

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: **«Проект реконструкції адмінкорпусу машинобудівного заводу
з дослідженням підсилення згинальних залізобетонних елементів при дії
малоциклового навантаження»**

Виконав: студент II курсу, групи МБд-21

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Тарас А.Я.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Данильченко С.М.

(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 _____

« _____ » _____ 2020 р.

**ЗАВДАННЯ
 НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА**

Тарас Андрій Ярославович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект реконструкції адмінкорпусу машинобудівного заводу з дослідженням підсилення згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклового навантаження

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

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

Затверджені наказом по університету від « 28 » вересня 2020 року № 4/7 – 681

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 15.12.2020 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Реконструкція адмінкорпусу в м. Полтава з прибудовою, існуюча будівля – цегляна коридорного типу, в ході реконструкції виконується прибудова – монолітно-каркасного типу, фундаменти прибудови монолітні залізобетонні стаканного типу, стінове огороження з керамічної цегли, перекриття – монолітна залізобетонна плита, покрівля – плоска з чотирьох шарів руберойду, фасад утеплений.

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, розрахунок каркасу будівлі, розрахунок монолітного залізобетонного перекриття прибудови та покриття прибудови, розрахунок вертикальної несучої монолітної залізобетонної колони, обробка попередньо отриманих 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 до та після реконструкції, плани поверхів до та після реконструкції, розрізи по сходовій клітці, схема розміщення елементів перекриття та покриття, конструктивні креслення перекриття прибудови, конструктивні креслення монолітної залізобетонної колони та фундаменту прибудови, креслення фундаментів прибудови, мета, задачі та методика досліджень, схеми підсилення дослідних зразків, 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	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 28.09.2020 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.	10.10.2020	
2	Об'ємно-планувальне рішення.	15.10.2020	
3	Конструктивні рішення.	20.10.2020	
4	Теплотехнічний розрахунок стін та стелі.	30.10.2020	
5	Збір навантаження на перекриття та покриття.	05.11.2020	
6	Розрахунок каркасу прибудови.	10.11.2020	
7	Розрахунок перекриття прибудови.	15.11.2020	
8	Розрахунок колони прибудови.	20.11.2020	
9	Обробка експериментальних даних.	30.11.2020	
10	Аналіз експериментальних даних.	05.12.2020	
11	Формулювання висновків	07.12.2020	
12	Розробка заходів охорони праці.	12.12.2020	
13	Розробка заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.	15.12.2020	

Студент _____

(підпис)

Тарас А.Я. _____

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) _____

(підпис)

Конончук О.П. _____

(прізвище та ініціали)

Зміст

	Ст.
Вступ.....	8
1 Розділ 1. Архітектурно-будівельний	9
1.1 Загальна характеристика ділянки	9
1.1.1 Географічне положення ділянки та кліматичні умови	9
1.1.2 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки	9
1.2 Генеральний план	9
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення	9
1.2.2 План організації рельєфу	10
1.2.3 ТЕП генерального плану	10
1.3 Об'ємно-планувальні рішення	11
1.3.1 Характеристика функціонального процесу	11
1.3.2 Описання прийнятого рішення та його обґрунтування	11
1.3.3 ТЕП об'ємно-планувального рішення	11
1.4 Конструктивні рішення прибудови	12
1.4.1 Технічний звіт про стан конструкцій існуючої будівлі	12
1.4.2 Опис і обґрунтування прийнятих несучих та огорожуючих конструкцій	13
1.4.3 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін	15
1.4.4 Теплотехнічний розрахунок покриття	17
Висновки до розділу 1	19
2 Розділ 2. Розрахунково-конструктивний	20
2.1 Збір навантажень на каркас будівлі	20
2.2 Конструювання каркасу будівлі	21
2.3 Розрахунок і конструювання монолітної плити перекриття	22
2.3.1 Армування плити	23
2.4 Розрахунок і конструювання колони	26
2.4.1 Визначення зусиль в колоні	26
2.4.2 Визначення розмірів перерізу колони	27
2.4.3 Перевірочний розрахунок колони в ПК Мономах	28

2.5	Розрахунок і конструювання фундаменту під колону середнього ряду	31
2.5.1	Визначення глибини закладання фундаменту	33
2.5.2	Визначення розмірів підошви фундаменту	33
2.5.3	Визначення перерізу арматури фундаменту	35
2.6	Прив'язка проектованої будівлі до існуючого рельєфу будівельної площадки	36
2.7	Оцінка інженерно-геологічних і гідрологічних умов будівельної площадки	36
2.7.1	Розрахунок характеристик ґрунтів	37
2.3	Розрахунок фундаменту ФМ-1 за деформаціями основ. Обчислення осідання	37
	Висновки до розділу 2	41
	РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний	42
3.1	Стан питання підсилення згинальних залізобетонних конструкцій за дії повторних навантажень	42
3.2	Мета та задачі досліджень	44
3.3	Характер руйнування, експериментальна несуча здатність нормальних перерізів при малоцикловому навантаженні	45
3.4	Напружено-деформований стан згинальних залізобетонних балок випробуваних при малоцикловому навантаженні	48
	Висновки до розділу 3	54
	РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	55
4.1	Небезпечні ділянки на будівельному майданчику	55
4.2	Розрахунок освітлення адмінкомплексу	57
4.3	Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях	59
4.4	Забезпечення стійкості адмінкомплексу в умовах надзвичайних ситуацій	60
	Висновки до розділу 4	62
	Загальні висновки	63
	Бібліографія	64

ВСТУП

Актуальність теми роботи. Реконструкція будівельних об'єктів - це перебудова будівель і споруд з метою часткової або повної зміни їх функціонального призначення, встановлення нового ефективного обладнання, поліпшення забудови території, приведення у відповідність до сучасних нормативними вимог. Перепланування включає перепланування і збільшення висоти приміщень, посилення, часткове розбирання і заміну конструкцій, а також надбудову, прибудову та поліпшення фасадів будівель. Враховуючи, що при реконструкції капітальні вкладення істотно менші, а окупність в 2 - 2,5 рази швидше, ніж при новому будівництві, в найближчі роки частка капітальних вкладень у реконструкцію, буде збільшуватися.

Доцільність проведення реконструкції обґрунтовується з різних точок зору: архітектурної, технічної, економічної. Роботи з реконструкції будинків і споруд відрізняються підвищенням в порівнянні з новим будівництвом трудомісткістю на 25 - 30%, а в окремих випадках на 50 - 100%. Таким чином, виникає необхідність коригування нормування праці. З іншого боку, загальні витрати часу на реконструкцію в 1,5 - 2 рази менше, ніж на нове будівництво. З огляду на рентабельність, вважається, що реконструкція будівель та споруд є ефективною, коли витрати на реконструкцію не перевищують 70% вартості нової будівлі чи споруди. У кожному конкретному випадку повинно бути проведено техніко-економічне обґрунтування реконструкції.

Також потрібно звернути увагу на той факт, що практично будь яка реконструкція не проходить без підсилення будівельних конструкцій. Дана проблема завжди гостро стоїть, оскільки процес підсилення завжди потребує індивідуального підходу, а саме коли на конструкцію діють особлива група навантажень. Такими на сьогоднішній день є малоциклові навантаження. Тому дане питання потребує додаткового вивчення.

Мета роботи: встановити вплив малоциклового навантаження при підсиленні композитними матеріалами нормальних перерізів згинальних

залізобетонних елементів в розтягнутій зоні.

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

- проаналізувати попередньо отримані експериментальні дані досліджень згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами, при дії на них малоциклового навантаження;
- встановити напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами, при дії на них малоциклового навантаження;
- визначити ефект від підсилення згинальних залізобетонних елементів в порівнянні із такими ж зразками, що досліджувались без підсилення.

Об'єкт досліджень: підсилення згинальних залізобетонних елементів.

Предмет дослідження: напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних балок, підсилені вуглепластиковими матеріалами.

Методи дослідження: аналіз літературних джерел, теоретичні дослідження, порівняння експериментальних та теоретичних даних.

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 згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами, при дії на них малоциклового навантаження;
- отримано нові дані визначення ефективності підсилення композитними матеріалами згинальних залізобетонних елементів, при дії на них малоциклового навантаження.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектуванні підсилення згинальних залізобетонних конструкцій будівель різного призначення.

Апробація. Окремі результати роботи доповідались на IX Міжнародній

науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 25 – 26 листопада 2020 р.

Публікації. Дослідження підсилених залізобетонних конструкцій при дії малоциклових навантажень / О.П. Конончук, О.Б. Скоренький, Т.А. Возна, В.П. Будівський, А.Я. Тарас // Збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 25 – 26 листопада 2020 року — Т. : ТНТУ, 2020 — Том І. — С. 29-30. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій).

Ключові слова. Залізобетон, вуглепластики, підсилення, згинальні елементи, малоциклові навантаження.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Географічне положення ділянки та кліматичні умови

Адміністративно-побутовий комплекс, що підлягає реконструкції знаходиться у промисловій зоні міста Полтава.

Згідно ДБН «Навантаження і впливи» ділянка будівництва відноситься до 3 району вітрового тиску, та 5 району снігового покриву.

Абсолютно мінімальна температура зовнішнього повітря -27°C

Середня температура найбільш холодних суток -21°C

Відносна вологість повітря $\phi=70\%$

Розрахункова внутрішня температура $i_v=18^{\circ}\text{C}$

1.1.2 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

Рельєф ділянки будівництва рівнинний без різких перепадів. Ґрунт основи – суглинок. Ґрунтові води відсутні.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Прийняті рішення повинні відповідати вимогам і нормам, що зазначені в будівельних стандартах. Благоустрій території АПК проводимо приділяючи значну увагу розробці мережі проїздів і доріжок, клумб і газонів, які будуть естетичною окрасою території.

На територію АПК передбачений в'їзд з північно-східної сторони. При вході в будівлю розміщена стоянка для автомобілів. З західної сторони влаштовано два під'їзди до вантажної площадки. Перед головним входом розміщена площадка до якої веде мережа пішохідних доріжок.

Озеленення території включає в себе посадку дерев та кущів, а також засівання газонів травою. Проектом передбачається максимальне озеленення і збереження зелених насаджень.

У проекті також пропонується система освітлювальних ліхтарів, які освітлюватимуть територію в темну пору доби.

Благоустрій ділянки виконується з урахуванням потреб працівників, для комфортності їх умов роботи.

1.2.2 План організації рельєфу

На генеральному плані показано розташування будинку, що реконструюється, на місцевості, показані існуючі будівлі та горизонтальна прив'язка будівлі. Вертикальна прив'язка виконується до репера, який вмонтовано в цоколь існуючої будівлі.

Горизонтальну прив'язку виконують до існуючого будинку, враховуючи протипожежні санітарно-екологічні розриви, які позначаються з врахуванням норм проектування.

1.2.3 ТЕП генерального плану

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники по будівлі

№ з/п	Найменування	Величина
1	Площа забудови	380 м ²
2	Корисна площа	1550 м ²
3	Будівельний об'єм	4725 м ²
4	Автостоянка	162,4 м ²
5	Площа трав'яних газонів	264 м ²

1.3 Об'ємно-планувальні рішення

1.3.1 Характеристика функціонального процесу

Функціональне призначення існуючої будівлі – адміністративно побутовий комплекс машинобудівельного заводу. По складу конструкцій будівля відноситься до II групи капітальності та II ступені вогнестійкості.

