0,59	—

Сортамент арматури

Діа- метр, мм	Розрахункова площа поперечного перетину, см ² , при кількості стержнів										Маса lм, кг	Арматура								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Стержнева класів						Дротяна класів		
												A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Bp-I	B-II	Bp-II
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	—	—	—	—	—	—	x	—	—
4	0,12	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	—	—	—	—	—	—	x	x	—
5	0,19	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	—	—	—	—	—	—	x	x	x
6	0,28	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	x	—	x	—	—	—	—	x	x
7	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	—	—	—	—	—	—	—	x	x
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	x	—	x	—	—	—	—	x	x
10	0,78	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	x	x	x	x	x	x	—	—	—
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,1	11,3	0,888	x	x	x	x	x	x	—	—	—
14	1,53	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,7	12,3	13,8	15,3	1,208	x	x	x	x	x	x	—	—	—
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,0	12,0	14,0	16,0	18,1	20,1	1,578	x	x	x	x	x	x	—	—	—
18	2,54	5,09	7,63	10,1	12,7	15,2	17,8	20,3	22,9	25,4	1,998	x	x	x	x	x	x	—	—	—
20	3,14	6,28	9,41	12,5	15,7	18,8	21,9	25,1	28,2	31,4	2,466	—	x	x	x	x	x	—	—	—
22	3,80	7,60	11,4	15,2	19	22,8	26,6	30,4	34,2	38,0	2,984	x	x	x	x	x	x	—	—	—
25	4,90	9,82	14,7	19,6	24,5	29,4	34,3	39,2	44,1	49,0	3,853	—	x	x	x	x	x	—	—	—
28	6,15	12,3	18,4	24,6	30,7	36,9	43,1	49,2	55,4	61,5	4,834	—	x	x	x	x	x	—	—	—
32	8,04	16,0	24,1	32,1	40,2	48,2	56,3	64,3	72,3	80,4	6,313	—	x	x	x	x	x	—	—	—
36	10,1	20,3	30,5	40,7	50,9	61,0	71,2	81,4	91,6	101,	7,990	—	—	x	—	—	—	—	—	—
40	12,5	25,1	37,6	50,2	62,8	75,3	87,9	100,	113,	125,	9,805	—	—	x	—	—	—	—	—	—



Сортамент двотаврових балок

h – висота балки; b – ширина полиці; t – товщина полиці; d – товщина стінки;

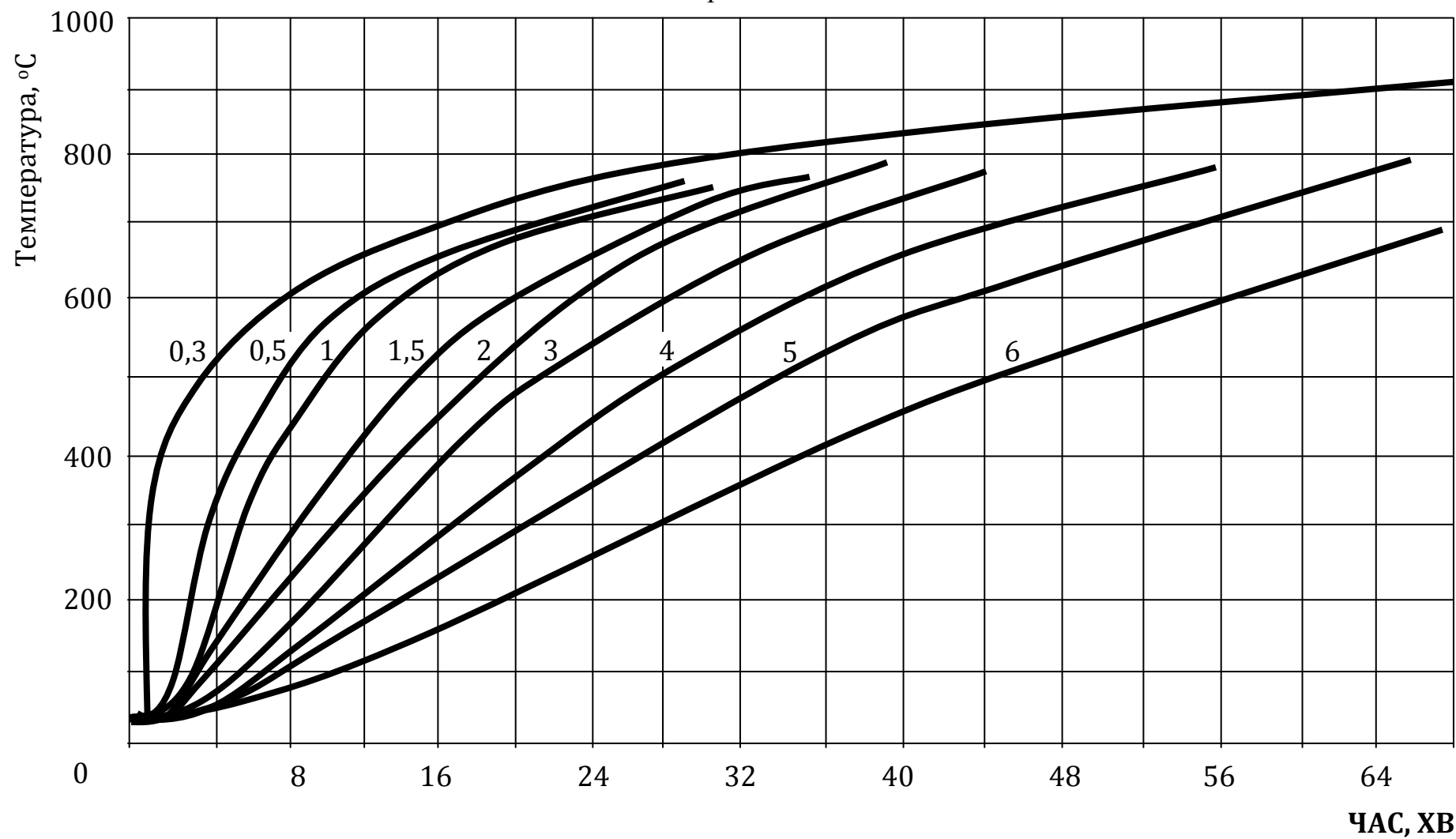
R – радіус внутрішнього закруглення; J – момент інерції перерізу; W – момент опору перерізу;

