

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)
Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до кваліфікаційної роботи

магістра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: «Реконструкція готелю в Житомирі з дослідженням
похилих перерізів залізобетонних балок»

Виконав: студент VI курсу, групи МБм-61

спеціальності (напрямку підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напрямку підготовки))

Первак І.Г.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зав. кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«_____» _____ 2024 р.

ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Первак Ілля Геннадійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Реконструкція готелю в Житомирі з дослідженням похилих перерізів залізобетонних балок

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «12» листопада 2024 року № 4/7 – 1091

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 23.12.2024 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Реконструкція готельного комплексу на 540 місць, дев'ятиповерхова цегляна будівля, складається з вдох частин – житлової та ресторанної, місто будівництва – Житомир, фундаменти збірні стрічкові, стіни цегляні, перекриття та покриття виконано із збірних пустотних плит, покрівля – в результаті реконструкції демонтовується та влаштовується нова, фасад утеплений мінеральними плитами.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок стін та покриття, перевірочний розрахунок залізобетонної попередньо напруженої пустотної плити перекриття, розробка календарного графіка на реконструкцію будівлі готелю, розробка техкарти на влаштування підвісної стелі з касетних плит, методика проведення експериментальних досліджень, обробка результатів досліджень, аналіз отриманих результатів, заходи з охорони праці, безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад після реконструкції, план 1-го та 2-го поверху, розрізи по сходовій клітці, схема розміщення елементів перекриття та покриття, розрахункові схеми конструкцій, креслення залізобетонної попередньо напруженої пустотної плити перекриття, календарний графік на реконструкцію, техкарта на влаштування підвісної стелі з касетних плит, мета, задачі та методика досліджень, креслення дослідних зразків, дослідної установки, графіки деформування зразків, порівняння експериментальних даних з теоретичними, висновки.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 12.11.2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	15.11.2024	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	18.11.2024	
3	Збір навантаження на конструкції.	20.11.2024	
4	Перевірочний розрахунок пустотної плити перекриття.	24.11.2024	
5	Розробка календарного графіку.	28.11.2024	
6	Розробка техкарти на влаштування підвісної стелі з касетних плит.	30.11.2024	
7	Огляд літератури щодо дослідження та розрахунку похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів.	02.12.2024	
8	Опрацювання методики досліджень.	05.12.2024	
9	Обробка експериментальних даних.	08.12.2024	
10	Аналіз експериментальних даних.	12.12.2024	
11	Розробка заходів охорони праці.	15.12.2024	
12	Розробка заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.	18.12.2024	

Студент

(підпис)

Первак І.Г.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Зміст

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	8
1.1 Загальні вказівки	8
1.2 Рішення генерального плану	8
1.3 Загальна характеристика проектованої будівлі	9
1.4 Об'ємно-планувальні рішення	10
1.5 Теплотехнічний розрахунок	11
1.6 Конструктивні рішення	15
1.7 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення	16
1.8 Інженерне обладнання	17
Висновки до розділу 1	18
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	19
2.1 Вихідні дані до розрахунку перевірки несучої здатності	19
2.2 Статичний розрахунок	20
2.3 Переріз плити	21
2.4 Розрахунок міцності нормального перерізу	22
2.5 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі панелі ..	27
2.6 Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до поздовжньої осі панелі	30
2.7 Розрахунок по розкриттю тріщин в перерізі, нормальному до поздовжньої осі елемента	34
2.8 Розрахунок по утворенню тріщин перетинів, похилих до поздовжньої осі панелі	38
2.9 Розрахунок за деформаціями	40
Висновки до розділу 2	42
РОЗДІЛ 3. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	43
3.1 Мета та задачі наукових досліджень	43
3.2 Програма і методика проведення експериментальних досліджень ...	43
3.3 Несуча здатність експериментальних балок до підсилення	45

3.4	Напружено-деформований стан похилих перерізів залізобетонних балок при дії одноразового навантаження	47
3.5	Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів з використанням «фермової» моделі	49
3.6	Розрахунок ширини розкриття похилих тріщин згинальних залізобетонних елементів	52
	Висновки до розділу 3	57
	РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	58
4.1	Календарний план на реконструкцію	58
4.1.1	Визначення номенклатури та обсягів робіт	58
4.1.2	Розрахунок складу комплексної бригади	59
4.2	Технологічна карта на влаштування підвісної стелі з касетних плит	61
4.2.1	Область застосування	61
4.2.2	Організація і технологія будівельного процесу	61
4.2.3	Вимоги до якості і приймання робіт	66
	Висновки до розділу 4	66
	РОЗДІЛ 5. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	67
5.1	Пожежна безпека на будівельному майданчику при реконструкції готельного комплексу	67
5.2	Охорона праці та техніка безпеки при влаштування підвісної стелі з касетних плит	68
5.3	Проведення радіаційного контролю матеріалів у будівництві	70
5.4	Оцінка стійкості готельного комплексу в м. Житомир до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості	73
	Висновки до розділу 5	75
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	76
	БІБЛІОГРАФІЯ	77

ВСТУП

Актуальність теми роботи. Основним призначенням реконструкції завжди було створення необхідного для існування людини життєвого середовища, характер і комфортабельність який визначалися рівнем розвитку суспільства, його культурою, досягненнями науки і техніки. В даний час застосування нових конструкцій і матеріалів супроводжується необхідністю розробки і застосування широкого спектра будівельних технологій.

Дана дипломна робота присвячена саме реконструкції громадської будівлі, що досить довгий час експлуатувалась, але через порушення правил експлуатації прийшла в непридатний стан. В роботі значну увагу приділено також дослідженню похилих перерізів згинальних конструкцій при дії на них одноразових навантажень. Дані дослідження є частиною комплексних досліджень підсиленних залізобетонних елементів за похилими перерізами. Саме результати отримані в даній роботі дозволять в подальшому порівняти ці результати з підсиленими зразками.

Мета роботи: дослідження напружено-деформованого стану похилих перерізів згинальних залізобетонних балок до підсилення при дії одноразового навантаження.

Для досягнення мети в роботі ставилися такі **задачі**:

- опрацювати результати експериментальних випробувань згинальних залізобетонних балок до підсилення;
- встановити дійсний напружено-деформований стан похилих перерізів згинальних залізобетонних балок при дії одноразового навантаження;
- побудувати градувальні криві залежності деформацій бетону та арматури дослідних зразків від росту зовнішнього навантаження, для можливості їх порівняння з підсиленими зразками;
- застосувати «фермову» модель, що покладена в основу ДСТУ Б В.2.6-156:2010, для розрахунку похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів та порівняти її з іншими моделями розрахунку.

Об'єкт досліджень: згинальні залізобетонні елементи.

Предмет дослідження: напружено-деформований стан похилих перерізів згинальних залізобетонних балок.

Методи дослідження: літературний огляд; аналіз експериментальних даних, чисельні розрахунки.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана у відповідності із науковою тематикою кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету ім. Івана Пулюя.

Наукова новизна отриманих результатів:

- отримали подальший розвиток дослідження напружено-деформованого стану похилих перерізів згинальних залізобетонних балок;
- отримано нові дані деформативності бетону та арматури в похилих перерізах згинальних залізобетонних балок.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при розрахунку згинальних залізобетонних елементів за похилими перерізами.

Апробація. Окремі результати роботи доповідались на XIII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 11 – 12 грудня 2024 р.

Публікації. Дослідження підсилення згинальних залізобетонних елементів методом скінченних елементів / О. Конончук, М. Хома, І. Первак, Н. Іваськов, Б. Дутка // Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 11 – 12 грудня 2024 року — Т.: ТНТУ, 2024 — С. 62.

Ключові слова. РЕКОНСТРУКЦІЯ, ЗАЛІЗОБЕТОННІ БАЛКИ, ПОХИЛІ ПЕРЕРІЗИ, РОЗРАХУНОК.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальні вказівки

Ділянка на якій знаходиться готельний комплекс на 540 місць, який підлягає реконструкції розташований в м. Житомир.

Готель який підлягає реконструкції, розташований на ділянці яка має спокійний рельєф місцевості, вільна від забудови, цінних зелених насаджень немає.

За відносну відмітку 0.000 прийнято рівень чистої підлоги 1-го поверху будівлі, що відповідає абсолютній відмітці по генплану.

Технічні рішення, прийняті в кресленнях, відповідають вимогам екологічних, санітарно-технічних, протипожежних та інших норм, що діють на території України.

1.2 Рішення генерального плану

Готельний комплекс на 540 місць, розміщується у освоюваному мікрорайоні м. Житомира на вільній від забудови території.

Майданчик реконструкції характеризується такими даними:

- Рельєф ділянки реконструкції спокійний, має пониження в північному напрямку;
- Паводковими та іншими поверхневими водами не затоплюється;
- Пануючі вітри - східні.

Транспортне обслуговування готелю здійснюється з існуючою автодорогою. Навколо будівлі передбачено об'їзд з твердим покриттям.

Розміри елементів генерального плану прийняті з урахуванням розміщення інженерних мереж, автодоріг, тротуарів, елементів озеленення, а також відповідно до санітарних і протипожежних норм і правил.

Проект вертикального планування виконаний відповідно до вимог архітектурно-планувального рішення, поверхневе водовідведення та конструктивні особливості. Поверхня планованої території рівна.

В основу проекту покладено метод суцільного планування, котрий забезпечує сприятливі умови для поверхневого відводу зливових вод. Відведення дощових і талих вод від будівель і споруд передбачається по спланованій поверхні в знижені точки рельєфу. Прийняті проектні ухили спланованої поверхні оберігають територію від розмиву зливовими водами.

До початку реконструкції передбачається зняття родючого шару завтовшки 0,25 м. Для цілей рекультивації.

Проїзди і автостоянка запроектовані з монолітного бетону з розрізанням швами стиснення на 15 см нижче прилеглої території. Тротуари і площадки для пішохідного руху виконані з бетонних тротуарних плиток.

Дендрологічного рішення ділянки готелю підпорядковане архітектурно - планувального вирішення території та архітектури будівель.

Проектом передбачено посадка дерев і чагарників вздовж автодоріг та тротуарів.

Орієнтація приміщень відповідає нормам. Санітарні та протипожежні розриви між поруч розташованими будівлями витримані.

1.3 Загальна характеристика проекрованої будівлі

Будівля що реконструюється є 9 поверховою, із звичайної глиняної цегли повнотілої та порожнистої.

Функціональною вимогою будівлі є перебування людей довгий час, з цією метою готель запроектований за всіма нормами і правилами будівництва.

Архітектурно-художні якості будівлі визначені естетичними критеріями краси.

Готель запроектований з усіма необхідними видами інженерного забезпечення: опаленням, гарячим водопостачанням, водопроводом, каналізацією, вентиляцією, електропостачанням, зв'язком і сигналізацією.

1.4 Об'ємно-планувальні рішення

Об'ємно-просторове рішення полягає в тому, що будівля складається з двох основних частин: житлової та ресторанної, з'єднаних між собою критим 2-х поверховим переходом.

Житлова частина готелю являє собою 9-ти поверховий будинок з ускладненою пластичною формою плану поверхів. Головний вхід і вестибюль готелю запроектовані на I поверсі, в 2-х поверховому прибудованому обсязі трапецієподібної форми. В вестибюльній групі на I поверсі розташовані приміщення прийому, оформлення та обслуговування клієнтів, сходово-ліфтового холу, адміністративні та конторські приміщення, пошта, ощадкаса, перукарня, пункт прокату, приміщення ремонту взуття та одягу і т.д. Детальніше номенклатура приміщень зазначена на планах поверхів на аркушах графічної частини проекту. Всі ці приміщення згруповані за функціональними ознаками, які дозволили організувати чіткі технологічні взаємозв'язки, підвищуючи комфорт і зручність експлуатації готелю. Висота I поверху прийнята 4,2 м.

Робоче приміщення, склади, центральна білизняна, допоміжним та технічні приміщення, АТС та інші запроектовані в цокольному поверсі.

Завантаження житлової та ресторанної частин здійснюється через критий дебаркадер, котрий поєднує цокольні поверхи готелю й ресторану.

Житлові номери розташовуються з 2-х сторін загального коридору починаючи з 2 поверху готелю. На 2,3,4,5 поверхах розміщуються однокімнатні номери на 2 чоловік, на 6,7,8 однокімнатні номери на 1 людину з лоджіями, і на 9 поверсі - номери "люкс" - двокімнатні.

Висота житлових поверхів - 2,8 м.

Для відвідувачів які не проживають у готелі мається окремий вхід в ресторан з боку пішохідного бульвару.

Всі зовнішні поверхні цегельних огорожувальних конструкцій облаштовується утепленням.

У готелі запроектовані наступні номери:

- Однокімнатних на 1 людини - 176
- Однокімнатних на 2 людини - 198
- Двокімнатних "люкс" на 2 особи - 16.

1.5 Теплотехнічний розрахунок

1.5.1 Розрахунок зовнішнього стінового огородження

З конструктивної точки зору цегляна стіна є холодною, тому ми проектуємо утеплення фасаду.

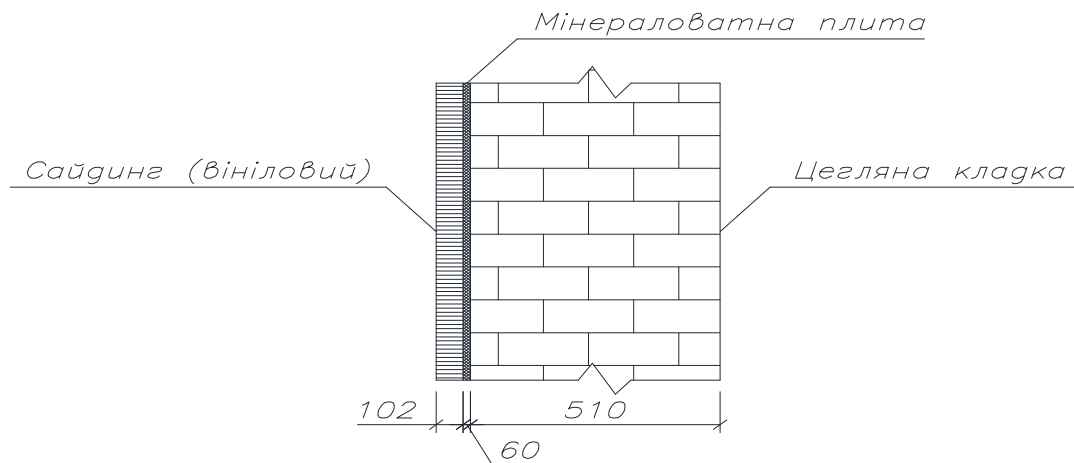


Рисунок 1.1 – Конструкція зовнішньої стіни

Згідно умови експлуатації - Б, зона вологості - 3.

Градусоднів добу опалювального періоду (ГСОП), ° С • добу, визначаємо за формулою

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{в}} - t_{\text{от.пер.}}) Z_{\text{от.пер.}}, \quad (1.1)$$

де t_v - розрахункова температура внутрішнього повітря, °C, приймається згідно з ДБН В.2.6-31:2021, рівна 20 °C;

$t_{от.пер.}$ - середня температура, °C, періоду з середньою добовою температурою повітря нижче або рівний 8° C

$t_{от.пер.}$ - тривалість, діб, періоду з середньою добовою температурою повітря нижче або рівний 8° C

$$ГСОП = (20 - (-1,5)) \cdot 152 = 3268.$$

За інтерполяцією визначаємо необхідний опір теплопередачі з умови енергозбереження для стіни $= 4,0 \text{ м}^2 \times \text{°C} / \text{Вт}$.

Необхідний опір теплопередачі, $\text{м}^2 \times \text{°C} / \text{Вт}$, огорожувальних конструкцій (за винятком світлопрозорих), з умови санітарно-гігієнічних і комфортних умов, визначають за формулою

$$R_0^{mp} = \frac{n \cdot (t_v - t_n)}{\Delta t_n \alpha_s}, \quad (1.2)$$

де n - коефіцієнт, який приймає залежно від становища зовнішньої поверхні огорожувальних конструкцій по відношенню до зовнішнього повітря, рівний 1/2;

t_v - розрахункова температура внутрішнього повітря, °C, приймається згідно нормам проектування відповідних будинків і споруд, рівна 20° C;

t_n - розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, °C, рівна середній температурі найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92, рівна -19/1;

Δt_n - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, рівний для стін 8/2;

α_s - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкцій, рівний 8,7.

$$R_0^{mp} = \frac{1 \cdot (20 - (-19))}{4,5 \cdot 8,7} = 0,99.$$

Приймаємо найбільше значення, тобто $4,0 \text{ м}^2 \times \text{°C} / \text{Вт}$.

Термічний опір R , $\text{м}^2 \times ^\circ\text{C} / \text{Вт}$, багатошарової огорожувальної конструкції слід визначати за формулою

$$R = \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i}, \quad (1.3)$$

де δ - товщина i -го шару рівна, м;

λ_i - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, $\text{Вт} / (\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$.

Для тришарового стінового огородження

$$R = \frac{0,51}{0,47} + \frac{0,06}{0,091} + \frac{0,102}{0,38} = 2,01,$$

де 0,47 - коефіцієнт теплопровідності цегляної кладки, при $\gamma_{\text{п}} = 1600 \text{ кг/м}^3$;

0,091- коефіцієнт теплопровідності жорсткої мінераловатної плити,

$\gamma_{\text{п}} = 350 \text{ кг} / \text{м}^3$;

0,38 - коефіцієнт теплопровідності вінілового сайдинга, $\gamma_{\text{п}} = 1800 \text{ кг/м}^3$.