В даному проекті розроблено прибудову до існуючої будівлі, з розмірами в плані 23,2x15 м. і висотою поверху 3,30 м. Будівля 4 – х поверхова. Приміщення адміністративно господарського блоку поділяються на приміщення службового та адміністративного призначення.

1.3.2 Описання прийнятого рішення та його обґрунтування

Будівля має коридорну планувальну схему, що покращує раціональність функціонального використання. Приймальні приміщення та кабінет генерального директора згідно доцільності їх використання розміщені на першому поверсі. Також на першому поверсі розташована їдальня, конференц-зал, кабінети директорів, заступників та начальників відділів, медпункт та архів. На інших поверхах розміщені кабінети управляючих та їх заступників, а також лабораторії.

Тамбур в будинку забезпечує не потраплянню холодного повітря до приміщення при відкриванні зовнішніх дверей.

1.3.3 ТЕП об'ємно-планувального рішення

Згідно ДБН В.2.2-9-99 «Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди» (додаток Д) визначаємо значення техніко-економічних показників даної прибудови і вносимо їх до табл. 1.2.

Таблиця 1.2 – Техніко-економічні показники по прибудові

№ з/п	Найменування	Величина
1	Розрахункова площа	755 м ²
2	Корисна площа	954 м ²

3	Загальна площа	1212 м ²
4	Площа забудови	380 м ²
5	Показник доцільності планування	0,26 %

При проектуванні застосовуємо такі техніко-економічні показники:

1. Нормована (розрахункова) площа визначається як сума усіх площ наявних у ньому приміщень, за винятком коридорів, тамбурів, переходів, сходових кліток, внутрішніх відкритих сходів.

2. Корисна площа визначається як сума площ усіх наявних у ньому приміщень, а також балконів і антресолей у залах, фойє і т.ін., за винятком сходових кліток, внутрішніх відкритих сходів і пандусів;

3. Загальна площа визначається як сума площ усіх поверхів (включаючи технічні, мансардний, цокольний, підвальні).

4. Площа забудови визначається як площа горизонтального перерізу за зовнішнім обводом будівлі на рівні цоколю, включаючи виступаючі частини.

1.4 Конструктивні рішення прибудови

1.4.1 Технічний звіт про стан конструкцій існуючої будівлі

Каркас будівлі являє собою багатоярусну раму з жорсткими вузлами. Просторова жорсткість забезпечується сумісною роботою поперечних рам з/б каркасу, стін сходових клітин і перекриття та покриття, а також в повздовжньому напрямку – цегляними зовнішніми та внутрішніми стінами. В поперечному напрямку рамні вузли складають жорсткі стики ригелів з колонами.

Конструктивні елементи будівлі:

1. Фундаменти. Фундаменти під каркас будівлі монолітні залізобетонні стаканного типу, влаштовані по бетонній підготовці. Глибина залягання фундаментів – 1,80 м. Основою фундаментів є суглинки шару.

Технічний стан фундаментів – нормальний.

2. Колони. Збірні залізобетонні, перерізом 40x40 см., металеві закладні деталі місцями покриті іржею .

Технічний стан колон – нормальний.

3. Ригелі. Збірні залізобетонні, таврового перерізу, висотою 600мм. Тріщин, сколів, відслоювання захисного шару не виявлено.

4. Перекриття, покриття. Збірні залізобетонні ребристі плити частково монолітні ділянки.

Технічний стан плит покриття та перекриття – нормальний.

5. Зовнішні стіни. З 1-го по 4-й поверх – цегляні товщиною 510 мм та утеплені мінераловатними плитами.

6. Перегородки. Цегляні, товщиною 120мм.

7. Перемички. Збірні, з з/б елементів.

8. Покрівля. Плоска, з зовнішнім водовідведенням. Покриття 4-х шаровий рубероїдний килим на бітумній мастиці.

Стан покрівлі – незадовільний (в багатьох місцях протікає).

9. Заповнення прорізів. Двері зовнішні та внутрішні – металеві, дерев'яні. Віконні прорізи заповнені дерев'яними переплетами.

Рекомендується повна заміна дерев'яних вікон на металопластикові.

10. Підлога. Мозаїчна, із керамічної плитки, лінолеумна, цементна. Стан підлоги – задовільний.

11. Вимощення. Асфальтове, місцями порушене, потребує відновлення, місцями взагалі відсутнє.

1.4.2 Опис і обґрунтування прийнятих несучих та огорожуючих конструкцій

Конструктивна схема - повний несучий монолітний залізобетонний каркас безригельний безкапітельний.

Прийняті конструктивні елементи:

Фундаменти. Монолітні залізобетонні стовпчасті, квадратні в плані виконані з бетону класу В25.

Фундаментні балки. Виконані монолітні залізобетонні довжиною 3 і 6 м.

Елементи каркасу. Колони монолітні залізобетонні квадратного перерізу 300х300 мм з бетону класу В25 і армуються повздовжньою арматурою класу А400С і поперечною класу А240С .

Перекрыття – монолітне залізобетонне товщиною 15 см., з бетону класу В30 і армується повздовжньою арматурою класу А400С і поперечною А240С.

Сходи. Монолітні залізобетонні шириною 1,5м і з набірних залізобетонних сходинок.

Стіни зовнішні – цегляні, товщиною 510 мм.

Перемички – монолітні, залізобетонні.

Перегородки. На 1 – 4 поверхах - збірні гіпсокартонні завтовшки 100мм. Вмонтовується на одинарному або подвійному каркасі, з одношаровою або багатошаровою обшивкою, з різним по товщині шаром ізоляції. Комбінуючи перераховані елементи, добиваються необхідних показників по міцності і звукоізоляції. У разі потреби перегородка може нести протипожежну функцію. Влаштовуються перегородки після закінчення “мокрих” процесів (вирівнювання підлоги нівелір-масою і тому подібне) і нормалізації режиму вологості в приміщенні.

Покрівля. Рулонна з внутрішнім водостоком, утеплювач – пінобетонні плити завтовшки 150 мм. Разуклонка виконується з керамзитового гравію $\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$. Примикання покрівлі до елементів конструкцій прийняті по серії 2.260-1.

Вікна і двері. Вікна виконані з металопластикових профілів. Згідно завдання передбачається заміна дерев'яних віконних блоків на металопластикові в існуючій будівлі. Дверні прорізи заповнені дерев'яними блоками.

Для скління фасаду застосовується алюмінієва система самонесучих конструкцій теплоізованих.

Таблиця 1.3 – Специфікація столярних виробів

Позиція	Позначення	Найменування	К-сть	Примітка
Дверні блоки				
Д-1	Спецзамовлення	ДБ 0,9х2,1	110	дерев'яні
Д-2	Спецзамовлення	ДБ 1,5х2,1	35	дерев'яні
Д-2.1	Спецзамовлення	ДБ 1,5х2,1	4	дерев.скляні
Віконні блоки				
В-1	Спецзамовлення	ВБ 2,4х1,9	150	металопласт.
В-2	Спецзамовлення	ВБ 0,92х1,9	29	металопласт.
В-3	Спецзамовлення	ВБ 1,46х1,9	4	металопласт.
В-4	Спецзамовлення	ВБ 0,57х1,9	3	металопласт.
В-5	Спецзамовлення	ВБ 1,5х1,9	4	металопласт.

Підлоги. Підлоги складаються із гідроізоляції – 5мм, шлакобетону – 20мм(під керамічну плитку) і 20мм(під лінолеум), цементно-піщаної стяжки – 30 мм і покриття (лінолеум, плитка).

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін

Місто Полтава відноситься до першої температурної зони України. Згідно ДБН В.2.6-31-2006 «Теплова ізоляція будівель» мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції - $R_3^{норм} = 2,2 (м^2 \cdot К / Вт)$.

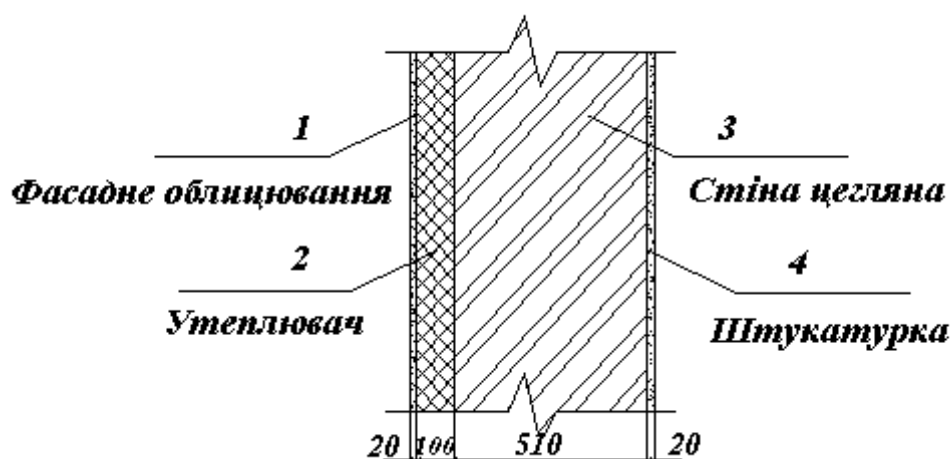


Рисунок 1.1 – Конструкція зовнішньої стіни

Таблиця 1.4 – Теплотехнічні показники стіни

№ шару	Матеріал шару огорожувальної конструкції	Об'ємна маса $\gamma_0, \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$	Товщина шару, $\delta, \text{мм}$	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності $\lambda, \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$	Розрахунковий коефіцієнт теплозасвоєння $S, \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$
1	Фасадне облицювання	1800	20	0,93	11,09
2	Утеплювач	15	100	0,055	0,33
3	Цегла глиняна звичайна	1800	510	0,81	10,12
4	Внутрішня штукатурка	1800	20	0,93	11,09

Величина опору теплопередач зовнішньої стіни R_{Σ} повинна задовольняти умову:

$$R_{\Sigma \text{ пр}} \geq R_{q \text{ min}} \quad (1.1)$$

де R_o^{TP} – потрібний опір теплопередачі

Визначаємо термічні опори окремих шарів:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i}; \quad (1.2)$$

де R_i – термічний опір i -го шару конструкції;

δ_i – товщина i -го шару, м;

λ_i – теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м · К):

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{0,02}{0,93} = 0,022 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – фасадне облицювання;}$$

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0,1}{0,055} = 1,82 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – утеплювач;}$$

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,51}{0,81} = 0,63 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – цегла глиняна;}$$

$$R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = \frac{0,02}{0,93} = 0,022 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – внутрішня штукатурка;}$$

Загальний термічний опір непрозорої термічно однорідної огорожувальної конструкції:

$$\begin{aligned} R_q &= \frac{1}{\alpha_6} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_3} = \\ &= 0,132 + 0,022 + 1,82 + 0,63 + 0,022 + 0,043 = 2,67 (\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}) \end{aligned}$$

де $\alpha_в = 7,6 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^\circ\text{С}$ – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні;

$\alpha_з = 23 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^\circ\text{С}$ – коефіцієнт тепловіддачі для умов зовнішньої поверхні (згідно додатку Е ДБН В.2.6-31-2006).

Перевіряємо виконання умови:

$$R_3^{\text{норм}} = 2,67 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} \geq 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} - \text{умова виконується}$$

Товщина стіни загалом становить 650 мм.