S – статистичний момент напівперерізу; i – радіус інерції; J_t – момент інерції при крутінні

Но- мер балки	Розмір, мм					A , см^2	q , кг/м	J_x , см^4	W_x , см^3	i_x , см	S_x , см^3	J_y , см^4	W_y , см^3	i_y , см	J_t , см^4
	h	b	d	t	R										
10	100	55	4,5	7,2	7,1	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22	2,28
12	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88
14	140	73	4,9	7,5	8,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55	3,59
16	160	81	5,0	7,8	8,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70	4,45
18	180	90	5,1	8,1	9,0	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	82,4	82,6	18,40	1,88	5,50
20	200	100	5,2	8,4	9,5	25,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07	6,92
22	220	110	5,4	8,7	10,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27	6,60
24	240	115	5,5	9,5	10,5	34,8	27,30	3450	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37	11,10
27	270	125	6,0	9,8	11,0	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	250,0	41,50	2,54	15,60
30	300	135	6,5	10,2	12,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69	17,40
33	330	140	7,0	11,2	13,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79	23,80
36	360	145	7,5	12,3	14,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89	31,40
40	400	155	8,3	13,0	15,0	72,7	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03	40,60
45	450	160	9,0	14,2	16,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09	54,70
50	500	170	10,0	15,2	17,00	100	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23	75,40
55	550	180	11,0	16,5	18,0	118	92,60	56962	2035,0	21,80	1181	1356,0	151,00	3,39	100,0
60	600	190	12,0	17,8	20,0	138	108	78606	2560,0	23,80	1491	1725,0	182,00	3,54	135,0

								$x-x$				$y-y$		
		h	b	s	t	R		$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$
40Б1	48,1	392	165	7	9,5	21	61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5		69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	59,8	443	180	7,8	11		76,23	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	67,5	447	180	8,4	13		85,96	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	73	492	200	8,8	12		92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	80,7	496	200	9,2	14		102,8	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27
55Б1	89	543	220	9,5	13,5	24	113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	97	547	220	10	15,5		124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70
60Б1	106,2	593	230	10,5	15,5		135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	115,6	597	230	11	17,5		147,3	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	129,3	691	260	12	15,5		164,7	12593	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	144,2	697	260	12,5	18,5		183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,3	5,44
80Б1	159,5	791	280	13,5	17	26	203,20	199500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54
80Б2	177,9	798	280	14	20,5		226,60	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	194	893	300	15	18,5	30	247,10	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	213,8	900	300	15,5	22		272,40	349200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04
100Б1	230,8	990	320	16	21		293,82	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	258,2	998	320	17	25		328,9	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	285,7	1006	320	18	29		364,00	597700	11680	6736	40,18	15900	993,9	6,61
100Б4	314,5	1013	320	19,5	32,5		400,60	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67
Широкополицеві двотаври														
20Ш1	30,6	196	193	6	9	13	38,95	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	36,2	226	155	6,5	10	14	46,08	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	42,7	251	180	7	10	16	54,37	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	49,2	255	180	7,5	12		62,73	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	53,6	291	200	8	11	18	68,31	10400	715	398	12,34	1470	147	4,64
30Ш2	61	295	200	8,5	13		77,65	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	68,3	299	200	9	15		87	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80