Опір теплопередачі R_o , $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, огорожувальної конструкції слід визначати за формулою

$$R_o = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}, \quad (1.4)$$

де $\alpha_{\text{н}}$ - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні конструкції. $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$, рівний 23.

$$R_o = \frac{1}{8,7} + 2,01 + \frac{1}{23} = 4,17.$$

Так як $R_o^{\text{нр}} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт} < R_o = 4,17 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, то дана конструкція стіни відповідає вимогами теплосбереження.

1.5.2 Розрахунок покриття

Конструкція покриття для якої визначаємо товщину шарів (δ):

ПВХ мембрана	-2 мм
Цементна стяжка, ормованна	
сіткою $\Phi 3$ В1 з квадратом 100х100-40мм	
Керамзитовий ґравій $\gamma=500\text{кг/м}^3$	-300мм
Перегамін 2 слої на мастиці	-5мм
Затирка цементним розчином	-10мм
Залізобетонна плита	-220мм



Рисунок 1.2 – Конструкція покриття

Визначаємо необхідний опір теплопередачі з умови енергозбереження для покриття $R_0^{mp} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Вт}$.

Необхідний опір теплопередачі, R_0^{mp} , $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Вт}$, покриття з умови санітарно-гігієнічних і комфортних умов, за формулою (1.2)

$$R_0^{mp} = \frac{1 \cdot (20 - (-19))}{4,0 \cdot 8,7} = 1,12.$$

Приймаємо найбільше значення, тобто R_0^{mp} дорівнює $4,0 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Вт}$. Термічний опір багатошарового покриття R_k , $\text{м}^2 \times ^\circ\text{C} / \text{Вт}$, визначаємо за формулою (1.3)

$$R = \frac{0,02}{0,17} + \frac{0,04}{0,93} + \frac{0,3}{0,14} + \frac{0,005}{0,17} + \frac{0,010}{0,93} + \frac{0,22}{1,69} = 2,5,$$

де 1,69 - коефіцієнт теплопровідності ЖБ плити, при $\gamma_{\text{п}} = 2500 \text{ кг / м}^3$;

0,17 - коефіцієнт теплопровідності бітполя, при $\gamma_{\text{п}} = 600 \text{ кг / м}^3$;

0,93 - коефіцієнт теплопровідності цементно - піщаного розчину, при $\gamma_{\text{п}} = 1800 \text{ кг/м}^3$;

0,14 - коефіцієнт теплопровідності утеплювача (керамзит), при $\gamma_{\text{п}} = 500\text{кгс} / \text{м}^3$;

0,17 - коефіцієнт теплопровідності пергаміну, при $\gamma_{\text{п}} = 600 \text{ кг / м}^3$.

Опір теплопередачі R_0 , $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Вт}$, покриття, по формулі (1.4)

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + 2,5 + \frac{1}{23} = 4,66.$$

Так як $R_0^{mp} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт} < R_0 = 4,66 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, то дана конструкція задовольняє вимогам теплозбереження.

1.6 Конструктивні рішення

Стіни і перегородки. Зовнішні стіни товщиною 51 см - з звичайної глиняної цегли повнотілої та порожнистої.

Внутрішні стіни товщиною 38 см - з звичайної глиняної цегли. Також ми демонтуємо деякі перегородки і зводимо нові.

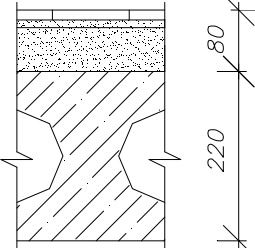
Вікна. Демонтуємо старі вікна і проводимо заміну на нові вікна - прийняті з роздільними палітурками по ДСТУ EN 14351-1:2020 Вікна на 1 - 9-му поверсі - металопластикові.

Двері. Двері теж міняєм на нові. Зовнішні прийняті по ДСТУ EN 14351-1:2020, двері внутрішні по ДСТУ EN 14351-1:2020. Двері в підвалі - дерев'яні, на 1 - 9-му поверсі і зовнішні - металопластикові.

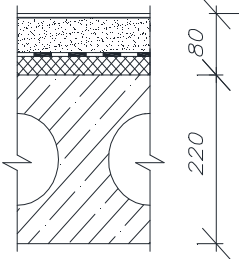
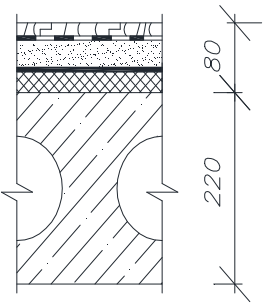
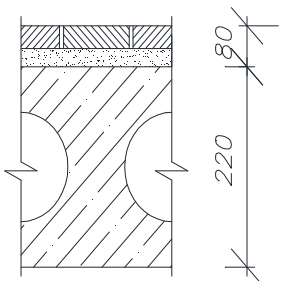
Підлоги. Підлоги - запроектовані по серії 2.244-1 вип.4 - з лінолеуму, мармурових плит, керамічні, паркетні.

Дах. Покрівля - з внутрішнім водостоком. Гідроізоляція – ПВХ мембрана з ухилом 2,5%. Утеплювач - керамзитовий гравій з $\gamma_0 = 500 \text{ кг} / \text{м}^3$.

Таблиця 1.1 – Експлікація підлог

№ з/п	Схема підлоги	Елементи підлоги та їх товщина	Площа підлоги, м ²
1	2	3	4
1		Покриття підлоги з керамічної плитки (ДСТУ Б В.2.7-282:2011) - 13 Прошарок і заповнення швів з цементно-піщаного розчину М150 - 57 Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - 57 Гідроізоляція - 1 шар ПВХ плівки Залізобетонна плита перекриття - 220	217,0

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4
2		Покриття підлоги з лінолеуму (ДСТУ Б В.2.7-282:2011) - 5 Прошарок з швидко твердіючої мастики на водостійких в'яжучих - 1 Стяжка з легкого бетону класу В7,5 g = 1200 кг / м³ - 50 Звукоізоляційний шар з дерев'яно-волокнистих плит марки М-2 і М-3 g = 250 кг / м³ - 24 Залізобетонна плита перекриття – 220	493,0
3		Покриття підлоги з штучного паркету (ДСТУ Б В.2.7-243:2010) - 15 Прошарок з швидкотвердіючої мастики на водостійких в'яжучих - 1 Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - 40 Гідроізоляція – ПВХ плівка Звукоізоляційний шар з дерев'яно-волокнистих плит марки М-2 і М-3 g = 250 кг / м³ - 24 Залізобетонна плита перекриття – 220	2370,5
4		Покриття підлоги з мармурової плити - 25 Прошарок і заповнення швів з цементно-піщаного розчину М150 - 55 Залізобетонна плита перекриття - 220	350,0

1.7 Зовнішні та внутрішні оздоблення

Цоколь - облицьовуємо природним каменем.

Зовнішні стіни – утеплюємо фасад та облаштовуємо сайдингом.

Вікна, вітражі та двері – встановлюємо нові металопластикові.

Так як ми проводимо реконструкцію. Тому за необхідності ми проводимо повторне пофарбування стель, стін та підлог.

1.8 Інженерне обладнання

Теплопостачання. Підключення системи теплопостачання передбачено до існуючої теплової мережі. Прокладка тепломережі передбачена підземна в непрохідних лоткових каналах. Трубопроводи тепломережі прийняті сталеві електрозварні і сталеві безшовні (діаметр 133x4,5). Нерухомі опори типу ТЗ по серії 4.903-10 в.4, рухливі опори - хомутові типу ОПХ.

Опалення. Проект опалення виконаний для розрахункової температури зовнішнього повітря $= -22^{\circ}\text{C}$. Джерелом теплопостачання служить вода температурою $105-70^{\circ}\text{C}$ від ЦТП. Введення тепломережі здійснюється в підпіллі, де розміщений тепловий вузол. Підключення систем опалення до теплових мереж - безпосереднє, без підмішування. У будівлі запроектована тупикова однострубна проточна система опалення з нижнім розведенням з П-образними стояками. Подають і зворотні магістралі монтуються на зварюванні з труб і з ухилом 0,002. Відключення системи передбачено в тепловому вузлі на вводі тепломережі.

Вентиляція. У приміщеннях готелю передбачена загальнообмінна вентиляція з механічним спонуканням повітря, з кабінетів - природна і механічна.

В підвалі запроектована механічна приточно-витяжна вентиляція. На подачу повітря використовується система з розрахунку $18 \text{ м}^3/\text{год}$ на одну людину. Все повітроводи - металеві. З санвузлів передбачена механічна витяжка з допомогою дахового вентилятора.

Водопостачання і каналізація. Водопостачання готелю передбачається від проєктованого кільцевого водопроводу. Тип водопровідних труб - напірні поліетиленові важкого типу, прокладаються - в залізобетонній обоймі.

Система гарячого водопостачання запроектована з відкритим водозабором з теплової мережі.

Електропостачання. Електропостачання готелю передбачається від існуючої КТП-160 кВА та існуючої ПЛ-0,4 КВ. За ступенем забезпечення надійності електропостачання готелю відноситься до 1 категорії.

Електропостачання виконано кабелем марки АПБбШв-1кВ. Силовими електроприймачами є електродвигуни сантехнічного та технологічного обладнання. Управління електродвигунами припливних і витяжних систем здійснюється дистанційно. Проектом передбачається відключення вентиляції при пожежі. Всі металеві неструмоведучих частини електрообладнання повинні бути заземлені.

Проектом передбачено робоче і аварійне освітлення.

Телефонізація. Телефонізація готелю здійснюється від АТС в одноканальної телефонної каналізації. Телефон встановлюється в кабінетах.

Радіофікація. Радіофікація виконується від центральної міської радіотрансляційної мережі. Введення радіомережі в будівлю через радіостойку. Місцеве радіомовлення здійснюється від радіотрансляційної установки.

Блискавкозахист. Для захисту від атмосферних перенапруг телеантена та трубостійки радіомережі приєднуються до блискавковідводу. Блискавковідвід приєднується до контуру заземлення з електродів забитих в ґрунт.

Висновки до розділу 1

1. В розділі прийняті основні об'ємно-планувальні рішення реконструкції будівлі готелю в місті Житомир. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підібрано конструкції та матеріали, що будуть застосовані під час реконструкції.

2. Виконано теплотехнічний розрахунок стін та покрівлі будівлі для забезпечення необхідного теплозбереження у відповідності до сучасних норм проектування.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Вихідні дані до розрахунку перевірки несучої здатності

Потрібно провести перевірочний розрахунок на залізобетонну плиту міжповерхового перекриття готелю на 540 місць при таких даних:

- План і розріз будівлі представлені на аркушах графічної частини;
- Місце будівництва – м. Житомир (2Б кліматичний район);
- Призначення будівлі - готель на 540 місць; (тимчасова навантаження складає - 1,5 кПа) /4,таб.3/;

Несучим елементом перекриття є багатопустотна панель із сімома круглими порожнечами з розмірами в плані $1,5 \times 6,0$ м. І висотою 0,22 м. Плита спирається на цегляну стіну.

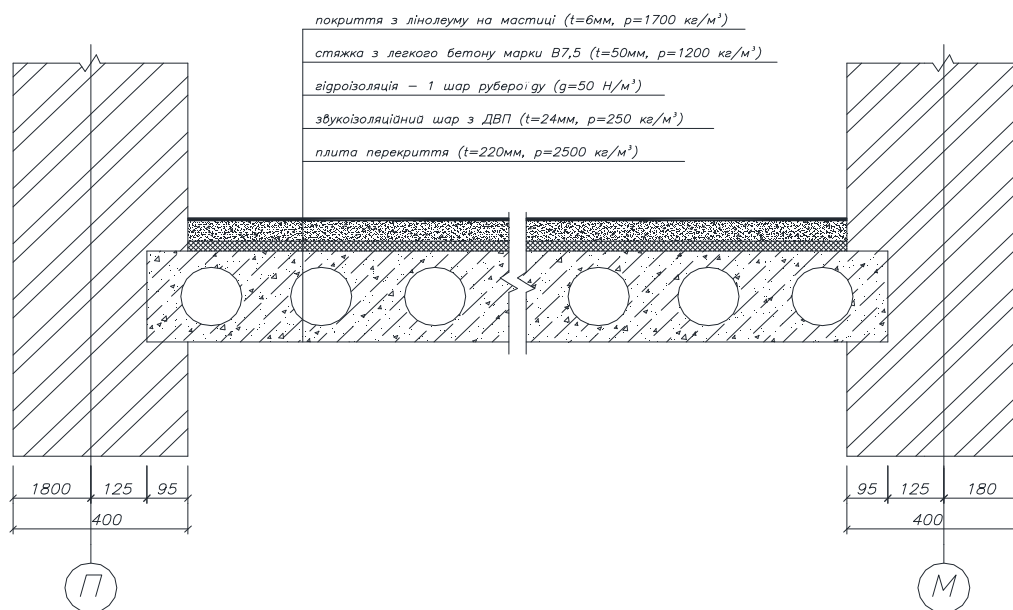


Рисунок 2.1 – Вузол спирання панелі

Для залізобетонного елемента прийнято:

- Клас бетону В20 ($R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$, $R_{b,.ser} = 15 \text{ МПа}$, $R_{bt,.ser} = 1,4 \text{ МПа}$, $E_b=240000\text{МПа}$);
- Клас робочої арматури А-IV ($R_s = 510 \text{ МПа}$, $R_{s,.ser} = 590 \text{ МПа}$, $E_s=190000\text{МПа}$);

- Клас монтажноі (конструктивної) арматури А-II.
- Передавальну міцність бетону приймемо рівної $R_{bp}=0,7 \cdot B=0,7 \cdot 20=14$ ($R_{bp}^0=1,2 \cdot 8,1=9,72$ МПа).

2.2 Статичний розрахунок

Розрахунковий проліт панелі при глибині обпирання 95 см дорівнює $l_0 = 5,98 - 0,095 - 0,095 = 5,79$ м.

Підрахунок навантаження на 1 м^2 панелі зводимо в таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 – Збір навантажень на 1 м^2 перекриття

№ з/п	Вид навантаження,	Характер. навантаж., кН/м^2	Розрахункові навантаження, кН/м^2			
			експлуатаційне		граничне	
			γ_{fe}	значення	γ_{fm}	значення
1.	Постійні Постійна від ваги: - Лінолеуму на прошарку з швидкотвердіючої мастики на водостійких в'язучих ($t=0,006\text{м}, \rho=1700 \text{ кг/м}^3$);	102	1,2	122,4	1,0	122,4
2.	- стяжки із легкого бетону марки В7,5 ($t=0,05\text{м}, \rho=1200 \text{ кг/м}^3$);	600	1,2	720	1,0	720
3.	- гідроізоляція (1 слой рубероїду) ($g=50\text{Н/м}^2$);	50	1,2	60	1,0	60
4.	- Звукоізоляційного шару з ДВП марки М-2 і М-3 ($t=0,024\text{м}, \rho=250 \text{ кг/м}^3$);	60	1,2	72	1,0	72
5.	- Плити перекриття ($t=0,11\text{м}, \rho=2500 \text{ кг/м}^3$)	2750	1,1	3025	1,0	3025
РАЗОМ:		$g^n = 3562$	-	-	-	$g = 3999,4$
Тимчасові		1500	1,2	1,0		1800
ВСЬОГО:		$g^n = 5062$	-	-	-	$g = 5799,4$

Навантаження на 1 м довжини панелі:

- Нормативна повна $q^n = 5062 \cdot 1,490 = 7542,38 \text{ Н/м} = 7,54 \text{ кН/м}$;
- Розрахункова повна $q = 5799,4 \cdot 1,490 = 8641,106 \text{ Н/м} = 8,64 \text{ кН/м}$.

Згинальний момент M , $\text{кН}\cdot\text{м}$, від розрахункового навантаження обчислюється за формулою:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8}, \quad (2.1)$$

де q - розрахункове навантаження, $\text{кН} / \text{м}$;

l_0 - розрахунковий проліт, м .

$$M = \frac{8,64 \times 5,79^2}{8} = 36,21 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечна сила Q , кН , від розрахункового навантаження обчислюється за формулою:

$$Q = \frac{q \times l_0}{2}, \quad \text{кН}, \quad (2.2)$$

$$Q = \frac{8,64 \times 5,79}{2} = 25,01 \text{ кН}.$$

Згинальний момент від характеристичного навантаження M^n , $\text{кН}\cdot\text{м}$, визначається за формулою (2.1)

$$Q^n = \frac{7,54 \times 5,79}{2} = 21,83 \text{ кН}.$$

2.3 Переріз плити

Для розрахунку багатопустотної панелі перетин приводимо до тавровим висотою $h = 22 \text{ см}$, шириною полиці см .

Обчислюємо ширину ребра двотаврового перетину b , мм

$$b = b'_f - n \cdot d, \quad (2.3)$$

де b'_f - ширина полки двотавра, мм;

n - число круглих пустот = 7 (див. рис. 2.3);

d - діаметр круглої порожнечі = 159 (див. рис. 2.3).