1.4.4 Теплотехнічний розрахунок покриття

Згідно ДБН В.2.6-31-2006 «Теплова ізоляція будівель» мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції:

$$R_{r,\text{min}} = 3,9 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

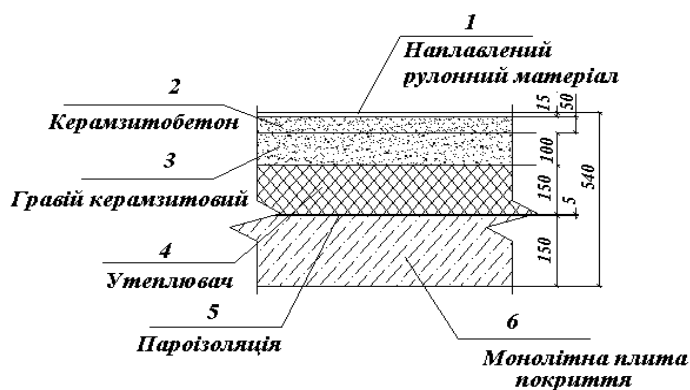


Рисунок 1.2 – Конструкція покриття

Таблиця 1.5 – Теплотехнічні показники покрівлі

№ шару	Матеріал шару огорожувальної конструкції	Об'ємна маса $\gamma_0, \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$	Товщина шару, $\delta, \text{мм}$	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності $\lambda, \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$	Розрахунковий коефіцієнт теплозасвоєння $S, \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$
1	Наплавлений рулонний матеріал	600	15	0,17	3,53
2	Керамзитобетон на керамзитовому піску	500	50	0,23	3,25
3	Гравій керамзитовий	400	100	0,14	1,99
4	Утеплювач	15	150	0,055	0,33
5	Пароізоляція	600	5	0,17	3,53
6	Плита покриття	2500	220	2,04	18,95

Величина опору теплопередач зовнішньої стіни R_{Σ} пр повинна задовольняти умову:

$$R_{\Sigma \text{ пр}} \geq R_{q \text{ min}}; \quad (1.3)$$

Визначаємо термічні опори окремих шарів:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i} \quad (1.4)$$

δ_i – товщина i -го шару, м; λ_i – теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м · К):

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{0,015}{0,17} = 0,088 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{К/Вт} \text{ – наплавлений рулонний матеріал};$$

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0,05}{0,23} = 0,22 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{К/Вт} \text{ – керамзитобетон на керамзитовому піску};$$

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,1}{0,14} = 0,71 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{К/Вт} \text{ – гравій керамзитовий};$$

$$R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = \frac{0,15}{0,055} = 2,73 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{К/Вт} \text{ – утеплювач};$$

$$R_5 = \frac{\delta_5}{\lambda_5} = \frac{0,005}{0,17} = 0,03 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{К/Вт} \text{ – пароізоляція};$$

$$R_6 = \frac{\delta_6}{\lambda_6} = \frac{0,22}{2,04} = 0,11 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{К/Вт} \text{ – монолітна плита покриття};$$

Загальний термічний опір покриття з утеплювачем:

$$\begin{aligned} R_q &= \frac{1}{\alpha_e} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_s} = \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{\delta_6}{\lambda_6} + \frac{1}{\alpha_s} = \\ &= 0,132 + 0,088 + 0,22 + 0,71 + 2,73 + 0,03 + 0,11 + 0,043 = \\ &= 4,06(\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}) \end{aligned}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$R_q = 4,06 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} > R_{q, \text{ min}} = 3,9 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} \text{ – умова виконується.}$$

Висновки до розділу 1

1. Проведено аналіз інженерних умов та попереднього функціонального призначення будівлі. На підставі проведеного аналізу, прийнято об'ємно-планувальні рішення реконструкції будівлі адмінкорпусу машинобудівного заводу.
2. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підібрано конструкції та матеріали з яких буде виконано прибудову.
3. Проведено теплотехнічний розрахунок основних огорожуючи конструкцій будівлі адмінкорпусу.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Збір навантажень на каркас будівлі

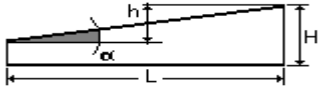
Таблиця 2.1 – Збір навантаження на плиту перекриття

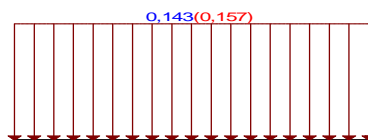
№ з/п	Вид навантаження, формула розрахунку	Характер. навантаж., кПа	Розрахункові навантаження, кПа			
			експлуатаційне		граничне	
			γ_{fe}	значення	γ_{fm}	значення
1.	Лінолеум $b=5$ мм, $\rho_m=1600$ кг/м ³	0,08	1,0	0,08	1,1	0,096
2.	Цементно – піщана стяжка $b=30$ мм, $\rho_m=1800$ кг/м ³	0,54	1,0	0,54	1,3	0,70
3.	Шлакобетон $b=20$ мм	0,38	1,0	0,38	1,3	0,49
4.	Гідроізоляція $b=5$ мм	0,075	1,0	0,075	1,3	0,093
5.	Вага перегородок	0,5	1,0	0,5	1,1	0,52
6.	Монолітна плита перекриття $b=150$ мм, $\rho_m=2500$ кг/м ³	3,8	1,0	3,8	1,1	4,2
Постійне навантаження		5,6				6,0
Тривале		1	1,0	1	1,3	1,30
Короткочасне		0,5	1,0	0,5	1,3	0,65
Змінне		1,5				1,95
Повне навантаження		7,1				7,95

Таблиця 2.2 – Збір навантаження на покриття

№ п/п	Вид навантаження, формула розрахунку	Характер. навантаж., кПа	Розрахункові навантаження, кПа			
			експлуатаційне		граничне	
			γ_{fe}	значення	γ_{fm}	значення
1.	Рубероїд $b=7$ мм, $\rho_m=600$ кг/м ³	0,042	1,0	0,042	1,3	0,052
2.	Керамзитобетон $b=50$ мм, $\rho_m=500$ кг/м ³	0,25	1,0	0,25	1,3	0,31
3.	Керамзитовий гравій $b=30$ мм, $\rho_m=400$ кг/м ³	0,12	1,0	0,12	1,3	0,15
4.	Утеплювач $b=150$ мм $\rho_m=15$ кг/м ²	0,23	1,0	0,23	1,3	0,28
5.	Пароізоляція $b=5$ мм $\rho_m=600$ кг/м ³	0,03	1,0	0,03	1,3	0,037
6.	Монолітна плита перекриття $b=170$ мм, $\rho_m=2500$ кг/м ³	3,8	1,0	3,8	1,1	4,2
Постійне навантаження		4,5				5,03

Снігове навантаження підібрано в додатку до ПК Мономах. Розрахунок виконаний по нормам проектування згідно "ДБН В.1.2-2:2006 із зміною №1".

Параметр	Значення	Одиниці вимірювання
Місцевість		
Характеристичне значення снігового навантаження	0,143	Т/м ²
Висота розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря	0	км
Будівля		
		
Висота Н	14	м
Ширина В	20	м
h	0,15	м
α	0,614	град
L	14	м
Не утеплена конструкція з підвищеним тепловідленням	Ні	
Коефіцієнт надійності по критичному характеристичному значенні γ_{fm}	1,1	
Коефіцієнт надійності по критичному граничному значенні γ_{fe}	1	



Одиниці вимірювання : Т/м²

— Характеристичне значення

— Граничне значення

2.2 Конструювання каркасу будівлі

Модель каркасу розроблена в ПК Мономах за допомогою програми «КОМПОНОВКА», де при створенні моделі каркасу задані такі елементи:

Конструкції:

- плита перекриття 150 мм.
- колони 300х300 мм.

- бетон класу В30

Навантаження:

- постійні та змінні
- сейсмічні та вітрові (згідно ДБН «Навантаження та впливи») враховується вітровий район, тип місцевості, коефіцієнти географічної висоти та динамічності.

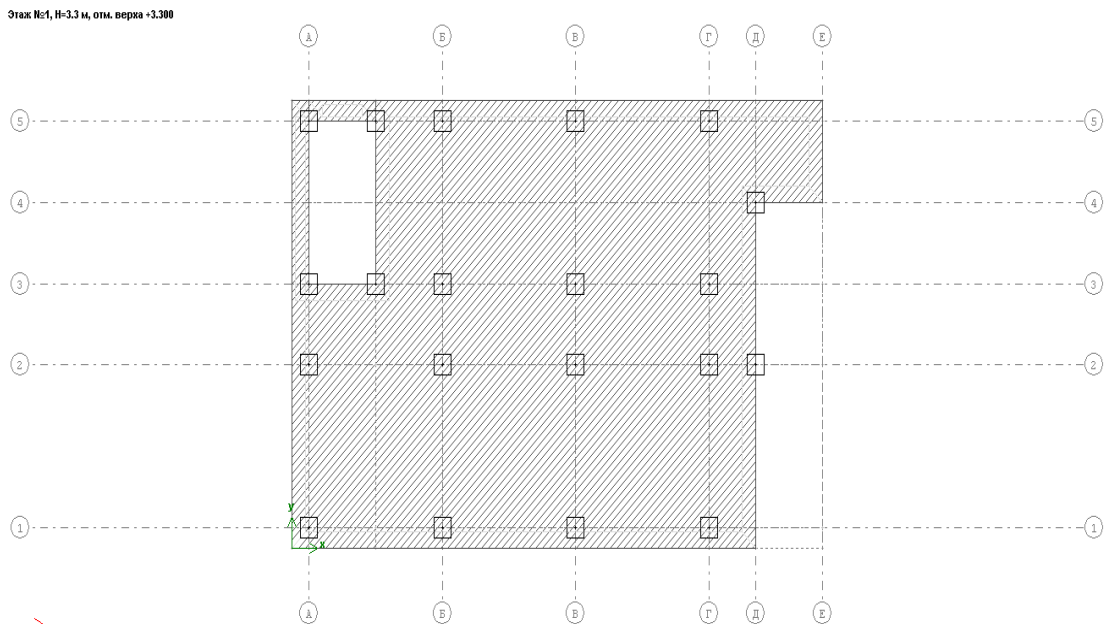


Рисунок 2.1 – Фрагмент декартової сітки будівлі

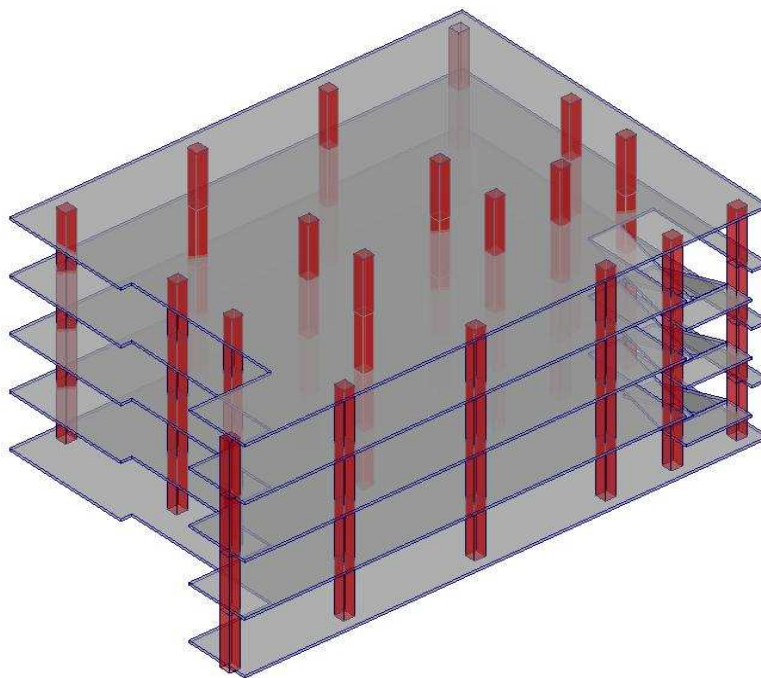


Рисунок 2.2 – Геометрична схема

Після побудови геометричної схеми та задання зв'язків і жорсткостей був виконаний розрахунок будівлі.