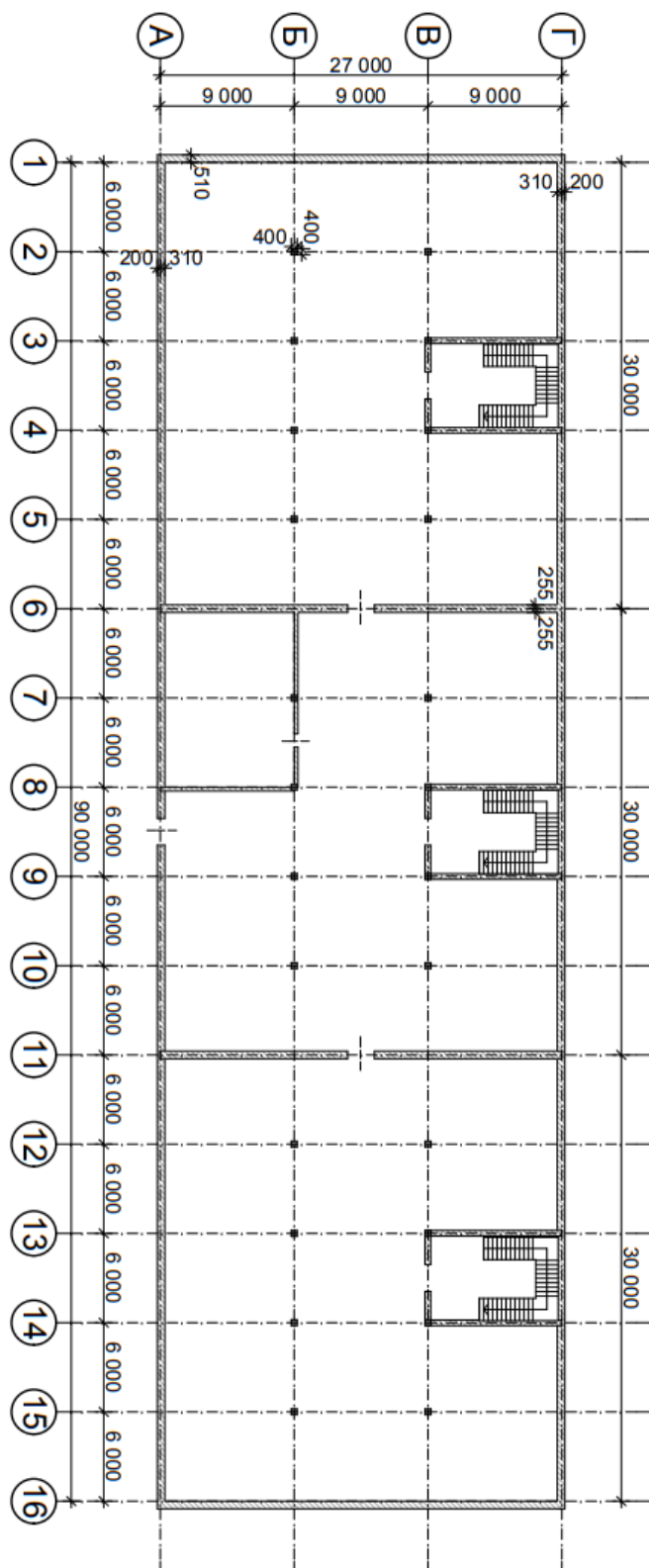
Температура сталі в залежності від наведеної товщини перетину та часу нагрівання за режимом
"стандартної пожежі"



КОЕФІЦІЄНТИ ПОЗДОВЖНЬОГО ВИГИНУ ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Гнучкість, λ	Коефіцієнти ϕ для елементів зі сталі з розрахунковим опором R_y , кН/см ²											
	20	24	28	32	36	40	44	48	52	56	60	64
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	985	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	854	849	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	745	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	629	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	508	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	532	483	497	413	380	349	325	305	287
100	599	542	493	448	408	359	335	309	286	267	250	235
110	537	473	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	414	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	275	247	223.	204	189	175	163	153	145
140	375	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	125
150	323	275	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057
Примітка. Значення коефіцієнтів ϕ в таблиці збільшені в 1000 разів.												

План будівлі



Навчальне видання

**СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ ПОЖЕЖІ
Методичні вказівки до виконання курсової роботи
«Розрахунок будівельних конструкцій»**

Підписано до друку 28.12.18. Формат 60х84 1/16.
Умовн.-друк. арк. 3,3.
Вид. № 98/18.

Сектор редакційно-видавничої діяльності
Національного університету цивільного захисту України
61023 м. Харків, вул. Чернишевська, 94.
www.nuczu.edu.ua