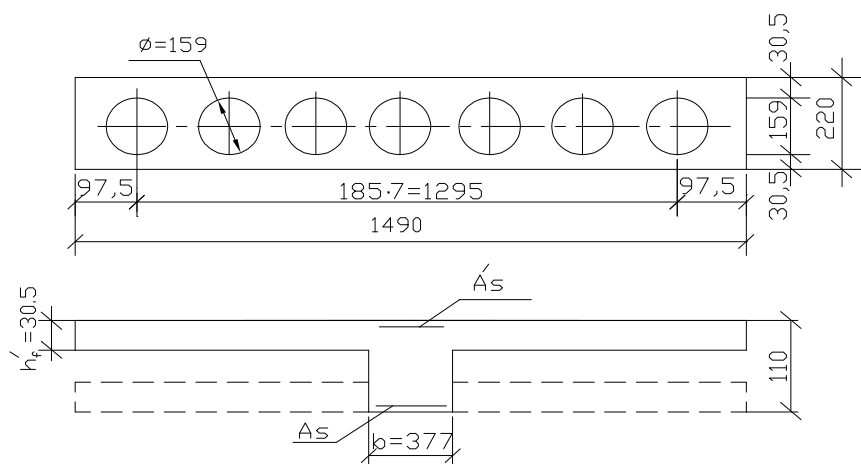


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема плити

$$b = 1490 - 7 \cdot 159 = 377 \text{ мм.}$$

Обчислюємо висоту полиці двотавра, мм

$$h'_f = (h - d) / 2, \quad (2.4)$$

де h - висота перерізу двотавра, мм.

$$h'_f = (220 - 159) / 2 = 30,5 \text{ мм.}$$

2.4 Розрахунок міцності нормального перерізу

Призначаємо товщину захисного шару бетону для зігнутих елементів конструктивно $a = 15$ мм.

Обчислюємо робочу висоту перерізу h_0 , см, за формулою

$$h_0 = h - a, \quad (2.5)$$

де h - висота перерізу елемента (см).

$$h_0 = 22 - 1,5 = 20,5 \text{ см.}$$

Обчислюємо коефіцієнт, що характеризує стиснуту зону бетону ω , по формулі

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}, \quad (2.6)$$

де α_1 - коефіцієнт, який приймає залежно від виду бетону: важкий ($\alpha_1 = 0,85$);

R_b - розрахунковий опір бетону осьового стиску, для граничного стану I групи, МПа;

$\gamma_{b2} = 0,9$ - коефіцієнт умови роботи бетону.

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,767.$$

В подальших розрахунках будемо замість (R_b) використовувати величину ($R_b \cdot \gamma_{b2}$).

Визначаємо напругу в розтягнутій арматурі. Для класу арматури А- IV, $\sigma_{sR} = R_s = 510$ МПа,

де R_s - розрахунковий опір арматури осьовому розтягу.

Встановлюємо максимальне напруження в арматурі стисненню, т.к $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$, то приймаємо $= 500$ Мпа /5.с.847/.

Обчислюємо - висоту стиснутої зони бетону за формулою

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + (\sigma_{sr} / \sigma_{sc,u})(1 - \omega/1,1)}, \quad (2.7)$$

де ω - коефіцієнт, що характеризує стиснуту зону бетону;

$\sigma_{sc,u}$ - напруга в поперечній арматурі, яке залежить від коефіцієнта напруги бетону (МПа);

σ_{sr} - напруга в попередньо-напруженої арматурі (МПа).

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + (510/500)(1 - 0,767/1,1)} = 0,586.$$

Обчислюємо A_R - коефіцієнт, що характеризує стиснуту зону бетону за формулою:

$$A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R), \quad (2.8)$$

$$A_R = 0,586(1 - 0,5 \cdot 0,586) = 0,414.$$

Приймаємо $A'_s = 0$ (площа перерізу арматури стиснутої зони (см²)) і $A'_{sp} = 0$ (площа перерізу попередньо - напруженою арматури в стислій зоні (см²)).

Визначаємо внутрішній момент перетину M_f , кН·м:

$$M_f = b'_f h'_f R_b (h_0 - 0,5 h'_f), \quad (2.9)$$

де $b'_f = 149$ см - ширина полки;

$h'_f = 3,05$ см - товщина стислій полки;

$h_0 = 20,5$ см - робоча висота перерізу;

R_b - розрахунковий опір бетону осьовому стиску, для граничного стану I групи, рівне для бетону класу B20 10,35 МПа.

$$M_f = 149 \cdot 3,05 \cdot 10,35 \cdot (20,5 - 0,5 \cdot 3,05) 100 = 89,25 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Так як $M = 36,21 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_f = 89,25 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то нейтральна вісь проходить в межах полки, і перетин розраховуємо як прямокутне, прийнявши $b = b'_f = 149$ см.

Обчислюємо A_0 - коефіцієнт, що характеризує стиснуту зону бетону за формулою

$$A_0 = M / (b h_0^2 R_b), \quad (2.10)$$

де $M = 3620602,8 \text{ Н} \cdot \text{см}$ вигинає момент від розрахункового навантаження;

b - ширина перерізу;

$h_0 = 20,5 \text{ см}$ робоча висота перерізу;

R_b - розрахунковий опір бетону осьовому стиску, для граничного стану I групи, рівне для бетону класу B20 10,35 МПа

$$A_0 = \frac{3620602,8}{10,35 \cdot 149 \cdot 20,5^2 \cdot 100} = 0,056.$$

Так як $A_0 = 0,056 < A_R = 0,414$, отже, елемент з одиночним армуванням.

Обчислюємо площу поперечного перерізу A_s , см^2 , поздовжньої арматури по формулі

$$A_s = \frac{\xi \cdot b \cdot h_0 \cdot R_b}{R_s}, \quad (2.11)$$

де $\xi = 0,06$ - відносна висота стиснутої зони бетону;

b - ширина перерізу;

$h_0 = 20,5 \text{ см}$ робоча висота перерізу;

R_b - розрахунковий опір бетону осьовому стиску, для граничного стану I групи, рівне для бетону класу B0 10,35 МПа;

R_s - розрахунковий опір в попередньо напруженій арматурі класу А-IV рівне 510 МПа

$$A_s = \frac{0,06 \cdot 149 \cdot 20,5 \cdot 10,35}{510} = 3,72 \text{ см}^2.$$

Обчислюємо мінімальну площу перерізу $A_{s.min}$, см^2 , поздовжньої арматури по формулі

$$A_{s.min} = \mu_{min} b h_0, \quad (2.12)$$

де μ_{min} - коефіцієнт армування, що приймається для балок і плит 0,0005;

b - ширина перерізу;

$h_0 = 20,5$ см робоча висота перерізу.

$$A_{s,\min} = 0,0005 \cdot 149 \cdot 20,5 = 1,53.$$

Підбираємо по сортаменту поздовжню стрижневу арматуру 8Ø10 А- IV загальною площею $A_s = 6,280 \text{ см}^2$ (дивитися з листом 1 графічної частини). Дана площа перерізу задовольняє розрахунком, так як вона більше необхідної та мінімальної площ.

Визначаємо A_{sp} площа напруженої арматури, см^2

$$A_{sp} = \frac{N[e/(\xi \cdot h_0) + 1] - R_s \cdot A_s}{\gamma_{s6} \cdot R_s}, \quad (2.13)$$

$$A_{sp} = \frac{87994 \cdot [0,495/(0,06 \cdot 20,5) + 1] - 510 \cdot 6,28}{1,0 \cdot 510} = 156.$$

де γ_{s6} - коефіцієнт умови роботи арматури.

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_R - 1) \leq \eta, \quad (2.14)$$

де η - коефіцієнт умови роботи арматури, для арматури класу А-IV = 1,2.

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1)(2 \cdot 0,15 / 0,586 - 1) = 1,00,$$

де e - відстань від сили N до центра ваги розтягнутої арматури, м.

$$e = e_{0N} - h / 2 + a, \quad (2.15)$$

$$e = 0,59 - 0,22 / 2 + 0,015 = 0,495,$$

де e_{0N} - початковий ексцентриситет, см.

$$e = e_{0N} - h/2 + a, \quad (2.16)$$

$$e = 0,59 - 0,22/2 + 0,015 = 0,495,$$

Підбираємо по сортаменту попередньо напружену арматуру 8Ø16 A-IV, $ASP = 16,080 \text{ см}^2$.

Обчислюємо розрахунковий згинальний момент M_{adm} , кН·м, що сприймається перерізом при досягненні або розрахункового граничного стану

$$M_{adm} = A_0 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 \quad (2.17)$$

$$M_{adm} = 0,056 \cdot 10,35 \cdot 100 \cdot 149 \cdot 20,5^2 = 36,30 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Т.к $M = 36,21 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{adm} = 36,30 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то несуча здатність перерізу забезпечена.

2.5 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі панелі

Припустимо, що на приопорних ділянках панелі довжиною по 1,5 м і 2,2 м з кожного боку ставимо по 4 каркаса ($n = 4$) з поперечними стержнями діаметром 4 мм, встановленими на відстані один від одного $s = 10 \text{ см}$.

Тоді обчислимо відношення модулів пружності α арматури до модуля пружності бетону за формулою

$$\alpha = E_s / E_b, \quad (2.18)$$

де E_s - модуль пружності арматури рівний для арматури класу A-II 210000 МПа;

E_b - модуль пружності бетону рівний для бетону класу B20 24000 МПа.

$$\alpha = 210000 / 24000 = 8,75.$$

Визначаємо конструктивно площа A_{sw} , см^2 , поперечної арматури

$$A_{sw} = f_w \cdot n, \quad (2.19)$$

де $n = 1$ - число поперечних стрижнів в перерізі;

$f_w = 0,785 \text{ см}^2$ - площа перерізу 1-го поперечного стрижня при діаметрі стрижня $d_w = 10,0 \text{ мм}$.

$$A_{sw} = 0,785 \cdot 1 = 0,785 \text{ см}^2.$$

Визначаємо коефіцієнт армування μ_w поперечної арматури

$$\mu_w = A_{sw} / b \cdot s, \quad (2.20)$$

де $b = 37,7 \text{ см}$ - ширина ребра;

$s = 20 \text{ см}$ - крок хомутів на приопорних ділянці.

$$\mu_w = 0,785 / 37,7 \cdot 20 = 0,001.$$

Обчислюємо коефіцієнт φ_{b1} , який оцінює здатності різних видів бетону перерозподілу зусиль по формулі

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b, \quad (2.21)$$

де β - коефіцієнт, прийнятий рівним 0,01 - для важкого бетону;

R_b - розрахунковий опір бетону осьовому стиску, для граничного стану I групи, рівне для бетону класу B20 10,35 МПа.

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 10,35 = 0,9.$$

Визначаємо коефіцієнт φ_{w1} , який враховує вплив поперечної арматури

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3, \quad (2.22)$$

де μ_w - коефіцієнт армування поперечної арматури; α - відношення модулів пружності.

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 8,75 \cdot 0,001 = 1,04 \leq 1,3 - \text{умова виконується.}$$

Для забезпечення міцності бетону на стиск, від дії головних стискаючих напружень, і для обмеження ширини розкриття тріщин, необхідна перевірка умови

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (2.23)$$

де Q - поперечна сила в нормальному перерізі, (Н);

φ_{w1} - коефіцієнт, що враховує вплив хомутів, нормальних до осі елемента;

φ_{b1} - коефіцієнт, що враховує вид бетону;

R_b - розрахунковий опір бетону осьовому стиску, для граничного стану I групи, рівне для бетону класу B20 10,35 МПа;

$b = 37,7$ см - ширина перерізу;

$h_0 = 20,5$ см робоча висота перерізу.

$$25,01 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 1,04 \cdot 0,9 \cdot 10,35 \cdot 37,7 \cdot 20,5 \cdot 100 = 224612 \text{ Н} = 22,46 \text{ кН}.$$

Так як умова (2.23) дотримано, то прийняті розміри перерізу достатні.

Коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць $\varphi_f=0$, так як розрахунок ведеться по якій таврового перетину.

Міцність похилих перерізів залізобетонних елементів, забезпечується бетоном стиснутої зони, поздовжньої арматурою і хомутами. Необхідна перевірка умови

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n), \quad (2.24)$$

де φ_{b3} - коефіцієнт, який приймається для важкого бетону 0,6;

φ_n - коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх сил дорівнює 0, так як у нас елемент без попереднього напруження;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону осьовому розтягу, прийняте для бетону B-20 ($R_{bt}=0,9 \cdot 0,9=0,81$ МПа).

$$25,01 \text{ кН} \leq 0,6 \cdot 0,81 \cdot 37,7 \cdot 20,5 \cdot 100 = 37560,5 \text{ Н} = 37,6 \text{ кН}.$$

Так як умова виконується, то розрахунок закінчено, приймаємо поперечні стрижні 8Ø10 А-II с $A_s=6,280 \text{ см}^2$, поперечну силу в похилій арматурі Q_{swb} не визначається і умова $Q \leq Q_{swb}$ не перевіряється.

Перевірка несучої здатності $M_{adm} \geq M$, кН·м

$$M_{adm} = A_R \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_B, \quad (2.25)$$

$$M_{adm} = 0,414 \cdot 37,7 \cdot 20,5^2 \cdot 10,35 = 67,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так як $M_{adm} = 67,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 36,21 \text{ кН} \cdot \text{м}$ - несуча здатність елемента забезпечена.

2.6 Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до поздовжньої осі панелі

Визначаємо величину, максимальної напруги в стислій зоні бетону, МПа

$$\sigma_b = \frac{M}{I_{red}} y + \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{op}}{I_{red}} y, \quad (2.26)$$

де I_{red} - момент інерції приведенного перерізу, см^4 .

$$I_{red} = I + \alpha I_s = \left(\frac{b_f' \cdot h^3}{12} - 6 \frac{\pi d^4}{64} \right) + \alpha \cdot A_s \cdot e_{op}^2, \quad (2.27)$$

$$I_{red} = \frac{149 \cdot 22^3}{12} - \frac{6 \cdot 3,14 \cdot 15,9^4}{64} + 8,75 \cdot 6,28 \cdot 9,55^2 = 118410 \text{ см}^4.$$

Де e_{op} - відстань від точки прикладання зусилля в напруженій арматурі до центра ваги приведенного перерізу, см.

$$e_{op} = y_{red} - a, \quad (2.28)$$

$$e_{op} = 11,05 - 1,5 = 9,55 \text{ см},$$

де y_{red} - відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу, см.

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}}, \quad (2.29)$$

$$y_{red} = \frac{23669}{2143} = 11,05 \text{ см},$$

де S_{red} - статичний момент щодо нижньої грані, см^3 .

$$S_{red} = S + \alpha S = \left(b'_f \cdot h \cdot q_n - 6 \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot q_n \right) + \alpha \cdot A_s \cdot a, \quad (2.30)$$

де q_n - нормативна повне навантаження, кН / м (таблиця 2.1).

$$S_{red} = 149 \cdot 22 \cdot 11,3 - 6 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} \cdot 11,3 + 8,75 \cdot 6,28 \cdot 1,5 = 23669 \text{ см}^3,$$

де A_{red} - площа приведеного перерізу, см^2 .

$$A_{red} = A + \alpha A_s = (b'_f \cdot h - 6 \cdot \frac{\pi d^2}{4}) + \alpha \cdot A_s, \quad (2.31)$$

$$A_{red} = 149 \cdot 22 - 6 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 8,75 \cdot 6,28 = 2143 \text{ см}^2,$$

Де P_2 - зусилля попереднього обтиску з урахуванням всіх втрат попередніх напружень, кН .

$$P_2 = \gamma_{s6} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_l) \cdot A_s \quad (2.32)$$

$$P_2 = 1,0 \cdot (443 - 100) \cdot 6,28 \cdot 100 = 215404 \text{ Н} = 215 \text{ кН},$$

де γ_{s6} - коефіцієнт умови роботи арматури підвищеної міцності дорівнює 1,1 (формула 2.14);

σ_{sp} - початкове попереднє напруження арматури, МПа .

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot R_{s,ser}, \quad (2.33)$$

Де $R_{s,ser}$ - розрахунковий опір арматури розтягуванню для граничного стану другої групи для арматури А-IV рівне 590 МПа.

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot 590 = 443 \text{ МПа},$$

Де σ_l - повні втрати напружень, МПа.

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2}, \quad (2.34)$$

$$\sigma_{l1} = 0,03 \cdot \sigma_{sp}, \quad (2.35)$$

$$\sigma_{l1} = 0,03 \cdot 443 = 13,3 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9, \quad (2.36)$$

Де σ_8 - втрати напружень від усадки бетону (35 МПа).

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp} / R_{bp}, \quad (2.37)$$

Де σ_{bp} - стискальне напруження в бетоні в стадії попереднього обтиску з урахуванням втрат, МПа.

R_{bp} - Передавальна міцність бетону, МПа.

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,3 = 38,25 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{l2} = 35 + 38,25 = 73,25 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_l = 13,3 + 73,25 = 86,55 < 100 \text{ МПа}.$$

В подальшому розрахунку сумарні втрати слід приймати. $\sigma_l = 100 \text{ МПа}$.

Тоді

$$\sigma_b = \frac{3620602,8}{118410 \cdot 100} (22 - 11,05) + \frac{215404}{2143 \cdot 100} - \frac{215404 \cdot 9,55}{118410 \cdot 100} (22 - 11,05) = 3,9 \text{ МПа}.$$

Визначаємо момент тріщиноутворення, кН·м

$$M_{crc} = R_{b,ser} \cdot W_{pl} + \gamma_{sp} \cdot P_2 (e_{op} + r), \quad (2.38)$$

де $R_{b,ser}$ - розрахунковий опір бетону для граничного стану другої групи, МПа (для В-20 = 15,0 МПа);

W_{pl} - пружньопластичний момент опору щодо нижньої межі, см³.