2.3 Розрахунок і конструювання монолітної плити перекриття

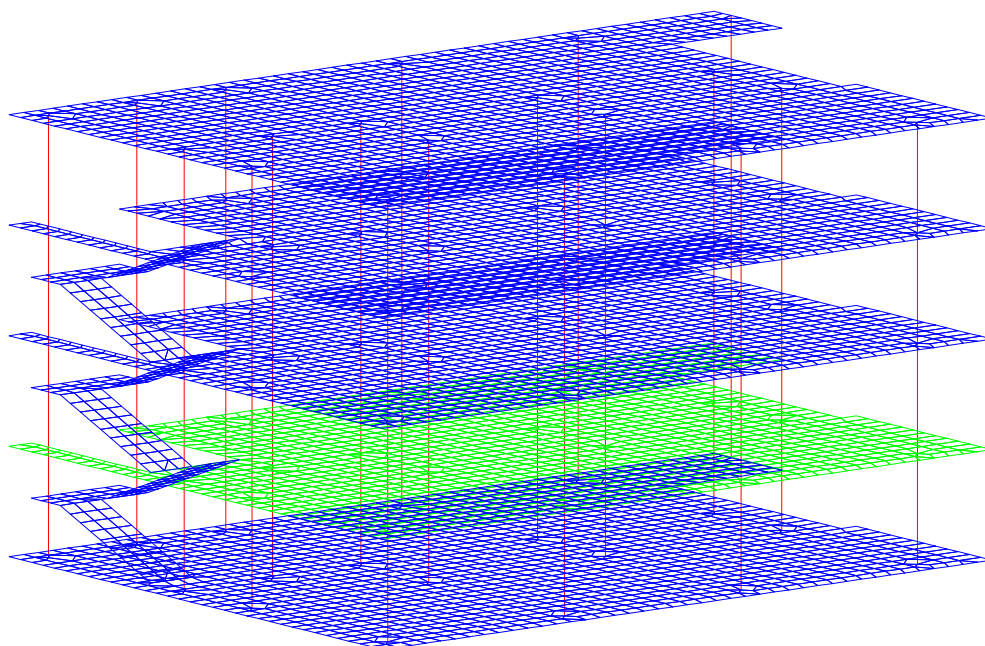


Рисунок 2.3 – Схема будівлі (виділено покриття, що розраховується)

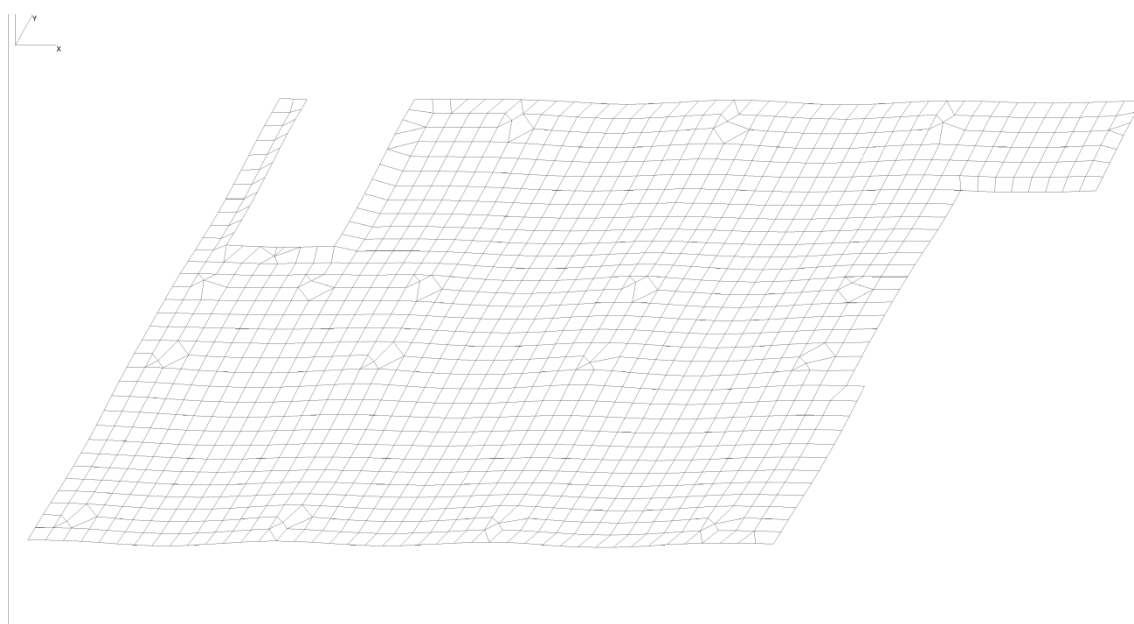


Рисунок 2.4 – Деформована схема перекриття 2-го поверху

2.3.1 Армування плити

Зусилля в плиті перекриття та прийняте армування наведено в таблиці 2.3. Додаткова арматура встановлюється в місцях зображених темним кольором.