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red}, \quad (2.39)$$

$$W_{pl} = 1,5 \cdot 10716 = 16074 \text{ см}^3,$$

де γ - коефіцієнт рівний 1,5;

W_{red} - момент опору щодо нижньої межі, см³

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}}, \quad (2.40)$$

$$W_{red} = \frac{118410}{11,05} = 10716 \text{ см}^3,$$

Де r - відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки, см.

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (2.41)$$

де $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser}$ $1 < \varphi < 0,7$ /5, с.269/

W_{red} - максимальна напруга в стисломому бетоні від зовнішнього навантаження і зусилля попереднього напруження, МПа.

$$r = 1 \frac{10716}{2143} = 5,0.$$

Тоді $M_{crc} = 15 \cdot 16074 + 0,86 \cdot 215404(9,55 + 5,0) = 2936460 \text{ Н} \cdot \text{см} = 29,4 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 36,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

У перетині, нормальному до поздовжньої осі елемента, утворюються тріщини, тому необхідний розрахунок по їх розкриттю.

2.7 Розрахунок по розкриттю тріщин в перерізі, нормальному до поздовжньої осі елемента

Визначаємо коефіцієнт армування перерізу без урахування стислих звисів полиць

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}, \quad (2.42)$$

Де b - ширина ребра, см.

$$b = b'_f - 2b_{ov}, \quad (2.43)$$

$$b = 149 - 2 \cdot 43 = 63,$$

Де b_{ov} - ширина звису полиць, см.

$$b_{ov} = A / h_1 \cdot 2, \quad (2.44)$$

$$b_{ov} = 200 / 13,9 \cdot 2 = 4,3,$$

де h_1 - висота прямокутного отвору.

$$h_1 = \sqrt{12 \cdot I / A}, \quad (2.45)$$

$$h_1 = \sqrt{12 \cdot 3215 / 200} = 13,9,$$

де I - момент інерції відносно центра ваги, см⁴

$$I = \pi \cdot d^4 / 64, \quad (2.46)$$

$$I = 3,14 \cdot 159^4 / 64 = 3215,$$

Де А - площа одного отвору, см².

$$A = \pi \cdot d^2 / 4, \quad (2.47)$$

$$A = 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 200.$$

$$\mu = \frac{6,28}{63 \cdot 20,5} = 0,005 < 0,02.$$

Визначаємо коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць

$$\varphi_f = \frac{[(b'_f - b)h'_f + A_s(\alpha / 2\nu)]}{b \cdot h_0}, \quad (2.48)$$

де h'_f - висота верхньої та нижньої полиць, см;

ν - коефіцієнт, що характеризує пружнопластичний стан бетону стиснутої зони = 0,45;

A'_s - площа поздовжніх стрижнів верхньої сітки ($A'_s = 0,49 \text{ см}^2$, 7Ø3 Вр-I).

$$h'_f = 3 + \frac{d - h_1}{2}, \quad (2.49)$$

$$h'_f = 3 + \frac{15,9 - 13,9}{2} = 4.$$

$$\varphi_f = \frac{[(149 - 63) \cdot 4 + 0,49 \cdot (8,75 / 2 \cdot 0,45)]}{63 \cdot 20,5} = 0,27.$$

Визначаємо коефіцієнт λ

$$\lambda = \varphi_f [1 - (h'_f / 2 \cdot h_0)] \quad (2.50)$$

$$\lambda = 0,27 [1 - (4 / 2 \cdot 20,5)] = 0,24.$$

Визначаємо згинальний момент від повного навантаження, кН·м.

Обстискаюча сила P прикладена в центрі ваги арматури, т.е $= 0$, при цьому

$$M_{tot} = M + P_2 e_{sp}, \quad (2.51)$$

$$M_{tot} = 36,21 + 0 = 36,21 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Визначаємо коефіцієнт δ_m

$$\delta_m = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,ser}}, \quad (2.52)$$

$$\delta_m = \frac{3620602,8}{63 \cdot 20,5^2 \cdot 15 \cdot 100} = 0,09.$$

Визначимо зусилля обтисненню P_2 з коефіцієнтом точності, кН

$$P_2 = \gamma_{sp} \cdot P_2, \quad (2.53)$$

де γ_{sp} - коефіцієнт точності $= 0,86$.

$$P_2 = 0,86 \cdot 215404 = 185247 \text{ Н} = 185 \text{ кН}.$$

Визначимо ексцентриситет поздовжнього зусилля $N_{tot} = P_2$ щодо центру перерізу при дії повного навантаження, $e_{s,tot}$, см

$$e_{s,tot} = \frac{M}{P_2}, \quad (2.54)$$

$$e_{s,tot} = \frac{36206028}{185247} = 19,55 \text{ см}.$$

Визначимо відносну висоту стиснутої зони ξ

$$\xi = \frac{1}{\beta + [1 + 5(\delta + \lambda)] / (10\mu\alpha)} + \frac{1,5 - \varphi_f}{11,5 \cdot e_{s,tot} / h_0 - 5}, \quad (2.55)$$

де β - коефіцієнт, що враховує вид і клас бетону = 1,8.

$$\xi = \frac{1}{1,8 + [1 + 5(0,09 + 0,24)] / (10 \cdot 0,005 \cdot 8,75)} + \frac{1,5 - 0,27}{11,5 \cdot 19,55 / 20,5 - 5} = 0,24.$$

Визначаємо плече внутрішньої пари, см

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \cdot \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right], \quad (2.56)$$

$$z = 20,5 \left[1 - \frac{\frac{4}{20,5} \cdot 0,27 + 0,24^2}{2(0,27 + 0,24)} \right] = 18,3 \text{ см.}$$

Визначимо припущення напруги σ_s в розтягнутій арматурі при дії всього навантаження, Мпа.

$$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - e_{sp})}{A_s \cdot z}, \quad (2.57)$$

$$\sigma_s = \frac{3620602,8 - 185247(18,3 - 0)}{6,28 \cdot 18,3 \cdot 100} = 153,5.$$

Визначимо значення діаметра арматури, мм $d = 10$.

Визначимо шукану ширину нетривалого розкриття тріщин на рівні арматури, мм.

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_e \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \sqrt[3]{d}, \quad (2.58)$$

де δ - коефіцієнт, що враховує вид силового впливу; для згинальних елементів і позacentрово стиснутих $= 1$;

ϕ_l - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження $\phi_l = 1$;

η - коефіцієнт, що характеризує напруга зчеплення арматури з бетоном, для стрижнів періодичного профілю, $\eta = 1/5$.

$$a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{1535}{190000} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,005) \sqrt[3]{10} = 0,1 \text{ мм.}$$

що менше допустимої величини $a_{crc,adm} = 0,4 \text{ мм.}$

2.8 Розрахунок по утворенню тріщин перетинів, похилих до поздовжньої осі панелі

Визначаємо приведений статичний момент, розташований вище центру ваги, щодо осі, см^3

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{4}{2}\right) + b, \quad (2.59)$$

$$S_{red} = 149 \cdot 4 \cdot \left(12,7 - \frac{4}{2}\right) + 63 = 6440.$$

Визначимо дотичне напруження на рівні центру ваги перерізу, МПа

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{I_{red} \cdot b}, \quad (2.60)$$

$$\tau_{xy} = \frac{25010 \cdot 6440}{118410 \cdot 63 \cdot 100} = 0,22.$$

Визначаємо нормальне напруження на рівні центру ваги перерізу, МПа

$$\sigma_x = \frac{P_2}{A_{red}}, \quad \sigma_y = 0, \quad (2.61)$$

$$\sigma_x = \frac{185247}{2143} = 0,87 \text{ МПа.}$$

Визначимо головні розтягуючі зусилля, МПа

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (2.62)$$

$$\sigma_{mt} = \frac{0,87 + 0}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,87 + 0}{2}\right)^2 + 0,22^2} = 0,98 \text{ МПа.}$$

Визначаємо головні стискаючі напруження, МПа

$$\sigma_{mc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (2.63)$$

$$\sigma_{mc} = \frac{0,87 + 0}{2} - \sqrt{\left(\frac{0,87 + 0}{2}\right)^2 + 0,22^2} = -0,105 \text{ МПа.}$$

Визначаємо коефіцієнт умови роботи бетону

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{bt,ser}}{0,2 + \alpha_b \cdot B}, \quad (2.64)$$

де В - клас бетону по міцності на стиск (В-20);

$\alpha_b = 0,01$ - для важкого бетону.

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - 0,105/15}{0,2 + 0,01 \cdot 20} = 2,48 > 1.$$

Приймаємо $\gamma_{b4} = 1$.

перевіряємо умову

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} \cdot R_{bt,ser}, \quad (2.65)$$

$0,98 \leq 1,40$ - умова виконується, отже, похилі тріщини відсутні, тому розрахунок по розкриттю тріщин непотрібно.

2.9 Розрахунок за деформаціями

Оскільки відношення $l/h=600/22=27,3 > 10$, то визначаємо тільки величину прогину, зумовлену дією згинального моменту, без урахування впливу поперечних сил.

Гранично допустимий прогин для розглянутої плити $f_{adm} = l / 200 = 600 / 200 = 3$ см. Він обумовлений естетичними вимогами, тому розрахунок за деформаціями виробляємо тільки на дію постійних навантажень при коефіцієнті надійності по навантаженню, рівному одиниці.

Так як в перерізі, нормальному до поздовжньої осі панелі, тріщини утворюються тільки при дії всього навантаження, а при дії тільки постійною вони закриваються, то розрахунок за деформаціями будемо робити як для елементів без тріщин, але з урахуванням збільшення кривизни і прогину на 20%.

Обчислюємо кривизну від постійного навантаження, $1 / \text{см}$

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}, \quad (2.66)$$

де φ_{b1} - коефіцієнт, що враховує зниження жорсткості перерізу внаслідок короткочасної повзучості бетону, що дорівнює для важкого бетону 0,85;

φ_{b2} - коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону на деформації елементів без тріщин, що дорівнює 2,0.

$$\frac{1}{r_2} = \frac{36206028 \cdot 2}{0,85 \cdot 24000 \cdot 118410 \cdot 100} = 4,3 \cdot 10^{-5}.$$

Визначаємо кривизну від короткочасного вигину, $1 / \text{см}$

$$\frac{1}{r_3} = \frac{P \cdot e_{op}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}, \quad (2.67)$$

$$\frac{1}{r_3} = \frac{185247 \cdot 9,55}{0,85 \cdot 24000 \cdot 118410 \cdot 100} = 0,73 \cdot 10^{-5}.$$

Визначаємо напругу обтиснення бетону верхнього волокна, МПа

$$\sigma_{bp} = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 \cdot e_{op}}{I_{red}} \cdot d, \quad (2.68)$$

$$\sigma_{bp} = \frac{185247}{2143 \cdot 100} - \frac{185247 \cdot 9,55}{118410 \cdot 100} \cdot 12,7 = -1,04.$$

Визначаємо кривизну зумовлену вигином елемента внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля обтиску Р, 1 / см

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\sigma_b}{E_s \cdot h_0}, \quad (2.69)$$

$$\frac{1}{r_4} = \frac{10,8 + 35 + 38,25}{190000 \cdot 20,5} = 2,2 \cdot 10^{-5}.$$

Обчислюємо прогин від постійного навантаження, см

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{r_2} \cdot l_0^2, \quad (2.70)$$

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot 4,3 \cdot 10^{-5} \cdot 561^2 = 1,4 \text{ см.}$$

Визначаємо прогин від короткочасного вигинаючи, см

$$f_3 = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{r_3} \cdot l_0^2, \quad (2.71)$$

$$f_3 = \frac{1}{8} \cdot 0,73 \cdot 10^{-5} \cdot 561^2 = 0,3.$$

Визначаємо прогин від тривалого вигинаючи, см

$$f_4 = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{r_4} \cdot l_0^2 \quad (2.72)$$

$$f_4 = \frac{1}{8} \cdot 2,2 \cdot 10^{-5} \cdot 561^2 = 0,9.$$

Обчислюємо сумарний прогин при дії навантаження

$$f = 1,4 - 0,3 - 0,9 = 0,2 \text{ см} < 3, \quad (2.73)$$

не перевищує допустиму величину.

Висновки до розділу 2

1. Проведено перевірочний розрахунок збірної залізобетонної круглопустотної плити перекриття на нові навантаження згідно сучасних норм проектування.

2. Несуча здатність існуючих конструкцій дозволяє їх використання в умовах нових навантажень, що будуть діяти після реконструкції будівлі готелю.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Мета та задачі наукових досліджень

Метою даної роботи є дослідження напружено-деформованого стану похилих перерізів згинальних залізобетонних балок до підсилення при дії одноразового навантаження.

Для досягнення зазначеної **мети** були поставлені наступні **задачі**:

- опрацювати результати експериментальних випробувань згинальних залізобетонних балок до підсилення;
- встановити дійсний напружено-деформований стан похилих перерізів згинальних залізобетонних балок при дії одноразового навантаження;
- побудувати градувальні криві залежності деформацій бетону та арматури дослідних зразків від росту зовнішнього навантаження, для можливості їх порівняння з підсиленими зразками;
- застосувати «фермову» модель, що покладена в основу ДСТУ Б В.2.6-156:2010, для розрахунку похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів та порівняти її з іншими моделями розрахунку.

3.2 Програма і методика проведення експериментальних досліджень

В межах попередньо проведених експериментальних досліджень було виготовлено 12 залізобетонних балок, 18 бетонних призм і 18 бетонних кубів.

Випробування призм і кубів виконували з метою визначення міцнісних та деформативних характеристик бетону, що був використаний для виготовлення залізобетонних балок. При цьому випробування кубів та призм виконували у віці 28 діб, на час випробування балок без підсилення та на час випробування підслених балок.

Обсяг та предмет експериментальних досліджень наведено в табл. 3.1.

Проаналізувавши результати попередніх досліджень, було передбачено виконувати підсилення похилих перерізів балок при двох випадках їх початкового напружено-деформованого стану до підсилення. Частину балок у кількості 4 штук було підсилено без їх попереднього випробування. Такі балки моделюють залізобетонні конструкції, які ще не піддавались дії експлуатаційного навантаження, але внаслідок помилок при проектуванні чи збільшення проектного навантаження потребують підсилення.

Друга частина балок у кількості 8 штук спочатку піддавалась випробуванню до навантаження, при якому ширина розкриття похилих тріщин та поздовжній прогин перевищували нормативні значення. Після цього балки розвантажувалися і виконували їх підсилення.

Таблиця 3.1 – Програма та обсяг експериментальних досліджень

№ серії	Характеристика і розміри зразків (мм)	К-сть зразків	Предмет досліджень
1	Залізобетонні балки 2000 × 160 × 100	12	Напружено-деформований стан, міцність, зміна прогинів, ширини розкриття нормальних і похилих тріщин при короткочасному одноразовому та повторному малоциклового навантаженні різних рівнів балок до їх підсилення і після підсилення похилих перерізів
	Бетонні призми 150 × 150 × 600	18	Призмova міцність та деформативні характеристики бетону у віці 28 діб та на час випробування балок
	Бетонні куби 150 × 150 × 150	18	Кубова міцність бетону у віці 28 діб та на час випробування балок

Для експериментальних досліджень було виготовлено залізобетонні балки довжиною 2000 мм та розмірами поперечного перерізу 160 × 100 мм (рис. 3.1). Армувались балки двома плоскими зварними каркасами, які потім об'єднувались у просторовий. У якості поздовжньої арматури використано 2 стержні Ø12 A500C, відсоток поздовжнього армування становить $\mu_s = 1,41\%$. Конструктивна арматура в дослідних зразках прийнята із сталі Ø4 Вр-I. Поперечне армування

було призначене із поперечних стержнів (хомутів) діаметром 3 мм класу Вр-I, які розташовувались з кроком $s_w = 75$ мм. З'єднання поздовжньої і поперечної арматури в каркас було виконано контактним зварюванням на промисловому обладнанні.

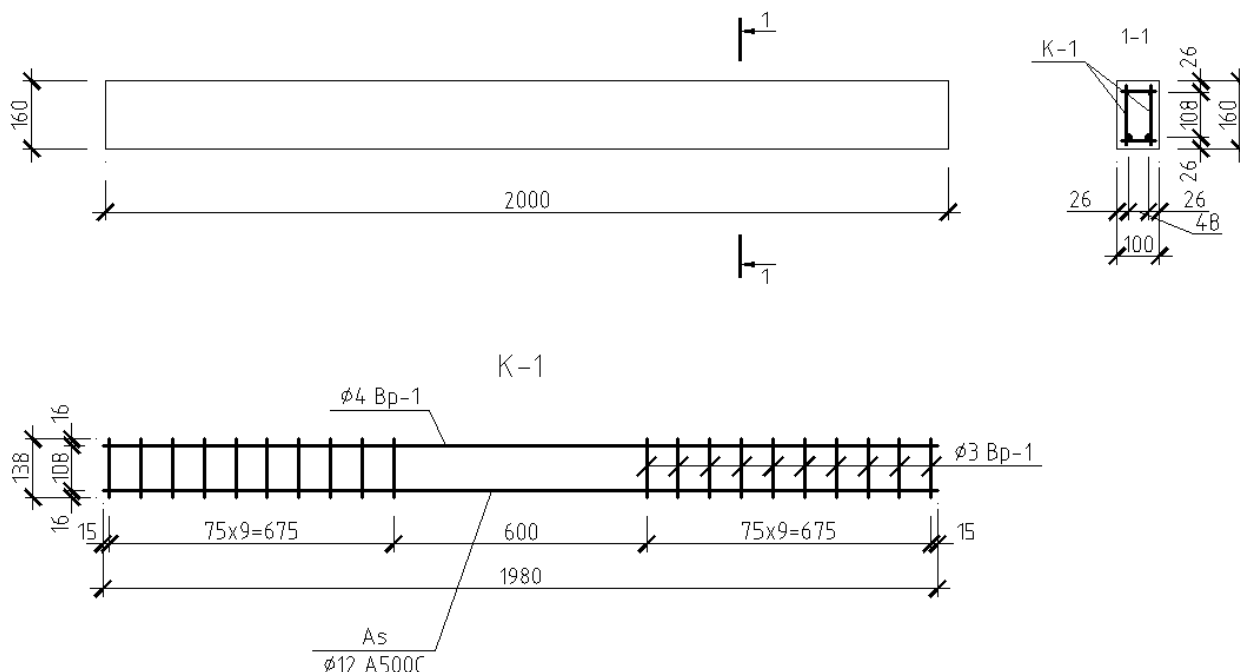


Рисунок 3.1 – Конструкція експериментальних балок

Всі балки, контрольні куби та призми виготовлялися із бетону заводського замісу класу С30/35 складу Ц:Щ:П=1:1,87:3,97 при В/Ц=0,51. Використано цемент марки М500 Здолбунівського цементного заводу, пісок Ясинського кар'єру без домішок середньої крупності та щебінь Селіщанського кар'єру Рівненської області фракції 5...20 мм.

3.3 Несуча здатність експериментальних балок до підсилення

На першій стадії дослід у відповідності до розробленої методики експериментальних досліджень було випробувано вісім залізобетонних балок до підсилення, дві з яких піддавалися однократному навантаженню, а інші шість – повторним малоцикловим навантаженням. За граничне навантаження було прийнято момент утворення похилих тріщин шириною $w_k = 0,4$ мм. В такому стані

балка не є фізично зруйнованою, але втрачає експлуатаційну надійність [14]. Після досягнення такого стану зразки розвантажували до нуля.

В результаті випробування балок БОП-1 і БОП-2 вони досягнули межі придатності до нормальної експлуатації по похилим перерізам (ширина розкриття похилих тріщин досягнула або перевищила значення $w_k=0,4$ мм) при навантаженні $V_u=42$ кН (табл. 3.2). Тому значення навантаження $V_u=42$ кН розглядали як граничне експлуатаційне однократне навантаження. Характер тріщиноутворення балок до підсилення БОП-1 і БОП-2 розглянуто на рис. 3.2.

Таблиця 3.2 – Граничне експлуатаційне навантаження на балки до підсилення при одноразовому навантаженні

№ з/п	Марка балки	Граничний момент M_u , кНм	Гранична поперечна сила V_u , кН	Ширина розкриття тріщини в момент граничного навантаження, мм	
				нормальної	похилої
Граничне експлуатаційне однократне навантаження					
1	БОП-1	12,6	42,0	0,12	0,46
2	БОП-2	12,6	42,0	0,16	0,5

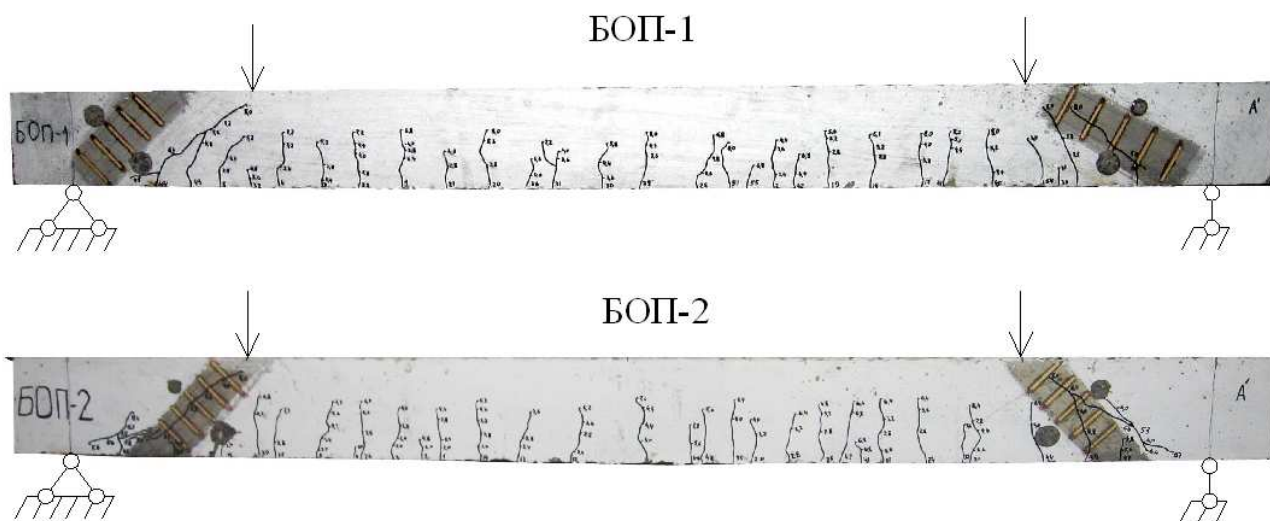


Рисунок 3.2 – Характер тріщиноутворення в непідсиленних балках при одноразовому навантаженні

3.4 Напружено-деформований стан похилих перерізів залізобетонних балок при дії одноразового навантаження

Згідно отриманих експериментальних даних було побудовано графіки розвитку деформацій бетону похилих перерізів, поперечної арматури балок до підсилення. Розглянемо як відбувався розвиток зазначених деформацій на прикладі балок до підсилення БОП-1 та БОП-2 (рис. 3.3 – 3.6).

До значення поперечної сили $V=20$ кН, яке відповідає моменту утворення перших похилих тріщин, крива деформування бетону похилих перерізів балок до підсилення БОП-1 і БОП-2 має прямолінійний характер (рис. 3.3, 3.4). Зі збільшенням навантаження на графіках можна відмітити перелом, який свідчить про різке збільшення деформацій розтягнутого бетону непідсилених балок. В цей момент в роботу включається поперечна раматура. Також слід відмітити, що сумарні відносні деформації бетону похилих перерізів суттєво перевищують значення відносних граничних деформацій розтягу бетону ε_{ctu} , оскільки в базу індикаторів, які були розташовані в похилих перерізах, потрапляла одна або дві похилі тріщини.

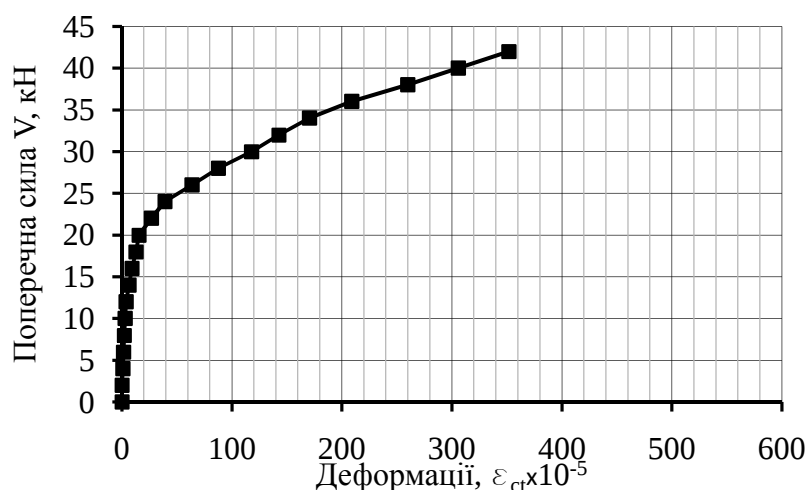


Рисунок 3.3 – Деформації бетону похилих перерізів балки БОП-1 до підсилення

Перша криволінійна ділянка до навантаження $V = 20$ кН характеризує сприйняття поперечної сили переважно бетоном. Зі збільшенням навантаження до

руйнування крива набуває прямолінійний характер, оскільки частину поперечної сили починає сприймати поперечна арматура. Такі висновки підтверджують графіки деформування поперечної арматури балок (рис. 3.5, 3.6).

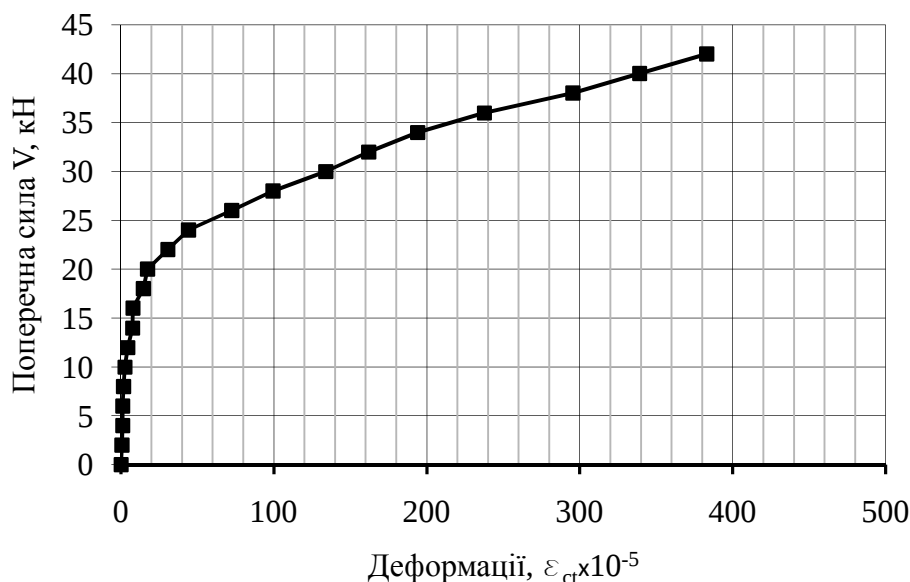


Рисунок 3.4 – Деформації бетону похилих перерізів балки БОП-2 до підсилення

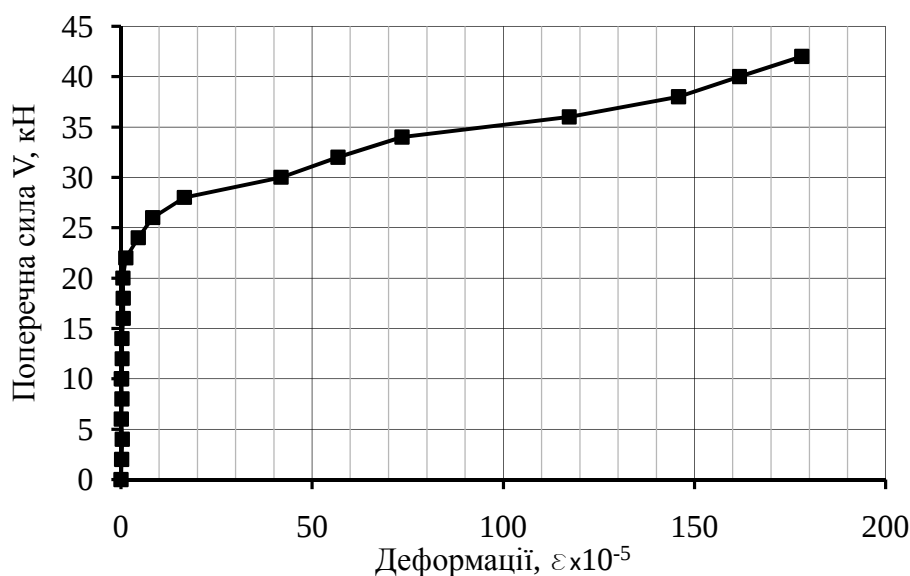


Рисунок 3.5 – Деформації поперечної арматури балки БОП-1 до підсилення

Проаналізувавши графіки зображені на рис. 3.5 та 3.6 необхідно зазначити, що максимальні деформації поперечної арматури зазначених зразків не досягають значень межі текучості. Це можна пояснити тим, що зразки до підсилення були

звантажені до експлуатаційного навантаження, що обмежувалось шириною розкриття похилої тріщини значенням $w_k = 0,4$ мм. Згідно діючих норм в такому стані залізобетонний згинальний елемент не придатний для подальшої нормальної експлуатації, однак ще не є фізично зруйнованим і має деякий запас міцності.

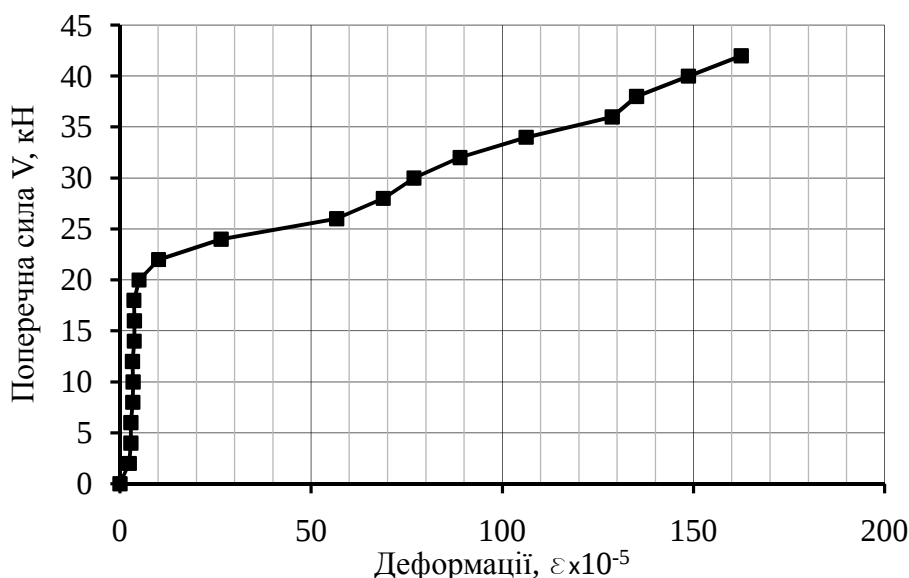


Рисунок 3.6 – Деформації поперечної арматури балки БОП-2 до підсилення

3.5 Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів з використанням «фермової» моделі

Враховуючи рекомендації [18] та методику ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [14], щодо розрахунку поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів, приймаємо що гіпотеза плоских перерізів є справедливою.

Згідно [14], для розрахунку елементів, які мають поперечну арматуру, необхідно використовувати «фермову» модель (рис. 3.7). Розрахункова схема залізобетонної балки, при використанні зазначеного методу ферменної аналогії, має вигляд статично визначеної ферми, яка складається з наступних елементів:

– верхній стиснутий пояс А – сприймає рівнодіючу стискаючих напружень F_c ;

- нижній розтягнутий пояс С – сприймає рівнодіючу напружень розтягу в розтягнутий поздовжній арматурі F_{td} ;
- розтягнуті розкоси D – моделюють поперечне армування;
- стиснуті розкоси В – моделюють стиснуті бетонні умовні елементи.

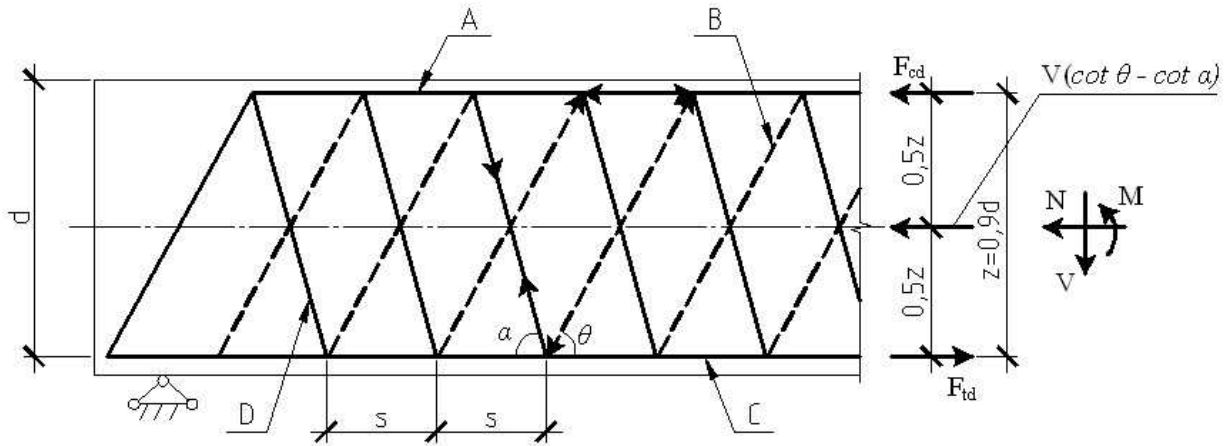


Рисунок 3.7 – «Фермова» модель розрахунку несучої здатності похилих перерізів елементів з поперечним армуванням

Таким чином, дана модель розрахунку встановлює участь внутрішньої і зовнішньої поперечної арматури у сприйнятті лише розтягуючих зусиль, а бетон – лише стискаючих зусиль. Вузли ідеалізованої ферми розміщені з кроком s , який відповідає кроку поперечних стержнів. Виходячи з наведеної розрахункової схеми, яка використана у нормах [14], та вище розглянутих передумов, розрахункову поперечну силу, яку може сприйняти залізобетонний елемент, необхідно визначати за формулою:

$$V_{Rd,sf} = V_{Rd,s} + V_{Rd,f} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \tan \alpha_1) \cdot \sin \alpha_1 +$$

$$+ \frac{A_{fw}}{s_f} \cdot z \cdot f_{ywf} \cdot (\cot \theta + \tan \alpha_2) \cdot \sin \alpha_2, \quad (3.1)$$

де $V_{Rd,s}$ – поперечна сила, яку сприймає внутрішня поперечна арматура (у випадку її відсутності $V_{Rd,s}=0$);

$V_{Rd,f}$ – поперечна сила, яку сприймає зовнішня поперечна арматура (елементи підсилення);

α_1 – кут нахилу внутрішньої поперечної арматури до поздовжньої осі елемента;

α_2 – кут нахилу зовнішньої поперечної арматури до поздовжньої осі елемента.