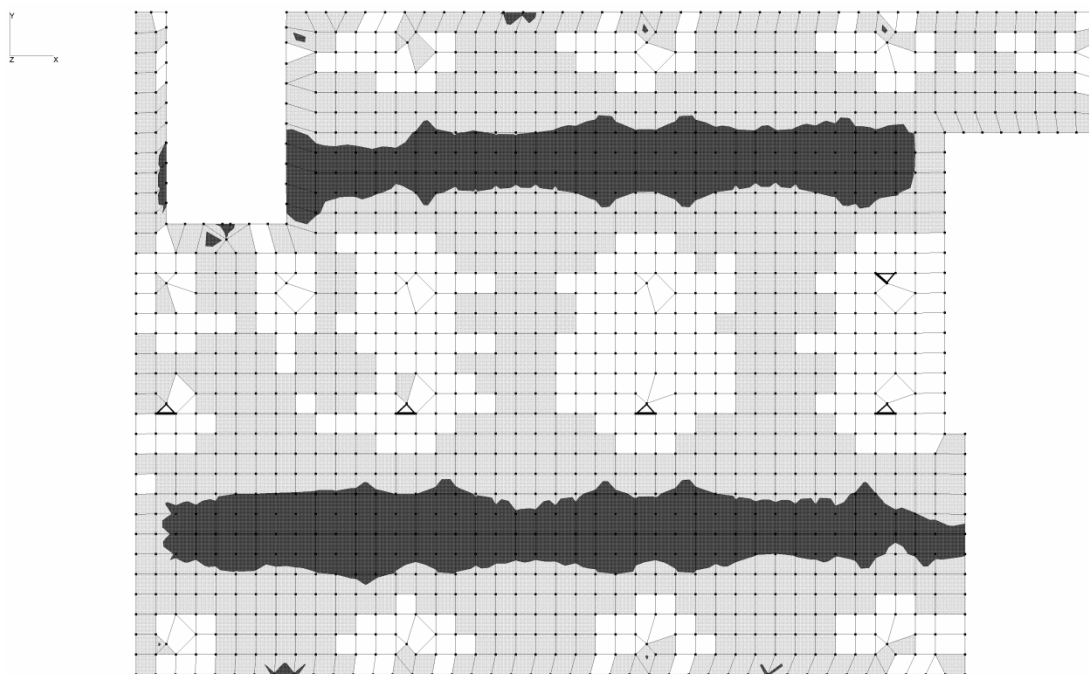


Рисунок 2.5 – Армування нижньої зони вздовж осі X

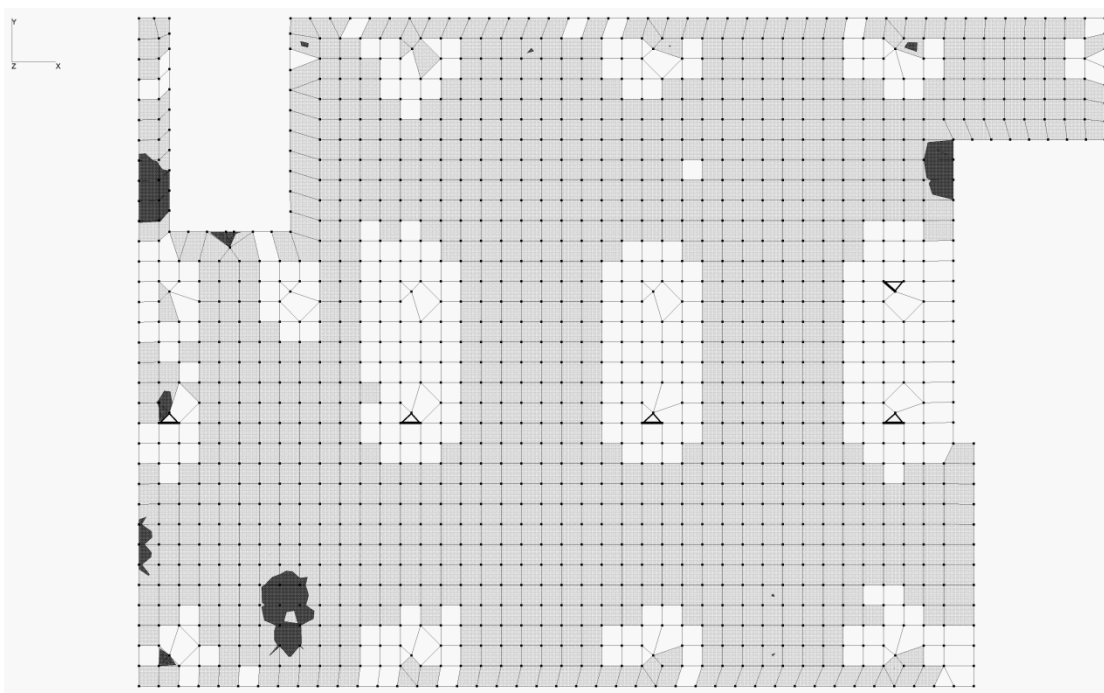


Рисунок 2.6 – Армування нижньої зони вздовж осі Y

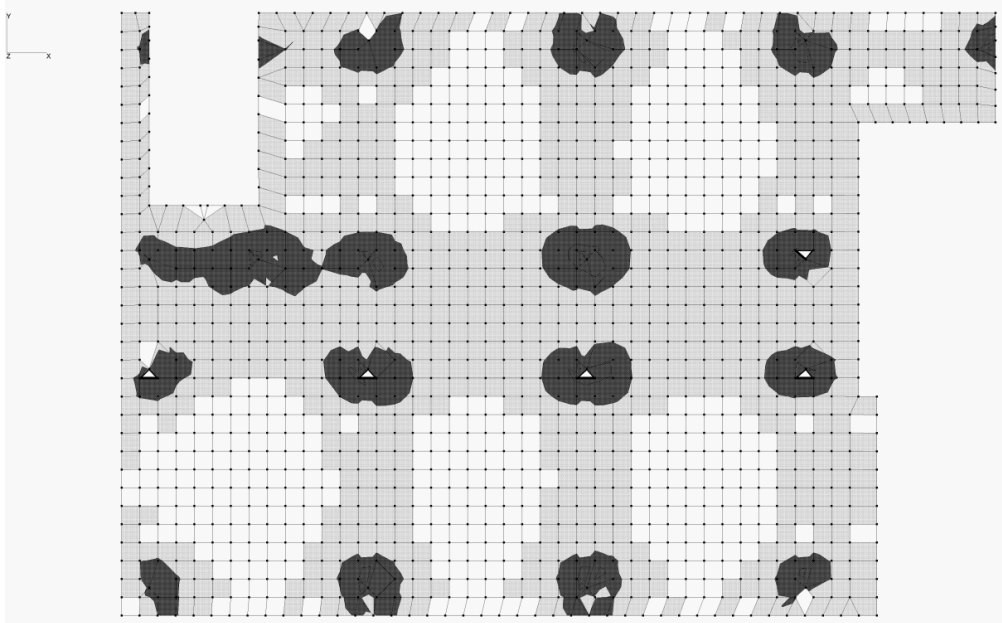


Рисунок 2.7 – Армування верхньої зони вздовж осі Х

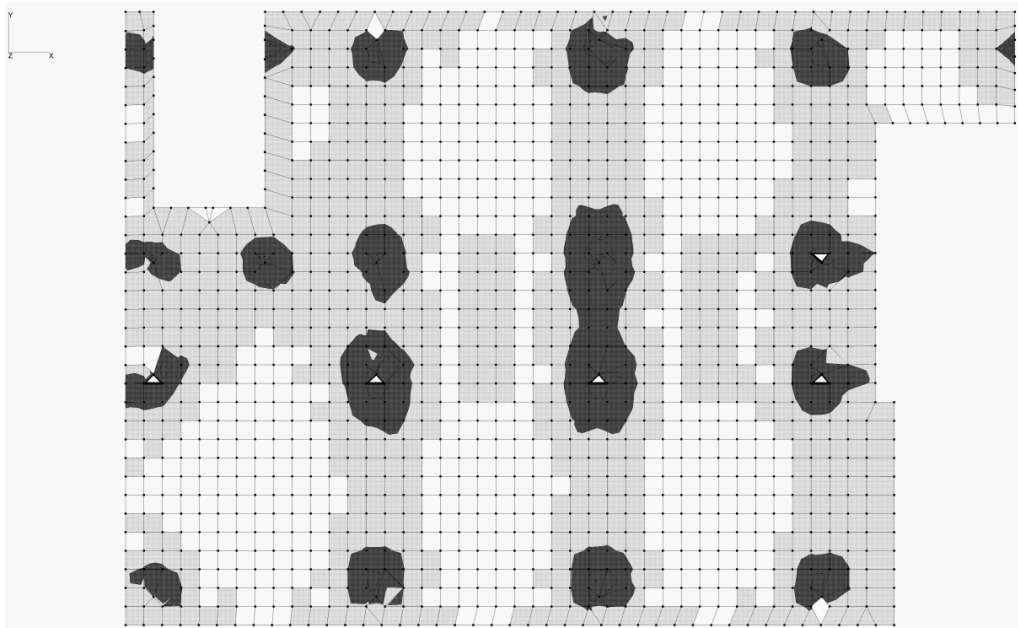


Рисунок 2.8 – Армування верхньої зони вздовж осі У

Таблиця 2.3 – Армування плити перекриття

Армування плити	Діаметр арматури, мм		Клас арматури		Зусилля, т	
	основна	додаткова	основна	додаткова	основна ділянка	додаткова ділянка
Верхня зона вздовж осі Х	12	16	A400C	A400C	4,52	7,11
Верхня зона вздовж осі У	12	16	A400C	A400C	4,52	7,24
Нижня зона вздовж осі Х	12	10	A400C	A300C	4,52	3,66
Нижня зона вздовж осі У	12	12	A400C	A300C	4,52	2,83

2.4 Розрахунок і конструювання колони

Висота поверху $H_{\text{пов}} = 3,3$ м. Верхня грань відрізу фундаменту знаходиться на відмітці 0,2 м. Тоді висота колони 1-го поверху:

$$H_c = 3,3 + 0,2 = 3,5 \text{ м.} \quad (2.1)$$

Розрахункова довжина колони:

$$l_0 = 0,7H_c = 0,7 \cdot 3,5 = 2,45 \text{ м} \quad (2.2)$$

Попередньо задаємося перерізом колони:

$$h_c \times b_c = 250 \times 250$$

Гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{2,45}{0,25} = 9,8 \quad (2.3)$$

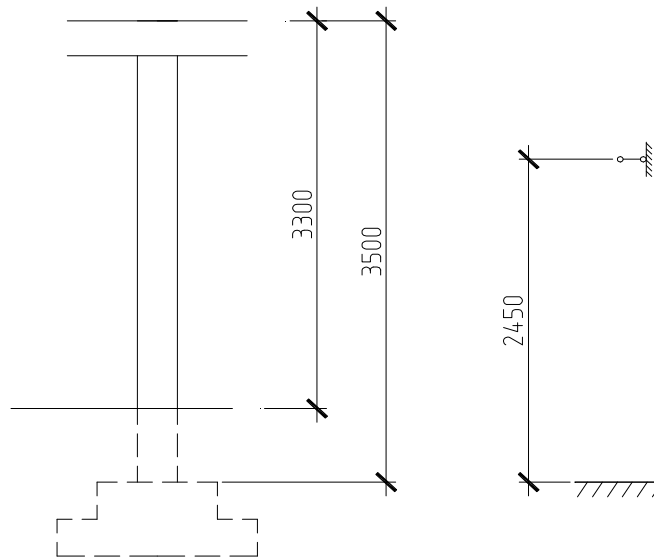


Рисунок 2.9 – Розрахункова схема колони

2.4.1 Визначення зусиль в колоні

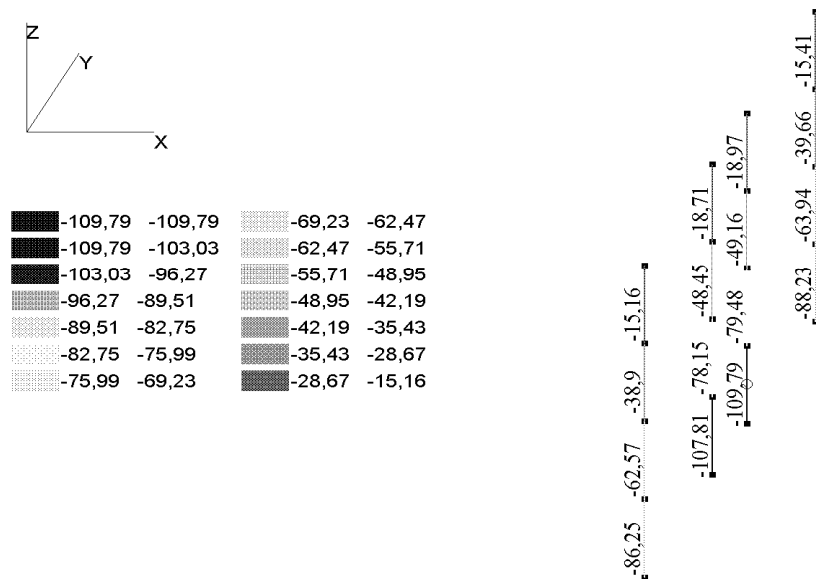


Рисунок 2.10 – Визначення зусиль в колоні

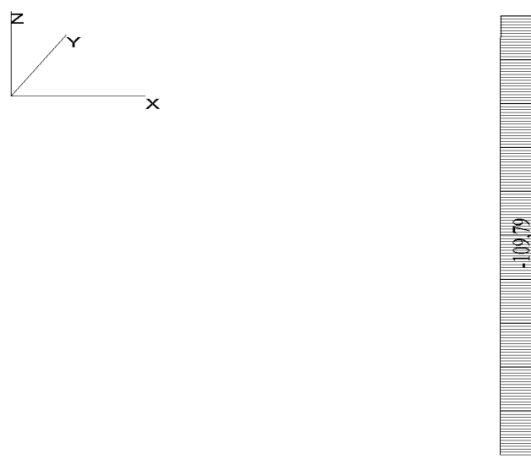


Рисунок 2.11 – Максимальне зусилля

До розрахунку приймаємо $N = 109,79 \text{ T}$

2.4.2 Визначення розмірів перерізу колони

Приймаємо:

- поздовжню арматуру класу А400С;

- бетон В25.

Площа перерізу колони:

$$A_c = \frac{N}{\varphi(R_b + \mu R_{sc})} = \frac{1097,9 \cdot 10^3}{1(13,5 + 0,012 \cdot 280)} = 65118,6 \text{ мм}^2 \quad (2.4)$$

$$h_c = \sqrt{A} = 65119 = 255,2 \text{ мм}$$

Приймаємо розміри перерізу 300x300 мм.

$$A = h_c^2 = 300^2 = 90000 \text{ мм}^2$$

Уточнюємо φ :

$$\frac{l_0}{h} = \frac{2,45}{0,3} = 8,2; \quad (2.5)$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_b - \varphi_c) \frac{R_{sc}}{R_b} \mu = 0,89 + 2 \cdot (0,9 - 0,89) \cdot \frac{280}{13,5} \cdot 0,01 = 0,894 \quad (2.6)$$

Площа перерізу поздовжньої робочої арматури:

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A_c}{R_{sc}} = \frac{\frac{1097,9 \cdot 10^3}{0,894} - 13,5 \cdot 90000}{280} = 3490 \text{ мм}^2. \quad (2.7)$$

Приймаємо 4 стержня А400С $\varnothing 14$, $A = 6160 > 3490 \text{ мм}^2$.

Поперечні стержні приварюються до поздовжніх стержнів з кроком не більше $20d = 20 \cdot 10 = 200 \text{ мм}$. Крок поперечних стержнів повинен бути не більше розміру сторони колони. Приймаємо крок поперечних стержнів 200 мм. з діаметром $\varnothing 8 \text{ мм}$., класу А240С.