При цьому, розрахункова поперечна сила $V_{Rd,sf}$, визначена за формулою (3.1), не повинна перевищувати максимальну поперечну силу $V_{Rd,max}$, яка відповідає граничній міцності стиснутого умовного бетонного розкосу і визначається за формулою:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta). \quad (3.2)$$

У випадку, коли в елементі встановлене лише вертикальне поперечне армування, формула (3.1) набуде вигляду:

$$V_{Rd,sf} = V_{Rd,s} + V_{Rd,f} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta + \frac{A_{fw}}{s_f} \cdot z \cdot f_{ywf} \cdot \cot \theta. \quad (3.3)$$

Якщо проаналізувати формули (3.1), (3.2), можна зробити висновок, що при повному використанні міцнісних властивостей бетону найбільшого значення поперечної сили можна досягнути в тому випадку, коли міцність розтягнутих розкосів $V_{Rd,sf}$ і стиснутих розкосів $V_{Rd,max}$ будуть рівними, тобто виконується умова:

$$V_{Rd,sf} = V_{Rd,max}. \quad (3.4)$$

Виконання зазначеної умови призводить до переармування елемента поперечною арматурою, тому не дає ефективного рішення. У зв'язку з цим, в нормах [14] на розсуд проектувальника дозволено вибирати значення кута нахилу

стиснутого умовного бетонного розкосу до поздовжньої осі бакли θ , таким чином щоб величина $\cot\theta$ знаходилася в межах:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5. \quad (3.5)$$

Тому значення кута θ і відповідно величини $\cot\theta$ необхідно приймати таким чином, щоб входити в межі (3.5), щоб була забезпечена міцність стиснутого умовного бетонного розкосу ($V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$) та встановлено мінімальну кількість внутрішньої і (або) зовнішньої поперечної арматури.

Несуча здатність похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при розрахунку згідно методики [23] набуде вигляду:

$$Q = Q_b + Q_{sw} + Q_{fw}, \quad (3.6)$$

де $Q (V_{Ed})$ – значення поперечної сили, що сприймається похилим перерізом;

$Q_b (V_{cd})$ – поперечна сила, що сприймається бетоном;

$Q_{sw} (V_{Rd,s})$ – поперечна сила, що сприймається внутрішньою поперечною арматурою;

$Q_{fw} (V_{Rd,f})$ – поперечна сила, що сприймається зовнішньою поперечною арматурою.

3.6 Розрахунок ширини розкриття похилих тріщин згинальних залізобетонних елементів

Згідно норм проектування [14] в загальному випадку ширину розкриття тріщин пропонується визначати за формулою:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (3.7)$$

де $s_{r,max}$ – максимальний крок тріщин;

ε_{sm} – середні деформації в арматурі;

ε_{cm} – середня деформація бетону між тріщинами.

Таким чином, у випадку знаходження ширини розкриття похилих тріщин значення $s_{r,max}$ відповідатиме максимальному кроку тріщин нахилених до поздовжньої осі елемента. Величина $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ може визначатися за наступною формулою [14]:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \uparrow, \quad (3.8)$$

де у випадку знаходження ширини розкриття похилих тріщин:

σ_s – напруження в поперечній арматурі;

$f_{ct,eff}$ – середня величина міцності бетону на розтяг в той момент часу, коли очікується поява похилих тріщин;

α_e – відношення E_s/E_{cm} ;

$\rho_{p,eff}$ – визначається за формулою:

$$\rho_{p,eff} = (A_{sw} + \xi_1^2 A'_p) / A_{c,eff}, \quad (3.9)$$

A_{sw} – площа поперечної арматури;

A'_p – площа напруженої арматури;

$A_{c,eff}$ – ефективна площа розтягнутого бетону, пропонується визначати згідно рис. 4.19;

ξ_1 – визначається згідно з виразом (3.5) [14];

k_t – коефіцієнт, який залежить від тривалості навантаження

$k_t=0,6$ для короткотривалого навантаження,

$k_t=0,4$ для довготривалого навантаження.

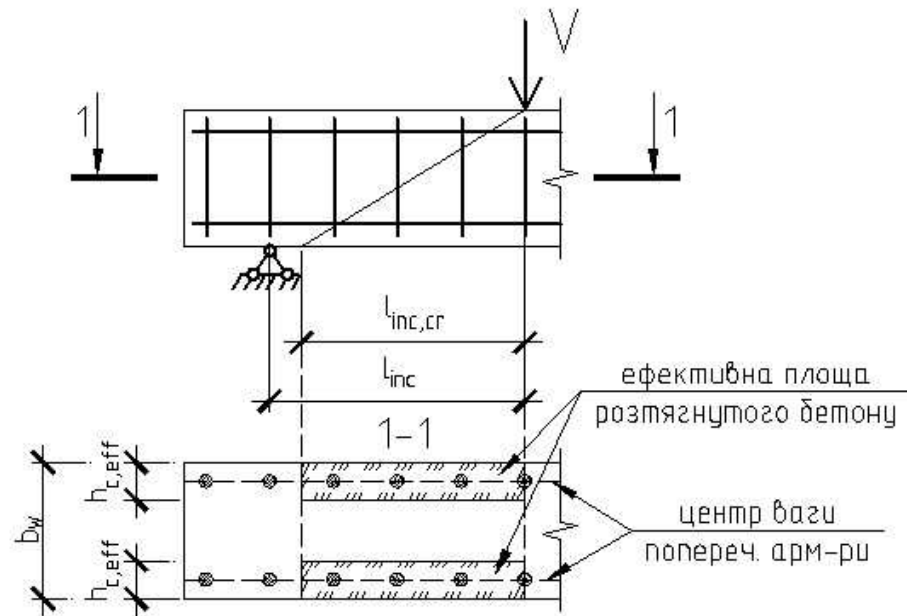


Рисунок 3.8 – Ефективна площа розтягнутого бетону при визначенні ширини розкриття похилих тріщин

За критерій вичерпання несучої здатності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів пропонується вважати досягнення в елементах армування граничних значень деформацій. Тому у випадку знаходження ширини розкриття похилих тріщин в залізобетонних елементах, величину $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ пропонується замінити наступною спрощеною формулою (3.10):

$$\varepsilon_{sfm} = \frac{\eta_{cycl} \cdot \sigma_f}{\gamma_{cycl} \cdot E_f}, \quad (3.10)$$

де: σ_f – напруження в зовнішній арматурі. Для елементів розрахованих на дію граничної поперечної сили $V_{Rd,ni\delta c.}$, яку може сприймати елемент, значення σ_f необхідно приймати рівним умовному розрахунковому опору зовнішньої арматури f_{ywf} , визначеному за виразом (3.8). У випадку, якщо залізобетонний елемент розрахований на дію поперечної сили, меншої ніж $V_{Rd,ni\delta c.}$, то значення σ_f буде прямо пропорційно менше значення f_{ywf} .

E_f – модуль пружності зовнішньої арматури;

η_{cycl} – можливі рівні навантаження на конструкцію, пропонується приймати з врахуванням формули (3.23) [14] в межах (3.11);

$$0,6 \leq \eta_{cycl} \leq 0,85 \quad (3.11)$$

γ_{cycl} – враховує збільшення деформацій в зовнішній поперечній арматурі при дії повторних навантажень.

Для розрахунку кроку похилих тріщин необхідно користуватися наступним виразом [14]:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,x}}}, \quad (3.12)$$

де: $s_{r,max,y}$ – крок тріщин в напрямку, перпендикулярному до поздовжньої осі елемента;

$s_{r,max,x}$ – крок тріщин в напрямку, паралельному до поздовжньої осі елемента;

θ – кут між поздовжньою віссю елемента і напрямком головних стискаючих напружень. Значення кута θ приймається із розрахунку несучої здатності похилих перерізів.

Відстані $s_{r,max,y}$ і $s_{r,max,x}$ пропонується визначати у відповідності з рекомендаціями [27, 30] за формулами:

$$s_{r,max,y} = 2 \left(C_y + \frac{s_y}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1 \cdot \frac{\varnothing_{sw}}{\rho_{sw}}, \quad (3.13)$$

$$s_{r,max,x} = 2 \left(C_x + \frac{s_x}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1 \cdot \frac{\varnothing_{bx}}{\rho_{lx}}, \quad (3.14)$$

де: C_y, C_x – відстань від центра ваги відповідно поперечної і поздовжньої арматури до центра ваги перерізу;

$\varnothing_{sw}, \varnothing_{bx}$ – діаметри відповідно поперечної і поздовжньої арматури;

s_y, s_x – крок відповідно поперечної і поздовжньої арматури;

$$\rho_{sw,red} = \frac{A_{sw,red}}{b_w \cdot s_y}; \quad (3.15)$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d}; \quad (3.16)$$

k_1 – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури:

$k_1=0,4$ – для арматури періодичного профілю,

$k_1=0,8$ – для гладкої арматури.

У випадку знаходження кроку похилих тріщин залізобетонних елементів, приведений діаметр поперечної арматури $\varnothing_{sw,red}$ і величину $C_{y,red}$ пропонується визначати за наступними формулами:

$$\varnothing_{sw,red} = 2\sqrt{\frac{A_{sw,red}}{2\pi}}, \quad (3.17)$$

$$C_{y,red} = \frac{C_{y1} + C_{y2}}{2}, \quad (3.18)$$

де: $A_{sw,red}$ – приведена площа поперечної арматури.

Приведену площу поперечної арматури $A_{sw,red}$ пропонується визначати за наступним виразом:

$$A_{sw,red} = A_{fw} + A_{sw} \frac{f_{ywd}}{f_{ywf}}, \quad (3.19)$$

де: A_{fw} – площа поперечного перерізу зовнішньої поперечної арматури;

A_{sw} – площа поперечного перерізу внутрішньої поперечної арматури;

f_{ywd} – розрахунковий опір внутрішньої поперечної арматури;

f_{ywf} – умовний розрахунковий опір зовнішньої поперечної арматури.

Значення коефіцієнта k_1 при розрахунку кроку тріщин $s_{r,max,y}$ пропонується приймати рівним 0,4, як для арматури періодичного профілю, оскільки повинна забезпечуватися спільна робота зовнішньої поперечної арматури з бетоном без проковзування. Величину s_y пропонується приймати як найбільшу відстань між центрами ваги внутрішньої та зовнішньої поперечної арматури.

Таким чином, формула для визначення ширини розкриття похилих тріщин залізобетонних елементів матиме вигляд:

$$w_k = s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sfm}. \quad (3.20)$$

Висновки до розділу 3

1. Отримано нові дані щодо напружено-деформованого стану похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії одноразового навантаження.
2. Опрацьовано результати попередніх експериментальних досліджень похилих перерізів згинальних залізобетонних балок до підсилення при дії одноразового навантаження.
3. Отримано нові залежності відносних деформацій бетону та внутрішньої сталевий арматури похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів до підсилення, що дасть змогу порівняти ці дані з результатами роботи підсилених залізобетонних конструкцій.
4. Застосовано «фермову» модель, що покладена в основу ДСТУ Б В.2.6-156:2010, для розрахунку поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів. Проведено порівняння отриманих результатів з іншими моделями розрахунку та експериментальними даними.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Календарний план на реконструкцію

Як організаційно-технологічної моделі виробництва робіт вибраний календарний план. Календарний план складений на реконструкцію готелю на 540 місць.

Вихідними даними для розробки календарного плану є фізичні обсяги робіт на підставі яких визначаються витрат праці робітників і машиністів. Календарний графік є підставою для визначення потреби в робочій силі і постачання матеріальних ресурсів.

4.1.1 Визначення номенклатури та обсягів робіт

Таблиця 4.1 – Відомість визначення номенклатури та обсягів робіт

№	Види робіт	Од.вим	Кількість
1	2	3	4
1	Зняття старої покрівлі	100м ²	23,8
2	Влаштування плоскої рулонної покрівлі	100м ²	20,73
3	Демонтаж перегородок	100м ²	9,14
4	Влаштування нових перегородок	100 м ²	145
5	Влаштування основи під вимощення	100 м ³	1,41
6	Покриття вимощення асфальтовою сумішшю	100 м ²	9,36
7	Демонтаж вікон	шт.	570
8	Встановлення нових вікон	100 м ²	12,62
9	Демонтаж дверей	шт	412
10	Встановлення нових дверей	100 м ²	36,14
11	Монтаж металевих пожежних сходів	т	45
12	Утеплення фасаду	100 м ²	168,48
13	Зачищення металевих огорож	100 м ²	3,03
14	Фарбування металевих огорож	100 м ²	4.1
15	Оштукатурювання поверхонь:	100 м ²	
	- стель		34,31
	- стін		376,05

Продовження таблиці 4.1

1	2	3	4
16	Влаштування підвісної стелі	100 м ²	2,30
17	Облицювання стін керамічними плитками	100 м ²	77,1
18	Фарбування емаллю металевих огорож	100 м ²	0,144
19	Зачищення поверхні стелі	100 м ²	144,05
20	Водоемульсійне фарбування стелі	100 м ²	288,1
21	Високоякісна штукатурка декоративним розчином	100 м ²	138,26
22	Високоякісне масляне фарбування стін	100 м ²	13,82
23	Зачищення стін	100 м ²	90,54
24	Водоемульсійне фарбування стін	100 м ²	146,87
25	Заміна старих металевих огорожень	м	2,1
26	Установка нових металевих огорожень - На сходові марші	100 м ²	2,5
27	Масляне фарбування стін	100 м ²	2,87
28	Покриття підлог: - 3 плит керамічних - 3 лінолеуму - 3 мармурових плит - паркетні	100 м ²	9,77 22,19 15,75 106,7
29	Облаштування цоколя	100м ²	1,69
30	Демонтаж сантехніки	100м ³	27,9
31	Встановлення нової сантехніки	100м ³	39,3
32	Електромонтажні роботи	шт	32
33	Різні роботи	100м ³	690,89

4.1.2 Розрахунок складу комплексної бригади

Для виконання окремих будівельних процесів вказуються кількісний і якісний склади ланки. Однак на реконструкції будівель ведуться не окремі будівельні процеси, а роботи, що складаються з ряду процесів і операцій. Тому виникає необхідність у розрахунку комплексної бригади, яка могла б виробляти всі роботи передбаченим завданням.

Таблиця 4.2 – Розподіл трудомісткості за розрядами

№	Роботи	Загальна трудоєм., люд-год	Розряди			
			2	3	4	5
1	Цегляна кладка: - зовнішніх стін - внутрішніх стін	34446,87	-	17223,4	17223,47	-
		20516,98	-	10258,5	10258,48	-
2	Пристрій цегляних перегородок	20878,55	10439,2	-	10439,35	-
3	Установка металевих огорож на сходові марші	80,35	-	40,175	40,175	-
4	Пристрій підстави під вимощення	229,87	76,6	153,27	-	-
5	Покриття вимощення асфальтової сумішшю	245,61	81,87	163,74	-	-
6	Монтаж металевих пожежних сходів	1721,7	-	573,9	1147,8	-
	РАЗОМ:	78128,93	10597,6	28412,98	39109,25	-

При розрахунку складу бригади з монтажу конструкцій слід виходити з умов однозмінної роботи і виконання норм виробітку на 120%. Тривалість роботи бригади визначається за тривалістю роботи крана

$$T_{кр} = T_m / k, \quad (4.1)$$

де T_m - робота крана зайнятого на об'єкті, 9344,25 м.-год. ;

k - коефіцієнт враховує перевиконання норм, 120%.

$$T_{кр} = 9344,25 / 1,20 = 7786,9 \text{ маш-год}; \quad T_{кр} = 7786,9 / (8 \cdot 2) = 486,7 \approx 487 \text{ днів.}$$

Таблиця 4.3 – Розрахунок чисельно-кваліфікаційного складу бригади

Професія	Розряд	Затрати праці		Витрати праці з виконанням норми на 120%	Кількість чоловік	
		чол-год	чол-дні		Розрахун.	прийняте
Муляр- монтажник	2	17640,52	2205,06	1837,55	3,77	4
	3	39088,97	4886,12	4071,77	8,36	8
	4	45561,86	5695,23	4746,03	9,75	10
РАЗОМ:	-	-	-	-	-	22

Таблиця 4.4 – Середній розряд роботи

Розряд	Розр. кіл-ті робіт	Розряд на число робочих
2	3,77	7,54
3	8,36	25,08
4	9,75	39
Разом:	21,88	71,62

Таблиця 4.5 – Середній розряд робітників

Розряд	Розр. кіл-ті робіт	Розряд на число робочих
2	4	8
3	8	24
4	10	40
Разом:	22	72

Таким чином, приймаємо бригаду мулярів-монтажників у складі 22 осіб.

Середній розряд робітників дорівнює $72/22 = 3,273$. Середній розряд роботи складе: $71,62 / 21,88 = 3,273$. Таким чином, склад бригади визначений.

4.2 Технологічна карта на влаштування підвісної стелі з касетних плит

4.2.1 Область застосування

Об'єкт - «Готель на 540 місць».

Технологічна карта розроблена на установку касетної стелі у вестибюлі. До складу робіт, що розглядаються технологічною картою входять: розмітка стель; кріплення направляючого профілю; установка головних елементів; установка другорядних елементів; вивірка каркаса; установка касетних стельових плит.

4.2.2 Організація і технологія будівельного процесу

Готовність робіт, що передують пристрою підвісної стелі. До монтажу підвісних стель у приміщенні повинні бути закінчені будівельно-монтажні та спеціальні роботи, зазначені в ДБН, в тому числі і оздоблювальні, крім фарбування, а також завершена прокладка інженерних комунікацій. Роботи з монтажу і обробці стель слід виконувати з урахуванням вказівок.

При влаштуванні підвісних стель відносна вологість і температура повітря в приміщеннях повинні відповідати експлуатаційним умовам. Вологість не повинна перевищувати 70%, а температура бути не нижче + 10 °С при відсутності агресивного середовища.

Перед монтажем елементів каркасу повинна бути виконана за допомогою нівеліра і відбійного шнура або спеціального лазерного пристрою розмітка рівня підвісної стелі, місць кріплення основних профілів, а також місць кріплення підвісів.

Установка підвісів. У середньому використовуються 2-4 підвісу на рейку. Кріплення підвісів проводите в точках перетину з проміжними напрямними (відповідно до плану). Кріплення підвісів виробляється за допомогою металевих анкерів з діаметром капелюшка не менше 13 мм. У місцях встановлення обладнання (растрові світильники і, вентилятори та ін.) Встановити додаткові підвіси.

Підвіска основних напрямних. Обрізати кінець основної направляючої таким чином, щоб проміжна напрямна входила в паз основної направляючої на відстані рівному довжині відповідної крайньої плити. Основна напрямна обрізаним краєм повинна спиратися на пристінний плінтус-куточок. У місці з'єднання основних напрямних встановити додатковий підвіс. Підвісити основні напрямні. Стежити, щоб основні та проміжні напрямні стикувалися під прямим кутом. Регулювання висоти рейок стелі відбувається за допомогою швидкозатискного кліпу.

Установка проміжних направляючих. Розмістити всі проміжні напрямні між основними несучими, з інтервалом рівному ширині плити. Проміжні напрямні, що стикуються з плінтусом, обрізати за розміром, так, щоб один кінець вставлявся в паз основної направляючої, а другий лягав на пристінний плінтус.

Монтаж стельових плит. Монтаж стельових плит починати з середини кімнати, тобто укладіть спочатку все цілі плити. Потім обрізати за розміром плити, прилеглі до стін, і встановити їх. Якщо немає інших рекомендацій, кромки плит, що примикають до пристінні плінтуса, необхідно вирізати за формою за допомогою ручних інструментів. Там, де видно обрізані краї плит, слід обробити їх вручну, але, як правило, уздовж периметра це робити не обов'язково.

Цифрами на схемі відзначена послідовність кріплення деталей.

Після вирівнювання по рівню за допомогою регульованих підвісів основних профілів в одній площині до них повинні бути закріплені несучі металеві профілі. На змонтований каркас встановлюють касетні стельові плити.

Крок підвісів і основних профілів для різних видів суцільних стель в залежності від класу навантаження прийнятий 2,4 м.

Поперечні рейки, що з'єднуються з несучими за допомогою закладного замка. Поперечні рейки (шириною як 24 мм, так і 15 мм) мають на кінцях замки, який при з'єднанні поперечних рейок з несучими видає клацання і забезпечує міцність конструкції.

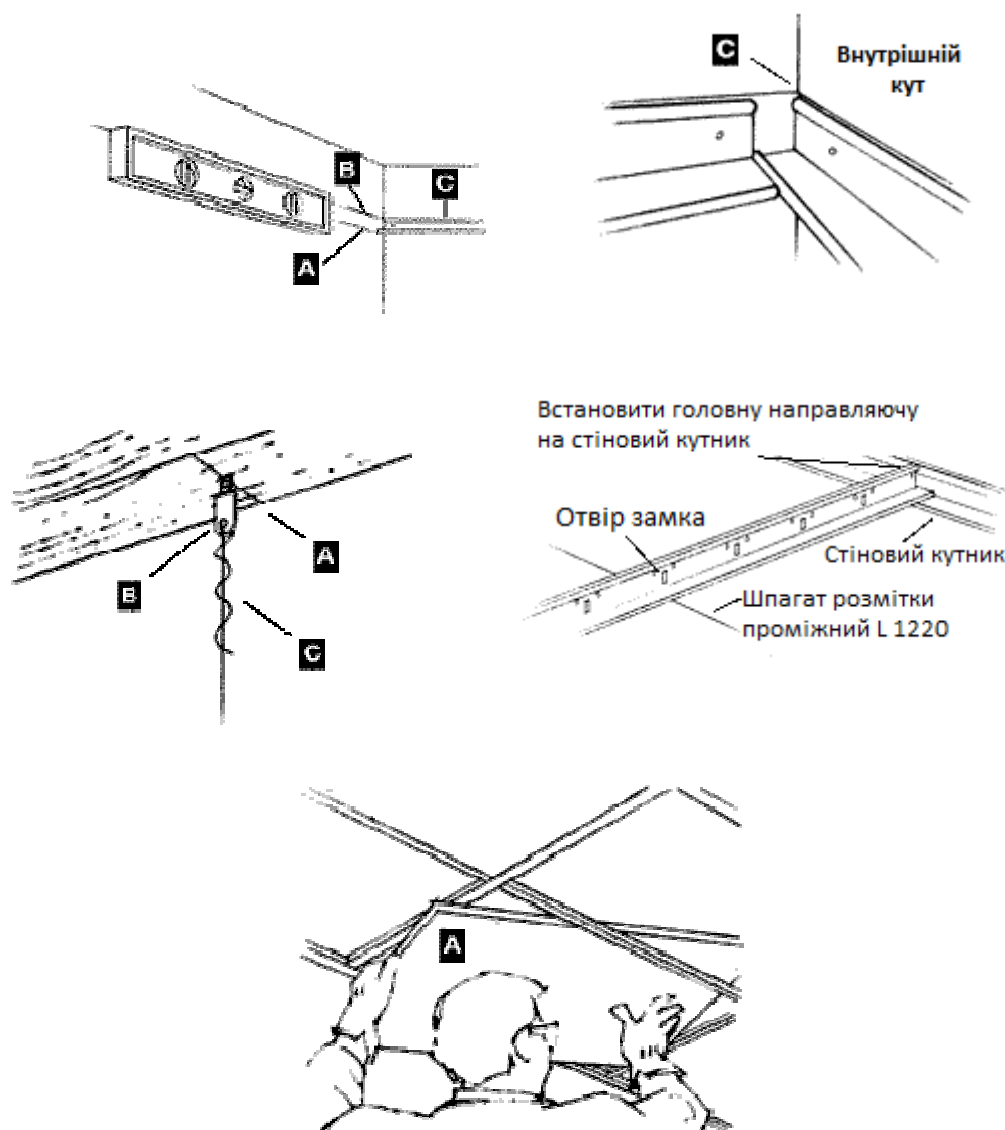


Рисунок 4.1 – Схеми монтажу стельових плит

Поперечні рейки вставляють праворуч один від одного в прорізи несучих рейок і легким зусиллям заходять до упору.

Прямолінійність збірки поперечних рейок при з'єднанні з несучими забезпечується при розміщенні поперечних рейок праворуч один від одного.

Крок несучих профілів каркаса рекомендується приймати рівним 1200 мм.

Універсальні несучі рейки підходять для монтажу поперечних рейок, як з гачковими цільними кінцевими елементами, так і з прикріпленими замками. Універсальні несучі рейки пропонуються шириною 24 мм і 15 мм. Вони мають надійний замок, що дозволяє швидко і легко з'єднати внахлест дві рейки. Форма прорізи забезпечує швидку і акуратну збірку.

Різати стельові панелі рекомендується за допомогою гострого ножа. Якщо використовуються механічні інструменти, необхідна наявність місцевої витяжної вентиляції. Якщо пилу все ж багато, слід надягати відповідні засоби захисту органів дихання.

При складанні повинен дотримуватися певний температурний режим. Для того щоб підготувати матеріали до зміни температури, плити повинні протягом 24 годин знаходитися в тому приміщенні, в якому вони будуть встановлені. Приміщення, в якому буде проводитись монтаж підвісних стель, повинен бути сухим, закритим, а якщо потрібно, то і опалювальним. При цьому дуже важливо, щоб температура від 11 ° С до 35 ° С була стабільною. У разі значного падіння температури зростає відносна вологість, що може призвести до погіршення властивостей стель, як змонтованих, так і незмонтованих.

Для зменшення зайвого нагрівання сонячними променями в денний час слід використовувати інтенсивну вентиляцію.

Для зменшення вмісту вологи в повітрі в будівлі рекомендуються механічні осушувачі. Не рекомендується безпосереднє спалювання природного газового палива, наприклад, бутану чи пропану, оскільки вони виділяють приблизно 2,2 літра води на кожні 500 г згорілого палива. Краще використовувати сухе тепло, наприклад, електрика, або непрямий потік сухого повітря, а осушувачі слід

застосовувати тільки для зменшення відносної вологості, викликаной вологою, що виділяється конструкцією будівлі.

При монтажі стелі обрізані плити, що примикають до стіни приміщення, повинні бути більше або дорівнювати половині цілої плити. Обрізані плити повинні точно підходити за розміром.

Бажано щоб світильники і повітроочисні решітки мали незалежну опору, щоб уникнути перевантаження підвісної системи, інакше може виникнути деформація підвісної системи і пошкодження плит. Однак деякі види легких світильників можуть мати опору на несучі та поперечні рейки максимальної висоти.

Якщо вага стельової плити перевищує 3,5 кг / 1м, рейки підвісної системи повинні мати опору на відстані не далі 450 мм від молдинга периметра, щоб не виникло перевантаження.

Несучі і поперечні рейки, що спираються на молдинг периметра, повинні мати опору на відстані не більше 600 мм від молдинга, щоб він не виявився перевантажений.

У кутах приміщення молдинг периметра допустимо підвертати і загинати.

Рекомендує проектувати стелю таким чином, щоб розмір панелей, що примикають до стін, становив не менше S розміру цілої панелі.

Підвіси повинні по можливості мати вертикальне положення. Однак для кутового підвісу допускається відхилення від вертикалі не більше 45 ° при умові, що сусідній підвіс має відхилення не більше 45 ° від вертикалі протилежної горизонтальній навантаженні. Кутовий кронштейн, службовець для бокового обмеження, повинен мати відхилення від горизонталі менше 45 °.

Світильники й інше вбудоване обладнання не повинні мати опору на плиту або панель щоб уникнути пошкодження або деформації. Навантаження слід перерозподілити таким чином, щоб вона припадала на підвісну систему, при цьому загальна вага не повинна перевищувати рекомендацій касетних стель. Можна також використовувати незалежну підвіску обладнання.

4.2.3 Вимоги до якості і приймання робіт

При виконанні касетних робіт контролюють: якість матеріалів; закладення швів між плитами; рівність поверхні; відповідність малюнка і кольору заданих проектом. На поверхні не допускаються брудні плями, потьоки розчину і т. п.

При перевірці поверхні облицювання двометровою контрольною рейкою не повинно бути просвітів більше 2 мм. Шви між плитками повинні бути рівними і не перевищувати $2 \pm 0,5$ мм.

Приймання робіт, пов'язаних з монтажем касетних підвісних стель, виробляють шляхом проведення: вхідного контролю якості застосовуваних матеріалів; контролю якості підготовки поверхні і направляючих; контролю дотримання вимог до монтажу касетного підвісної стелі; виробничого операційного контролю; приймально-здавальних випробувань при виробництві робіт; лабораторних випробувань матеріалів і монтажних вузлів кріплення.

Роботи всіх видів контролю фіксують в журналах обліку якості. Кількість контрольних ділянок приймають залежно від загальної площі і однорідності матеріалу стелі. Площа контрольної ділянки приймають не менше 20 м². Вибір контрольних ділянок здійснюють на підставі результатів візуального огляду за критерієм - найгірший стан конструкції (матеріалу) стелі. Завершення робіт з монтажу касетних підвісних стель оформляється актом на приховані роботи.

Вхідний контроль якості матеріалів при їх надходженні та зберіганні проводять відповідно до вимог нормативної документації на ці матеріали. При цьому перевіряють сертифікати відповідності.

Висновки до розділу 4

1. Розроблено технологічну карту на влаштування підвісної стелі з касетних плит будівлі готелю, що підлягає реконструкції.
2. Розроблено календарний графік на виконання реконструкції будівлі готелю в місті Житомир.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Пожежна безпека на будівельному майданчику при реконструкції готельного комплексу

На будівельних майданчиках пожежі відбуваються в результаті недотримання запобіжних засобів:

1. При електричному і газовому зварюванні.
2. Неправильній експлуатації електромереж.
3. Необережному поводженні з вогнем.
4. Несправності опалювальних приладів.
5. Самозайманні матеріалів.

Місця проведення зварювальних та інших вогняних робіт (пов'язаних з нагріванням деталей до температур, здатних викликати запалювання матеріалів і конструкцій) можуть бути тимчасовими і постійними, коли вогняні роботи проводяться безпосередньо в будівлях, житлових будинках та інших спорудах, які будуються або експлуатуються та на територіях підприємств для ремонту устаткування або монтажу будівельних конструкцій.

До проведення зварювальних та інших вогняних робіт допускаються особи, які пройшли в установленому порядку перевірку знань вимог пожежної безпеки, про що свідчить спеціальний талон.

Місця проведення тимчасових зварювальних та ін. вогняних робіт можуть визначатися тільки письмовим дозволом особи, відповідальної за пожежну безпеку об'єкта – керівника установи, цеха, лабораторії, майстерні, складу і т.п.

Вогняні роботи без отримання письмового дозволу можуть проводитися на будівельних майданчиках і в місцях, безпечних в пожежному відношенні, тільки фахівцями високої кваліфікації, обізнаними з програмою пожежно-технічного мінімуму. Список фахівців, допущених до самостійного проведення вогняних робіт без отримання письмового дозволу, оголошується керівником об'єкта.

Приступати до вогняних робіт дозволяється тільки після узгодження їх із пожежною охороною і виконання заходів, передбачених в дозволі на проведення вогняних робіт (наявність засобів пожежогасіння, очищення робочого місця від матеріалів, які згорають, захист конструкцій, які згорають).

Керівник об'єкта або посадова особа, відповідальна за пожежну безпеку приміщення (території, установи і т.п.), повинні забезпечити перевірку місця проведення тимчасових вогняних робіт протягом 3-5 годин після їх закінчення.

Тимчасові місця проведення вогняних робіт і місця установки зварювальних апаратів, балонів з газами і ємностей із горючою рідиною повинні бути очищені від горючих матеріалів в радіусі не менше 5 м.

Переносні ацетиленові генератори для роботи слід встановлювати на відкритих майданчиках. Допускається тимчасова їх робота в добре провітрюваних приміщеннях. Ацетиленові генератори необхідно обгороджувати і розміщувати на відстані не менше 10 м від місць проведення зварювальних робіт, від відкритого вогню і сильно нагрітих предметів, від місць забору повітря компресорами і вентиляторами. При установці ацетиленового генератора вивішуються написи «Вхід стороннім заборонений – вогнебезпечно», «Не курити», «Не проходити з вогнем».

5.2 Охорона праці та техніка безпеки при влаштування підвісної стелі з касетних плит

При влаштуванні касетних стель необхідно дотримуватися ДБН А.3.2-2-2009 «Техніка безпеки в будівництві», інструкціями для працюючих в будівельних організаціях №8, №7.

Перед допуском в роботу, робітники повинні пройти інструктаж з техніки безпеки при роботі з механізмами на робочому місці.

Застосовувані робочими механізми і пристосуваннями повинні бути випробувані відповідно до норм і термінами. Передбаченими правилами Держтехнагляду, за якими категорично забороняється користуватися несправною

установкою, допускати до роботи сторонніх, виправляти дефекти в роботі механізмів самостійно.

На обладнання використовуваних при роботі повинні бути техпаспорт, інструкції з експлуатації обладнання, правила техніки безпеки, а також прізвища осіб, відповідальних за проведення робіт, вивішені на видному місці.

При роботі з ручними інструментами дотримуватися таких вимог:

- Ріжучі інструменти у всіх випадках укладаються так, щоб їх леза були спрямовані вниз;

- Оброблюваний предмет не можна підтримувати в напрямку леза.

Всі робітники, зайняті пристроєм касетних стель, повинні бути ознайомлені з організацією робочого місця, навчені правильному поводженню з матеріалами, машинами та ручним інструментом.

Особливу увагу приділяють правильності виконання робіт легкозаймисті та їдкими матеріалами. Робітники повинні виконувати ці роботи у спецодязі.

Роботи із застосуванням швидкотвердіючих клеїв та інших складів з інтенсивним виділенням розчинника, а також роботою, пов'язана зі значним виділенням пилу, необхідно виконувати в захисних окулярах і респіраторх.

Забороняється палити та користуватися відкритим вогнем у приміщенні, де ведуться роботи з легкозаймистими речовинами або де вони зберігаються.

До роботи, на високочастотних установках для зварювання каркаса допускаються тільки робітники, що вивчили технологію і техніку безпеки в процесі зварювання.