2.4.3 Перевірочний розрахунок колони в ПК Мономах

Нормативний документ

ДСТУ 3760-98

Бетон

Класс B25

Арматура

Класс продольной A400C2

Класс поперечной A240C

Расчетный диаметр
продольной, мм 20

Защитный слой
продольной, мм 25

Привязка продольной,
мм 35

Используемый сортамент
продольной 20

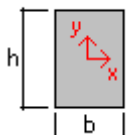
Требования

Расчет по раскрытию трещин

Выделять угловые стержни

Вязаный каркас. Модуль уменьшения шага поперечной арматуры 25 мм

Сечение



Размеры, мм:

b 300

h 300

Площадь, см² 900

Отметки

Высота этажа, мм 3300

Высота перекрытия, мм 150

Отметки, м:

низа колонны 0,000

верха перекрытия +3,300

Расчетная длина

Коэффициенты расчетной длины:

m X 0.7

m Y 0.7

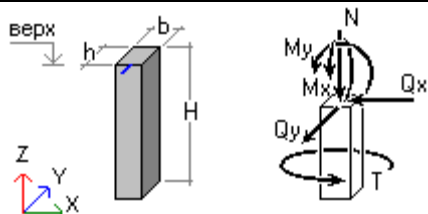
Расчетная длина, мм:

Lo X 2310

Lo Y 2310

Гибкость: L_0/h X 7.70
 L_0/h Y 7.70

Нагрузки



Результаты МКЭ расчета

	N, тс	Mx	My	Qx	Qy	T,	сеч
Постоянная	14.4	1.13	0.947	0.414	0.562	-0.001	1
	13.6	-0.728	-0.419	0.414	0.562	-0.001	2
Длительная	2.2	0.247	0.22	0.095	0.118	0	1
	2.2	-0.144	-0.095	0.095	0.118	0	2
Кр. временная	1.27	0.142	0.126	0.055	0.068	0	1
	1.27	-0.083	-0.054	0.055	0.068	0	2
Ветровая 1	0.01	-0.036	-0.036	-0.017	-0.017	0	1
	0.01	0.021	0.02	-0.017	-0.017	0	2
Ветровая 2	0.014	-0.052	-0.051	-0.024	-0.025	0	1
	0.014	0.03	0.029	-0.024	-0.025	0	2

Коэффициенты

Надежности по ответственности 1

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
Надежности	1.1	1.2	1.2	1.4	1
Длительности	1	1	0.35	0	0
Продолжительность	1	1	1	0	0

и

Снижающий для кр. врем. нагрузки 1

Учитывать в расчете:

автоматически сформированные РСН

РСН, сформированные для случаев а, б

Коэффициенты расчетных сочетаний нагрузок (РСН)

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
1-е, основное	1	1	1	1	0
2-е, основное	1	0.95	0.9	0.9	0
3-е, особое	0.9	0.8	0.5	0	1

Учитывать при автоматическом формировании РСН:

знакопеременность ветровой и сейсмической нагрузки

Расчетное армирование

Asu	2.01
Продольная арматура, см ² :	
полная	8.044
по прочности	8.044
% армирования	0.89
Поперечная арматура,	0.0247889

см²/м

Ширина раскрытия трещин, мм:	
непродолжительного	0.0148826
продолжительного	0.0148826

Расстановка продольной арматуры

Армирование симметричное. Выпуски в верхнюю колонну

угловые	4Ø14
Всего	4Ø14

Площадь арматуры, см ²	61,60
% армирования	1.40

Анкеровка продольной арматуры

Диаметр стержня, мм	Длина анкеровки, мм	Длина нахлестки, мм
14	830	830

Расстановка поперечной арматуры

Зона, мм:	4Ø8
шаг	200
привязка 1-го	50
зона раскладки	800
привязка последнего	850

Основная зона, мм:	4Ø8
шаг	300
привязка 1-го	1150
зона раскладки	1800
привязка последнего	2950

Доборный, мм:	
шаг	150
привязка	3100
расст. до верха	50

Площадь арматуры, см ² /м	1.88496
--------------------------------------	---------

Режимы установки шпилек:
нет

Объемы и цены

	Стоим. ед.	Количество	Сумма
Бетон, м ³	1	0.297	0.30
Арматура, кг	1	43.9604	43.96
Опалубка, м ²	1	3.78	3.78
Всего, ед.			48.04

2.5 Розрахунок і конструювання фундаменту під колону середнього ряду

Для знаходження мінімально допустимої висоти фундаменту приймаємо із розрахунку стійкості колони $N = 1098$ кН.

Розрахункове навантаження (зусилля) на фундамент приймається з розрахунку колони першого поверху (тільки за основним перерізом).

Виконуємо розрахунок під колону середнього ряду.

Кількість сходинок фундаменту призначаємо в залежності від його загальної висоти, і приймають:

- при $H \leq 450$ мм – одноступінчастим,
- при $450 \leq H \leq 900$ мм – двоступінчастим,
- при $H > 900$ мм треступінчастим.

Мінімальна висота ступені – 300 мм.

Підошву фундаменту армують в'язаними або зварними сітками, з арматури класів А300С або А400С. Діаметр робочих стержнів сітки повинен бути не менше 10 мм в напрямі сторони з довжиною менше 3 м і не менше 12 мм в напрямі сторони з довжиною 3 м і більше.

Крок арматурних стержнів приймається не менше 100 мм і не більше 200 мм в обох напрямках.

У фундаментах з розмірами в плані 3м і більше довжина арматурних стержнів зменшується на 20 %, і встановлюється із взаємним зміщенням в межах підошви.

При армуванні колони чотирма стержнями стикування стержнів здійснюється в одному рівні. При армуванні вісьмома стержнями – у двох рівнях.

Захисний шар бетону плитної частини фундаменту, при наявності підготовки, складає – 35 мм, при її відсутності – 75 мм.

Враховуючи вище наведені заходи щодо конструюванню фундаменту, до розрахунку приймаємо:

- бетон класу В25 (з урахуванням $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_{bt} = 0,81$ МПа).

- арматура класу А400С ($R_s=280$ МПа).

Відповідно до даних умовний розрахунковий опір ґрунту $R_0=0,4$ МПа.

Розрахункове навантаження на фундамент $N = 1098$ кН.

Розрахункове навантаження при $\gamma_f = 1$ можна визначити, розділивши розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$ на середній коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_T=1,15$:

$$N_{ser} = \frac{N}{\gamma_m} = 955 \text{ кН} \quad (2.8)$$

2.5.1 Визначення глибини закладання фундаменту

Визначаємо розрахункову глибину промерзання:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 100 = 0,50 \text{ м}, \text{ де} \quad (2.9)$$

k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди()

d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунта, яка визначається в залежності від кліматичного району будівництва (м. Полтава $d_{fn} = 1 \text{ м}$.)

Призначаємо висоту фундаменту $H_f = 1.5 \text{ м}$

Глибина закладання фундаменту по конструктивним вимогам

$$d_1 = H_f + h_1 = 1.5 + 0.3 = 1.8 \text{ м}, \text{ де} \quad (2.10)$$

H_f - висота фундаменту.

h_1 - товщина шару ґрунту від обрізу фундаменту до планувальної відмітки землі, $h_1 = 0.3 \text{ м}$

Абсолютная відмітка подошви фундаменту:

$$FL = DL - d_1 = 141.5 - 1.8 = 139.7 \text{ м}. \quad (2.11)$$

2.5.2 Визначення розмірів подошви фундаменту

Згідно даних геологічних досліджень (розділ «Основи і фундаменти») несучим ґрунтом є суглинок туго пластичний з характеристиками: $\gamma_{mf}=19,99$ кН/м³, $E=14$ МПа.

Розрахунковий опір ґрунту згідно табл. Е.3 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»: $R_0 = 0,12$ МПа.

Необхідна площа фундаменту:

$$A_f = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mf} \cdot d} = \frac{955000}{0,12 \cdot 10^6 - (19,9 \cdot 1,5) \cdot 10^3} = 3,89 \text{ м}^2 \quad (2.12)$$

Приймаємо фундамент квадратного перерізу в плані, $a = \sqrt{A} = 1,94$ м.

Приймаємо розмір фундаменту $a \times b = 2 \times 2$ м із площею $A_f = 4 \text{ м}^2$.

Тиск на ґрунт від розрахункового навантаження:

$$q_{sf} = \frac{955}{4} = 0,238 \text{ МПа} \quad (2.13)$$

Розраховуємо найменшу висоту фундаменту із умови продавлювання його колоною по поверхні піраміди при дії розрахункового навантаження, використовуючи наближену формулу:

$$h_0 \text{ min} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p_{sf}}} = -\frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{955}{1,05 + 0,238}} = 74,8 \text{ см} \quad (2.14)$$

де h_c , b_c - розміри поперечного перерізу колони; $R_{bt} = 1,05$ МПа – для бетону класу В25.

Тоді $h = h_0 + 3,5 = 78,3$ см.

Крім того, висота фундаменту щодо конструктивних вимог повинна бути прийнята не менше:

$$h = 20d + 25 = 45 \text{ см},$$

$$h = h_c + 25 = 55 \text{ см}.$$

Приймаємо висоту $h = 90$ см, тоді корисна висота буде дорівнювати:

$$h_0 = h - 3,5 = 86,5 \text{ см}.$$

Висоту нижнього уступу призначаємо з умов міцності на поперечну силу без поперечного армування:

$$h_{01} \geq \frac{CP_{st}}{\varphi_{b3} R_{bt}} = 21,061 \text{ см} \quad (2.15)$$

де h_{01} - робоча висота нижнього уступу фундаменту; для важкого бетону $\phi_{b3} = 0,6$;

$$C = (a - h_c - 2h_0)0,5 = 23,5 \text{ см},$$

$$h_1 = h_{01} + 3,5 = 24,561 \text{ см}.$$

Висоту нижнього уступу фундаменту приймаємо $h_1 = 30 \text{ см} > 24,561 \text{ см}$. Тоді корисна висота $h = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ см}$.

2.5.3 Визначення перерізу арматури фундаменту

Навантаження на фундамент передається від колони. При цьому під подошвою фундаменту виникає реактивний тиск ґрунту основи. При передачі навантаження по осі колони епюра реактивного опору ґрунту під подошвою прямокутна.

Плитна частина фундаменту є згинальним елементом, який завантажений по всій площині рівномірним навантаженням. В результаті у перерізах плити виникають згинаючі моменти і поперечні сили.

Визначаємо згинаючі моменти:

$$M_I = 0,125p_{sf}(a - a_1)^2b = 0,125 \cdot 955 \cdot (2 - 1,4)^2 \cdot 2 = 85,95 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{II} = 0,125p_{sf}(a - a_2)^2b = 0,125 \cdot 955 \cdot (2 - 0,8)^2 \cdot 2 = 343,83 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{III} = 0,125p_{sf}(a - h_c)^2b = 0,125 \cdot 955 \cdot (2 - 0,3)^2 \cdot 2 = 689,98 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Площа перерізу арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_I}{0,9h_{01}R_s} = \frac{85,95 \cdot (100)}{0,9 \cdot 26,5 \cdot 365 \cdot (0,1)} = 9,87 \text{ см}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_{II}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{343,83 \cdot (100)}{0,9 \cdot 56,5 \cdot 365 \cdot (0,1)} = 19,5 \text{ см}^2$$

$$A_{s3} = \frac{M_{III}}{0,9h_{03}R_s} = \frac{689,98 \cdot (100)}{0,9 \cdot 86,5 \cdot 365 \cdot (0,1)} = 24,2 \text{ см}^2$$

За робочу арматуру подошви фундаменту приймаємо зварну сітку з однаковою в обох напрямках арматурою класу А400С $\emptyset 18$ із кроком 150 мм.

Остаточню приймаємо 13 $\emptyset 18$ А400С з $A_s = 25,45 \text{ см}^2 > 24,2 \text{ см}^2$.

Відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_{s3}}{b_1 h_{03}} 100 = \frac{25,45}{90 \cdot 86,5} 100 = 0,322\% > \mu_{\min} = 0,1\% \quad (2.16)$$

2.6 Прив'язка проектованої будівлі до існуючого рельєфу будівельної площадки

Природний рельєф будівельного майданчика з розмірами АВхСD = 22,5х18 м., має незначний перепад висот по абсолютним відмітках в межах довжини будинку, який склав 142.25-140.75 = 1.5 м. Це свідчить про те, що природний рельєф будівельного майданчика відносно «спокійний».

Абсолютну позначку планувальної поверхні приймаємо рівною 141.5 м. Тоді проектні «червоні» позначки проектного рельєфу кутів будівельного майданчика будуть мати такі відмітки:

$$т.А: 141.5 + 0.002 \cdot 101.28 + 0.002 \cdot 48.95 = 141.8 м$$

$$т.В: 141.5 - 0.002 \cdot 124.72 + 0.002 \cdot 48.95 = 141.35 м$$

$$т.С: 141.5 - 0.002 \cdot 124.72 - 0.002 \cdot 71.05 = 141.11 м$$

$$т.D: 141.5 + 0.002 \cdot 101.28 - 0.002 \cdot 71.05 = 141.56 м$$

Кути контуру будівлі будуть мати наступні відмітки:

$$т.1: 141.5 + 0.002 \cdot 60.75 - 0.002 \cdot 34.75 = 141.55 м$$

$$т.2: 141.5 + 0.002 \cdot 29.93 + 0.002 \cdot 21.51 = 141.6 м$$

$$т.3: 141.5 - 0.002 \cdot 62.72 + 0.002 \cdot 29.18 = 141.43 м$$

$$т.4: 141.5 - 0.002 \cdot 30.11 - 0.002 \cdot 21.65 = 141.4 м$$

Призначаємо абсолютну відмітку ± 0.000 , відповідно рівню чистій підлозі 1-го поверху будівлі: $\pm 0.000 = 141.6 + 0.9 = 142.5 м$

2.7 Оцінка інженерно-геологічних і гідрологічних умов будівельної площадки

Оцінка інженерно-геологічних і гідрологічних умов площадки будівництва полягає в уточненні найменувань кожного інженерно-геологічного

елемента, а також у визначенні похідних і класифікаційних характеристик ґрунтів та початкового розрахункового опору R_0 .

2.7.1 Розрахунок характеристик ґрунтів

Розрахунок проводиться в порядку залягання ІГЕ ґрунту від поверхні землі по 1 свердловині. Результати відомостей наведені в таблиці 2.4 Інженерно-геологічний розріз та схема планування будівельної площадки зображена в графічній частині.

Таблиця 2.4 – Порядок залягання ІГЕ ґрунту

№ ІГЕ	Умовне позн.	Найменування ґрунту і його стан	h_i , м	J_{Pi} , %	J_{Li}	e_i	S_{ri}	E_{0i} , МПа	R_{0i} , кПа
ІГЕ-1		Суглинок туго-пластичний	2,4	8	0,5	0,689	0,944	14	218,3
ІГЕ -2		Глина напівтверда	2	24	0,25	0,847	0,956	18	269,4
ІГЕ -3		Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	6	-	-	0,663	1	28	400
ІГЕ -4		Супісок текучий	6	5	1,2	0,621	1,036	16	239,5
ІГЕ -5		Суглинок напівтвердий	3,6	9	0,111	0,721	0,862	22	238,5

3.3 Розрахунок фундаменту ФМ-1 за деформаціями основ. Обчислення осідання

Осідання окремо розташованого фундаменту з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору проводимо методом пошарового підсумовування за формулою:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i}h_i}{E_{e,i}}; \quad (2.17)$$

Визначаємо ординати епюр природного тиску σ_{zg} (вертикальне напруження від дії власної ваги ґрунту) і додаткової $0,2\sigma_{zg}$ по формулі:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{III} h_i \quad (2.18)$$

Розрахунок проводимо в табличній формі (таблиця 2.5).

Таблиця 2.5 – Розрахунок ординати епюр природного тиску σ_{zg}

Точка	γ_{III}	h_i	σ_{zg}	$0.2\sigma_{zg}$
0	-	-	0	0
1	19,9	1,8	35,82	7,16
2	19,9	0,6	47,76	9,55
3	19	2	85,76	17,15
4	9,98	6	145,64	29,13
5	10,4	6	208,04	41,61
6	9,88	3,6	243,61	48,72

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 313 - 37,7 = 275 \text{кПа} \quad (2.19)$$

Визначаємо додаткове вертикальне напруження по підшві фундаменту:

Розбиваємо шар ґрунту під підшовою фундаменту на елементарні під шари товщиною:

$$\Delta_i = 0,4b_f = 0,2 \cdot 2,7 = 0,54 \text{м} \quad (2.20)$$

Додаткове напруження в ґрунті від взаємного впливу фундаментів визначаємо методом кутових точок за формулою:

$$\sigma_{zp,i}^{don} = (\alpha_i^I - \alpha_i^{II}) p_o, \quad (2.21)$$

де p_o - тиск по підшві ФМ-1, $p_o = 128,9 \text{кПа}$

Розрахунок виконуємо в табличній формі (таблиця 2.6).

Таблиця 2.6 – Розрахунок додаткового напруження в ґрунті

ξ_i	α_i^I	α_i^{II}	$\sigma_{zp,i}^{don}$
0.00	0.250	0.250	0.00
0.90	0.212	0.210	0.52
1.00	0.204	0.201	0.77

1.80	0.148	0.139	2.32
2.70	0.106	0.090	4.12
3.60	0.080	0.061	4.90
4.33	0.065	0.046	4.90
4.50	0.062	0.044	4.64
5.40	0.050	0.032	4.64
6.30	0.040	0.025	3.87
7.20	0.033	0.019	3.61
8.10	0.028	0.016	3.09
9.00	0.024	0.013	2.84
9.90	0.020	0.011	2.32
10.80	0.017	0.009	2.06

Розрахунок осідання ведемо в табличній формі (таблиця 2.7).

Таблиця 2.7 – Розрахунок осідання фундаменту

№ ПЕ	Найменування ґрунту	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{don}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{\Sigma}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$E_{0,i}$, кПа	Δ_i , м
ПЕ-1	Суглинок тугопластичний	2.4	0.0	0.0	0.0	1.000	275.0	0.00	275.0	269.7	1400
			0	0	0		0		0	6	
			0.5	0.5	0.4	0.960	264.0	0.52	264.5	262.4	
			4	4	0		0		2	4	
ПЕ-2	Глина напівтверда	2	0.0	0.6	0.4	0.944	259.6	0.77	260.3	241.3	1800
			6	0	4		0		7	5	
			0.4	1.0	0.8	0.800	220.0	2.32	222.3	196.5	
			8	8	0		0		2	5	
ПЕ-3	Пісок середньої щільності	6	0.5	1.6	1.2	0.606	166.6	4.12	170.7	149.5	2800
			4	2	0		5		7	7	
			0.5	2.1	1.6	0.449	123.4	4.90	128.3	115.5	
			4	6	0		8		7	9	
ПЕ-3	Пісок середньої щільності	6	0.4	2.6	1.9	0.356	97.90	4.90	102.8	99.92	2800
			4	0	3				0		
			0.1	2.7	2.0	0.336	92.40	4.64	97.04	86.18	
ПЕ-3	Пісок середньої щільності	6	0	0	0					86.18	
			0.5	3.2	2.4	0.257	70.68	4.64	75.32		67.23

			4	4	0					
			0.5	3.7	2.8	0.201	55.28	3.87	59.14	53.38
			4	8	0					
			0.5	4.3	3.2	0.160	44.00	3.61	47.61	43.36
			4	2	0					
			0.5	4.8	3.6	0.131	36.03	3.09	39.12	35.83
			4	6	0					
			0.5	5.4	4.0	0.108	29.70	2.84	32.54	29.94
			4	0	0					
			0.5	5.9	4.4	0.091	25.03	2.32	27.35	25.29
			4	4	0					
			0.5	6.4	4.8	0.077	21.18	2.06	23.24	
			4	8	0					

BC

$$S_1 = \frac{0,8}{14000} (269,76 \cdot 0,54 + 262,44 \cdot 0,06) = 0,009 м$$

$$S_2 = \frac{0,8}{18000} (241,35 \cdot 0,48 + 196,55 \cdot 0,54 + 149,57 \cdot 0,54 + 115,59 \cdot 0,44) = 0,0157 м$$

$$S_3 = \frac{0,8}{28000} (99,92 \cdot 0,1 + [86,18 + 67,23 + 53,38 + 43,36 + 35,83 + 29,94 + 25,29] \cdot 0,54) = 0,0055 м$$

$$S_{загал} = S_1 + S_2 + S_3 = 0,0009 + 0,0157 + 0,0055 = 0,03 м < S_u = 0,12 м$$

Умова виконується.

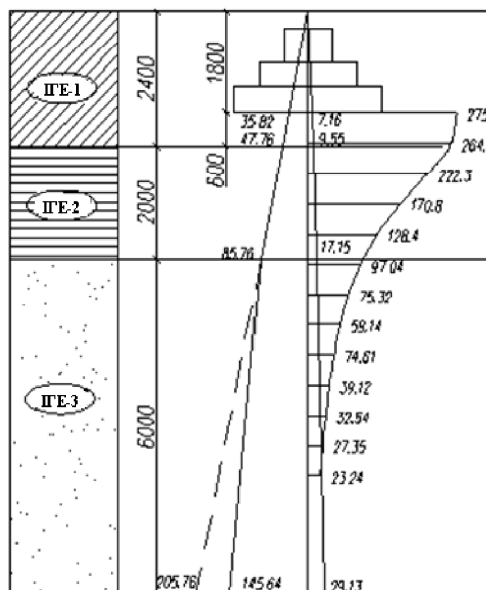


Рисунок 2.12 – Схема розподілу вертикальних напружень в основі під фундаментом згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору

Висновки до розділу 2

1. Проведено збір всіх видів навантажень на несучий каркас прибудови.
2. Законструйовано несучий каркас будівлі прибудови та підбрано поперечні перерізи всіх його складових.
3. Проведено конструктивний розрахунок плити перекриття, несучих колон прибудови. Запроектовано дані конструкції із розробкою основних монтажних вузлів.
4. Проаналізовано інженерно-геологічні умови майданчика будівництва та проведено розрахунок несучої здатності основ фундаментів. На основі проведеного аналізу підбрано фундаменти прибудови. Виконано прив'язку існуючих фундаментів із фундаментами прибудови.
5. Проведено розрахунок фундаментів прибудови та визначено їх просідання за максимального навантаження.

РОЗДІЛ 3. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Стан питання підсилення згинальних залізобетонних конструкцій за дії повторних навантажень

Досліди М.Ю. Смолянінова [22, 23] пов'язані з підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсилених акриловим полімеррозчином, при дії короткочасних статичних і багаторазово повторних навантажень.

Підсилені контрольні залізобетонні балки прямокутного і таврового перерізу випробували з $\omega = 7; 4,2$ і $0,1$ Гц з метою установлення впливу підсилюючого шару ($\delta_{m,ad} = 3, 6$ і 9 мм) і схеми підсилення на їх довговічність, витривалість і тріщиностійкість. Досліди показують, що із збільшенням товщини підсилюючого шару для однієї і тієї ж схеми підсилення, число циклів до руйнування збільшується, а момент виникнення тріщин у бетоні згинальних елементів значно віддаляється.

Значний вплив на витривалість контрольних і підсилених залізобетонних елементів справляють рівень навантаження і схема підсилення. Залежно від схеми підсилення і при інших однакових умовах число циклів до руйнування при $\eta_t = 0,6$ в середньому складає лише відповідно для контрольних балок $16,7$ %, а підсилених – $21,8; 22,5$ і 24 % в порівнянні з балками випробуваними з $\eta_t = 0,33$. Установлено, що зі збільшенням η_t при решті однакових умов, зменшується число циклів до руйнування.