Робітники повинні бути забезпечені спецодягом та засобами індивідуального захисту. Також повинні бути використані захисні окуляри, рукавички. Стельові плити зроблені з матеріалу, який включає мінеральне і скловолокно, що може призвести до подразнення шкіри. Не тріть роздратовані ділянки шкіри. Після роботи з стельовими плитами руки необхідно промити теплою водою з милом. Прати одяг слід окремо, ретельно прополіскуючи. Роботи з влаштування підвісної стелі повинні виконуватися спеціалізованими бригадами, що володіють досвідом з монтажу, при наявності спеціального інструменту.

Використовуваний при виробництві робіт інструмент, устаткування, оснащення і пристосування для монтажу конструкцій повинні відповідати умовам безпеки виконання робіт.

Різати стельові панелі рекомендується за допомогою гострого ножа. Якщо використовуються механічні інструменти, необхідна наявність місцевої витяжної вентиляції. Якщо пилу все ж багато, слід надягати відповідні засоби захисту органів дихання.

5.3 Проведення радіаційного контролю матеріалів у будівництві

З метою забезпечення радіаційної безпеки підприємства і організації, що здійснюють виробництво будівельних матеріалів та мінеральної сировини, а також підприємства, відходи яких використовуються для виготовлення будівельних матеріалів, повинні постійно проводити їх радіаційний контроль. Контролю підлягають наступні об'єкти досліджень:

- сировина і будматеріали: піски і глини всіх видів, гравій, крейда, гіпс, сланці, щебінь всіх видів, відсів гранітний;
- відходи: шлаки, золи, шлами, порожня порода та інші;
- будівельні залізобетонні вироби, конструкції, цегла;
- оздоблювальні матеріали і вироби: керамічні, гранітні та мармурові плити .

Метою радіаційного контролю є визначення ефективної питомої активності матеріалу, встановлення класу його використання, а також проведення санітарно-епідеміологічної експертизи та сертифікації продукції. Для отримання статистично достовірних результатів досліджень проводиться радіаційний контроль не менше ніж 10 проб кожного найменування матеріалу (сировини), який відбирається згідно діючої методики. Об'єм проби повинен складати не менше 1 дм³ .

Попереднє сортування продукції та відбір проб. Відбір проб є початковим етапом радіометричного аналізу. Він повинен здійснюватись при мінімальних

витратах часу і засобів, забезпечувати представництво проб, які найбільш повно і достовірно характеризують досліджувану партію продукції.

Перед відбором проб рекомендується перевірити однорідність контрольованої продукції. Продукція вважається однорідною за рівнем забруднення, якщо результати досліджень у різних точках вимірювання відрізняються не більш, ніж у два рази.

Направлена на аналіз проба повинна бути типовою для даної партії сировини, будівельного матеріалу, тобто повністю відображати її властивості у даний момент. Для цього в десяти різних ділянках партії одного виду (групи) відбирають проби вагою 2 кг кожна. З кожної ділянки пробу перемішують на піддоні за допомогою лопати і методом квартування виділяють пробу об'ємом не менш ніж 1 дм³.

Частота відбору проб з кожної ділянки повинна забезпечувати інформацію про динаміку змінення рівнів питомої сумарної активності даного матеріалу. Відібрані проби об'ємом не менше 1 дм³ подрібнюють до розміру 1-2 мм, просіюють через сито з круглими отворами діаметром 2 мм, пакують у поліетиленові двійні пакети з паспортом (направленням), який розміщують для збереження між пакетами, і направляють в лабораторію для аналізу. Облік відібраних проб здійснюється в реєстраційному журналі.

Підготовка до вимірювання активності проб. Підготовка проб до вимірювання складається з попередньої обробки доставленої у лабораторію продукції, приготування наважки або аліквоти у відповідності до вимірювальної кювети та об'єму її заповнення, розміщення проби у кювету та встановлення радіоактивної рівноваги у зразку, який досліджується.

Відібрану для аналізу пробу з розміром частинок не більше, як 2 мм висушують до постійної маси, відбирають матеріал, який аналізується, насипають у попередньо зважену (з похибкою $\pm 0,002$ кг) посудину Марінеллі об'ємом 0,5 – 1,0 дм³ (у відповідності з калібруванням приладу), закривають кришкою, герметизують за допомогою клею ПВА і маркують.

Заповнену пробую посудину Маріселлі зважують з похибкою $\pm 0,002$ кг. При цьому маса проби визначається як різниця мас заповненої і порожньої посудини Маріселлі.

Заповнену пробую посудину Маріселлі герметизують і тримають у кімнатних умовах не менше 14 діб для встановлення рівноваги продуктів розпаду радію- 226.

Дезактивація посудини Маріселлі і гамма-спектрометра. У випадку забруднення внутрішньої поверхні захисного блоку, поверхні блоку детектування або посудини Маріселлі у процесі попередніх вимірювань необхідно зробити наступне:

- видалити посудину Маріселлі з блоку детектування;
- провести ретельну дезактивацію розчином синтетичного миючого засобу з концентрацією $1 \text{ г} \cdot \text{л}^{-1}$, вимити холодною водою і протерти етиловим спиртом. Внутрішню поверхню блоку захисту і поверхню блоку детектування дезактивувати аналогічно вищеописаному.

Розрахунки результатів гамма-спектрометричних досліджень. Оскільки нормативи ефективної питомої активності ПРН належать до усереднених значень в межах родовища корисних копалин, або партії будівельних матеріалів, отримані результати вимірів розраховуються як середнє арифметичне для всієї партії або родовища з урахуванням похибки:

$$A = A_E \pm \Delta, \text{ де}$$

A_E - середня арифметична досліджень будівельного матеріалу ($\text{Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$);

Δ - сумарна похибка.

Сумарна похибка розраховується за формулою:

$$\Delta = \frac{\delta \cdot A_E}{100} + t_{0,95}(n) \cdot \sigma, \text{ де}$$

δ - похибка визначення , в %;

σ - середньоквадратичне відхилення;

n – кількість досліджень;

$t_{0,95}(n)$ – критерій Стюдента для довірчої ймовірності 0,95 при кількості досліджень - n .

Середньоквадратичне відхилення розраховується за формулою:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(A_E - A_A)^2}{n(n-1)}}, \text{ де}$$

A_A - результат окремого вимірювання;

n – кількість вимірювань.

Результати контролю оформлюються у вигляді протоколу. На підставі протоколу досліджень підприємство зобов'язане оформити радіаційний сертифікат і затвердити його в територіальній СЕС. Термін дії радіаційного сертифікату – 1 рік.

5.4 Оцінка стійкості готельного комплексу в м. Житомир до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Критерієм стійкості готельного комплексу (далі – комплекс) до дії ударної хвилі є максимальне значення надлишкового тиску, під час дії якого будівлі, споруди та обладнання комплексу ще зберігаються або отримують слабкі чи середні руйнування. За межу стійкості ($\Delta P_{\phi \text{ lim}}$) до ударної хвилі, береться нижня границя діапазону середніх руйнувань основних елементів комплексу.

Висновок про стійкість комплексу до ударної хвилі здійснюється шляхом порівняння знайденої межі стійкості комплексу ($\Delta P_{\phi \text{ lim}}$) з очікуваним за прогнозом максимальним значенням надлишкового тиску ($\Delta P_{\phi \text{ max}}$) і виражається нерівністю:

$$\Delta P_{\phi \text{ lim}} \geq \Delta P_{\phi \text{ max}} - \text{комплекс стійкий.}$$

Ці значення надлишкового тиску прийнято вважати граничним рівнем стійкості комплексу щодо ударної хвилі. Стійкість комплексу визначають стійкістю кожного елемента виробництва окремо .

Оцінка стійкості комплексу до дії ударної хвилі зводиться до знаходження граничного рівня стійкості і проводиться в такій послідовності:

- виділяють основні елементи комплексу, від функціонування яких залежить випуск продукції чи функціонування комплексу. Такими основними елементами, як правило, є службові та побутові приміщення, енергетичне обладнання, інженерно-технічні пристрої, системи водопостачання, каналізації, вентиляції,

опалення тощо;

- складають детальні характеристики кожного елемента.

- визначають ступінь руйнувань елементів комплексу залежно від надлишкового тиску за допомогою спеціальних таблиць. Для кожного елемента комплексу знаходять ті значення надлишкового тиску, які спричиняють до слабких, середніх, сильних і повних руйнувань;

- визначають граничний рівень стійкості до дії ударної хвилі кожного елемента комплексу, при якому той одержує не більш як середні руйнування. Готельний комплекс із залізобетонної конструкції може одержати середні руйнування при надлишковому тиску 20 ... 30 кПа. У цьому разі за граничний рівень стійкості слід брати мінімальне значення, тобто 20 кПа;

- визначають граничний рівень стійкості всього комплексу до дії ударної хвилі за мінімальним значенням граничного рівня стійкості тих елементів, що входять до складу комплексу. Так, якщо будівля комплексу має рівень стійкості 20 кПа, обладнання - 35 кПа, мережа електропостачання - 15 кПа, то граничний рівень стійкості комплексу - 15 кПа, хоча будівля комплексу і його обладнання не будуть виведені з ладу;

- проводять аналіз результатів оцінки і роблять висновки про стійкість комплексу до ударної хвилі, при цьому вказують мінімальне значення надлишкового тиску, яке виводить комплекс з ладу. Визначають найбільш вразливі місця та елементи і пропонують конкретні заходи щодо підвищення стійкості комплексу до ударної хвилі. При цьому враховують як важливість комплексу, так і економічні витрати, які пов'язані з пропонованими заходами по підвищенню рівня стійкості комплексу. Той рівень стійкості, до якого слід підвищувати стійкість комплексу, як правило, встановлює вищестоящий орган з питань ЦЗ або міністерство.

Для підвищення стійкості будівель та споруд комплексу до дії вражаючих факторів проводять наступні заходи:

- зміцнення несучих, огорожуючих та інших конструкцій будівель та споруд (постановка додаткових колон, ферм, рам та ін);
- підсилення цокольного поверху прогонами, закладання віконних проїмів цеглою, щитами та ін.;
- встановлення допоміжних перекриттів, підкосів, розпірок тощо;
- підсилення конструкцій обкладкою лантухами з піском;
- встановлення додаткових зв'язків між окремими елементами споруди;
- закріплення відтяжками високих малостійких споруд;
- заглиблення споруд або створення захисних валів (обвалування споруд);
- заміна елементів конструкції, які згорають, такими, що не займаються, використання вогнезахисних покриттів.

Висновки до розділу 5

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці та техніки безпеки на будівельному майданчику при реконструкції будівлі готелю.
2. Проаналізовано підхід до радіаційного контролю матеріалів у будівництві. Проведено оцінку стійкості готельного комплексу в м. Житомир до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблено основні об'ємно-планувальні рішення реконструкції будівлі готелю на 540 місць в місті Житомирі. Виконано теплотехнічний розрахунок стін огородження та покрівлі для забезпечення необхідних умов тепло збереження.

2. Проведено перевірочний розрахунок несучої збірної залізобетонної круглопустотної плити перекриття будівлі готелю на нові навантаження, що будуть діяти після її реконструкції. Несуча здатність існуючої конструкції забезпечена.

3. Отримано нові дані щодо напружено-деформованого стану похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії одноразового навантаження.

4. Опрацьовано результати попередніх експериментальних досліджень похилих перерізів згинальних залізобетонних балок до підсилення при дії одноразового навантаження.

5. Отримано нові залежності відносних деформацій бетону та внутрішньої сталеві арматури похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів до підсилення, що дасть змогу порівняти ці дані з результатами роботи підсилених залізобетонних конструкцій.

6. Застосовано «фермову» модель, що покладена в основу ДСТУ Б В.2.6-156:2010, для розрахунку поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів. Проведено порівняння отриманих результатів з іншими моделями розрахунку та експериментальними даними.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
2. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель. Київ: Мінбуд України, 2021. – 71 с.
3. ДБН В.2.5-28:2018. Інженерне обладнання будинків і споруд. Природне і штучне освітлення. Київ: Мінбуд України, 2018. – 65 с.
4. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проектів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.
5. ДБН В.1.1-7:2016 "Пожежна безпека об'єктів будівництва". Київ: Держбуд України, 2016. – 33 с.
6. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
7. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання «Безпека в надзвичайних ситуаціях» / В.С.Стручок – Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., – 156 с.
8. Методичні вказівки до практичних занять «Моделювання згинальної залізобетонної балки методом скінченних елементів» з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Укладачі: Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 48 с.
9. Методичний посібник до виконання курсової роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192

- «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Розробник: О.П. Конончук – Тернопіль: Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2017. – 32 с.
10. Конспект лекцій з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 133 с.
 11. Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 22 с.
 12. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2010. – 166с.
 13. Конспект лекцій з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. Частина 1 / Укладачі: Й.Й. Лучко, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 221 с.
 14. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2009. – 97с.
 15. Кваша В.Г. Міцність і деформативність залізобетонних мостових балок, підсилених неметалевою арматурою / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климпуш, О. Шевчик // Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля: зб. наук. праць. – Львів: НУЛП, 2001.
 16. Кваша В.Г. Реконструкція залізобетонного моста з підсиленням балок приклеєними вуглепластиками / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климпуш // Ресурсоекономні конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: Видавництво РДТУ, 2003. – Випуск 10 – С. 267 – 275.

17. Кваша В.Г. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними композитами / В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне, 2011. – Випуск 22 – С. 801 – 807.
18. Корнійчук О.І. Міцність та тріщиностійкість похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень: дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / О.І. Корнійчук. – Рівне, 2009. –191с.
19. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.
20. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.
21. Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладач: О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 23 с.
22. Борисюк О.П. Напружено-деформований стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених вуглепластиками за дії малоциклового навантаження / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Монографія. – Рівне: НУВГП, 2014. – 136 с. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.

23. Ясній П.В. Методи моніторингу та розрахунку експлуатаційних впливів і динаміки руху колісних транспортних систем при транспортуванні великогабаритних вантажів : навчальний посібник / П.В. Ясній , В.З. Гудь , Ю.І. Пиндус , М. І. Гудь та ін. – Тернопіль : ТНТУ, 2018. – 168 с.
24. Kononchuk O., Skyba O.: Computer software system as a tool for simulating the building constructions operation. Monografia. Projekt interdyscyplinarny projektem XXI wieku. Wydawnictwo Naukowe Akademii Techniczno-Humanistycznej w Bielsku-Białej. – 2017. – Tom 1. – pp. 155 – 162.
25. Romaniuk, V., Supruniuk, V., Bezniuk, L., Kononchuk, O., Meshcheryakova, O., Sorochak, A., 2024. Experimental studies of a steel rafter arch with a perforated upper band. VII International Conference “In-service Damage of Materials: Diagnostics and Prediction” (DMDP 2023). Procedia Structural Integrity 59, 479 – 486. [https://authors.elsevier.com/sd/article/S2452-3216\(24\)00384-6](https://authors.elsevier.com/sd/article/S2452-3216(24)00384-6)
26. Romaniuk, V., Supruniuk, V., Bezniuk, L., Kononchuk, O., Meshcheryakova, O., Sorochak, A., 2024. Features of the work of continuous perforated beams near intermediate supports. VII International Conference “In-service Damage of Materials: Diagnostics and Prediction” (DMDP 2023). Procedia Structural Integrity 59, 471 – 478. [https://authors.elsevier.com/sd/article/S2452-3216\(24\)00383-4](https://authors.elsevier.com/sd/article/S2452-3216(24)00383-4)
27. Налєпа О.І. Особливості методики розрахунку сталеві малоелементної ферми з двотавровим верхнім поясом змінної жорсткості / О.І. Налєпа, С.В. Філіпчук, Д.Я. Баран, О.П. Конончук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2023. – Вип. 43. – С. 166 – 176.
28. Романюк В.В. Вибір оптимальних параметрів розвитку висоти поперечного профілю перфорованих елементів / В.В. Романюк, В.В. Супрунюк, Л.І. Безнюк, Д.Я. Баран, О.П. Конончук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2023. – Вип. 43. – С. 187 – 198.

29. CSA A23.3-04, Design of Concrete Structures, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, 2004.
30. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – Затверджені та введені в дію спільним наказом Держбуду та Держнаглядохоронпроект України від 27.11.1997 р. за №32/288 та від 30.03.1998 р. за №62/48. Внесені зміни і доповнення згідно із спільним наказом Держбуду та Держнаглядохоронпраці України від 28.07.1999 р. за № 184.
31. КНД-204/12 України 193-91. Положення про систему технічного обслуговування, ремонту та реконструкції жилих будівель в містах та селищах України.
32. Саницький М.А. Сучасні системи енергоефективного будівництва / М.А. Саницький, О.Р. Позняк, Р.В. Кузич // Міжвідомчий науково – технічний збірник «Будівельні конструкції» - К. : НДІБК, 2008. – 68с.
33. ДСТУ Б В.2.6-2:2009 Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови.
34. Гавриляк А.І., Технічна експлуатація, реконструкція і модернізація будівель / Львів, 2009/
35. Положення про систему технічного обслуговування, ремонту та реконструкції жилих будівель в містах і селищах України. КДП-204/12.- Україна, 193-91.-К.,1991.
36. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ, 2012.
37. ДСТУ Б В.2.5-38:2008 Улаштування блискавки захисту будівель і споруд. Інженерне обладнання будівель і споруд. Київ, 2008.
38. Карапузов Є.К. Утеплення фасадів: підруч./ Є.К, В.Г.Соха – Вища освіта, 2007. – 319с.
39. Методичні вказівки до написання розділу з Охорони праці в будівництві для спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024 – 15 с.