Встановлено, що при збільшенні товщини обойми до 9 мм число циклів до руйнування залізобетонних балок при всіх інших рівних умовах, збільшується в середньому до 70 % у порівнянні з балками без підсилення.

В.Г. Квашою, І.В. Мельником та М.Д. Климпушем [24, 25, 27] проведені експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану, міцності, тріщиностійкості та деформацій залізобетонних балок підсилених

вуглепластиковими композитами при статичних і багаторазово повторних навантаженнях. Програма передбачала випробування восьми моделей залізобетонних балок, які були заармовані відповідно до армування реальних прокатних мостових балок серії ПК-01-05. Крім цього, в рамках дослідження було проведено випробування натурних мостових балок за ТП Вип. 56, після тривалого періоду експлуатації до та після підсилення стрічкою CFRP.

При проведенні випробувань на багаторазові навантаження руйнівний згинальний момент приймали близьким до реального для мостових балок: $\gamma = 0,5 \dots 0,6$, $\rho_m = 0,3 \dots 0,4$, базову кількість циклів навантаження $n = 2 \times 10^6$ циклів. На відміну від пластичного руйнування балок при статичних навантаженнях балки, випробувані багаторазовим навантаженням, руйнувались миттєво, крихко, передчасно від розриву стержнів робочої арматури по зварних швах без видимого збільшення загальних деформацій з наступним зломом бетону стиснутої зони. Передчасне руйнування було зумовлене низькою втомною міцністю зварних з'єднань арматурних каркасів. Витривалість підсилених балок була більшою, що зумовлено кращими умовами роботи арматури на витривалість і її більшою втомною міцністю внаслідок значно більшого, ніж у непідсилених балок коефіцієнта асиметрії циклу в арматурі, яка працює сумісно із стрічками підсилення.

Авторами запропоновано розрахунок міцності підсилених додатковою зовнішньою композитною арматурою залізобетонних балок при однократному завантаженні, який базується на тих же засадах методу граничних станів, що і непідсилених. Особливістю розрахунку міцності нормальних перерізів, підсилених наклеєними стрічками CFRP, є встановлення їх розрахункового опору R_L , який вводять в розрахункові умови.

М.О. Валовим [28] проведені дослідження впливу малоциклових навантажень високих рівнів на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсилених у розтягнутій зоні залізобетонних балок розмірами $120 \times 200 \times 2070$ мм із бетонів на відходах збагачення залізних руд.

Всі серії балок, окрім першої, були попередньо навантаженні зусиллям, яке становило 0,7...0,8 від руйнівного навантаження першої серії. Після чого вони були розвантаженні та підсилені. Балки підсилювалися нарощуванням у розтягнутій зоні шаром бетону на відходах збагачення залізних руд, розмір полки підсилення 210×30 мм. З'єднання "старого" та "нового" бетону виконували за допомогою клею Cerinol ZH фірми Dietermann.

При випробуванні балок повторним навантаженням інтенсивно підвищується прогин балки та ширина розкриття руйнуючої нормальної тріщини, а також з'являються нові тріщини та розвиваються вже існуючі. Руйнування балок супроводжується різким розкриттям нормальної тріщини з наступним розривом робочої арматури. Несуча здатність контрольної підсиленої серії у порівнянні з невідсиленою зросла на 47 %. Несуча здатність підсиленних балок, випробуваних повторним навантаженням до рівня 0,75; 0,85 та 0,9 від руйнівного в порівнянні з контрольною серією, зросла відповідно на 3, 4 та 5 %. Але це зростання лежить в межах середньостатистичної похибки.

Автори зазначають, що циклічні навантаження з рівнем $0,75 \leq \eta \leq 0,9$ від руйнівного не впливає на несучу здатність підсиленого елемента, так як рівень напруження бетону при стиску не перевищує 0,65 від R_b .

3.2 Мета та задачі досліджень

Метою даної роботи є встановити вплив малоциклового навантаження при підсиленні композитними матеріалами нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів в розтягнутій зоні.

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

- проаналізувати попередньо отримані експериментальні дані досліджень згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами, при дії на них малоциклового навантаження;

- встановити напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів, що були підсилені композитними матеріалами, при дії на них малоциклового навантаження;

- визначити ефект від підсилення згинальних залізобетонних елементів в порівнянні із такими ж зразками, що досліджувались без підсилення.

Дані теоретичні дослідження виконані на базі експериментальних досліджень, що були попередньо проведені Конончуком О.П. в лабораторії кафедри інженерних конструкцій Національного університету водного господарства та природокористування (м. Рівне).

3.3 Характер руйнування, експериментальна несуча здатність нормальних перерізів при малоцикловому навантаженні

Балки без підсилення, що випробовувались малоцикловим навантаженням, як і ті, що випробовувались однократним навантаженням, не руйнувались в ході випробувань. Вони доводились до граничного навантаження, за якого їх подальша нормальна експлуатація була б неможливою. Величини цих експериментальних навантажень наведено в таблиці 3.1.

На відміну від балок випробуваних однократним навантаженням всі дослідні зразки, що піддавались дії малоциклових навантажень досягали граничного експлуатаційного стану по ширині розкриття тріщин, яка сягала 0,42 – 0,44 мм, при цьому прогин був у допустимих межах. Навіть при подальшому навантаженні деяких балок прогин перевищив допустиму величину лише в одній балці БЦ1-2, де він склав 1,24 см (1/145). В балці БЦ3-1 при граничному експлуатаційному моменті 9,32 кН×м, коли ширина розкриття тріщин становила 0,44 мм, прогин становив всього лиш 0,909 см. Така ж ситуація і в балці БЦ3-2: при моменті 9,07 кН×м – тріщина була 0,44 мм, а прогин 0,86 см. Це свідчить про вплив малоциклових навантажень, зокрема високих рівнів, на роботу згинальних залізобетонних елементів. В результаті дії повторних навантажень збільшується жорсткість експериментальних балок. Спостерігаються зменшення граничного

експлуатаційного навантаження, що витримали дослідні зразки (табл. 3.1). Балки, що зазнали дії повторних навантажень, вийшли із експлуатаційного стану раніше. Величина прикладеного до них зовнішнього моменту на 4 – 11 % менша.

Руйнування підсилених дослідних зразків, що піддавались повторним навантаженням відбулося так само, як і тих, що були випробувані однократним навантаженням. Несуча здатність M_{ULS}^{exp} та граничне експлуатаційне навантаження M_{SLS}^{exp} , що були зафіксовані в результаті випробування підсилених дослідних зразків на дію малоциклового навантаження наведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.1 Порівняння граничного експлуатаційного навантаження непідсилених балок випробуваних однократним та малоцикловим навантаженням

Вид навантаження	Назва балки	Відсоток армування внутрішньою сталевую арматурою	Експериментальний згинальний момент	Зміна граничного експлуатаційного навантаження
		$\mu_s, \%$	$M_{SLS}^{exp}, \text{кН}\times\text{м}$	$\delta_{SLS}^{exp}, \%$
Однократне	БО-1	1,16	10,24	-
	БО-2		10,24	-
Малоциклове	БЦ1-1		9,57	- 6,5
	БЦ1-2		9,82	- 4,1
	БЦ2-1		9,57	- 6,5
	БЦ2-2		9,07	- 11,4
	БЦ3-1		9,32	- 9
	БЦ3-2		9,07	- 11,4

Варто зазначити, що при досягненні підсиленими дослідними зразками II гр. гр. ст. відбувалося перевищення граничної ширини розкриття тріщин та допустимого прогину. Непридатність до подальшої експлуатації балок підсилених полотном визначалась лише за величиною прогину, оскільки тріщин на тілі даних дослідних зразків не виявлено.

Таблиця 3.2 Експериментальні згинальні моменти

№ п/п	Назва дослідної балки		Експериментальні згинальні моменти, кН×м		
			І гр.гр.ст.	ІІ гр.гр.ст.	
				w, мм	f, см
1	Непідсилені	БЦ1-1	-	9,57 (0,44)*	9,57 (1,04)*
2		БЦ1-2	-	9,82 (0,42)*	10,08 (1,24)*
3		БЦ2-1	-	9,57 (0,42)*	9,57 (1,09)*
4		БЦ2-2	-	9,07 (0,44)*	9,32 (1,1)*
5		БЦ3-1	-	9,32 (0,44)*	10,08 (0,99)*
6		БЦ3-2	-	9,07 (0,44)*	10,08 (0,98)*
7	Підсилені стрічкою	БЦ1-2(П1)	18,81	16,93 (0,44)*	16,93 (1,22)*
8		БЦ2-2(П1)	18,81	16,12 (0,46)*	16,93 (1,24)*
9		БЦ3-1(П1)	19,87	15,31 (0,44)*	18,54 (1,3)*
10		П1-Ц4	19,75	18,54 (0,44)*	16,12 (1,21)*
11	Підсилені полотном	БЦ1-1(П2)	16,16	-	14,35 (1,29)*
12		БЦ2-1(П2)	15,37	-	14,42 (1,28)*
13		БЦ3-2(П2)	16,16	-	15,13 (1,24)*
14		П2-Ц4	15,6	-	13,72 (1,34)*

* – величини тріщин і прогинів, при зазначеному згинальному моменті.

У порівнянні із підсиленими зразками випробуваними однократним навантаженням несуча здатність та граничне експлуатаційне навантаження підсилених балок, що зазнали циклових впливів, практично у всіх випадках зросли на 1,5 – 7,5 % (табл. 3.3). Виключенням є балки БЦ1-2(П1), БЦ2-2(П1) та БЦ3-1(П1), в яких момент M_{SLS}^{exp} зріс у порівнянні із балкою БО-2(П1) на 27 – 40 %. Це пояснюється тим, що на час підсилення балки БО-2(П1) ширина її залишкової тріщини складала 0,2 мм, коли в інших балках ці тріщини були шириною 0,08 – 0,12 мм. Це і призвело до швидкого її виходу із стану придатності до експлуатації. При цьому несуча здатність даної балка практично не відрізняється від всіх інших.

Зменшення несучої здатності було зафіксовано лише у двох зразках: П1-Ц4 на 0,7 %, та у БЦ2-1(П2) на 1,7 %, що є незначним. А також зниження граничного експлуатаційного навантаження в балці П2-Ц4 на 0,4 %.

Таблиця 3.3 Порівняння граничних навантажень підсилених балок випробуваних однократним та малоцикловим навантаженням

Назва балки	Площа поперечного перерізу елементу підсилення	Відсоток армування приведеною арматурою	Експериментальний згинальний момент		Зміна граничних навантажень	
	$A_f, \text{см}^2$	$\mu_{red}, \%$	$M_{ULS}^{exp}, \text{кН}\times\text{м}$	$M_{SLS}^{exp}, \text{кН}\times\text{м}$	$\delta_{ULS}^{exp}, \%$	$\delta_{SLS}^{exp}, \%$
БО-2(П1)	0,6	1,872	18,53	12,09	-	-
БЦ1-2(П1)			18,81	16,93	1,5	40
БЦ2-2(П1)			18,81	16,12	1,5	33,3
БЦ3-1(П1)			19,87	15,31	7,2	26,6
П1			19,87	16,12	-	-
П1-Ц4			19,75	16,12	- 0,7	0,0
БО-1(П2)	3,0	1,537	15,63	14,07	-	-
БЦ1-1(П2)			16,16	14,35	3,4	2
БЦ2-1(П2)			15,37	14,42	- 1,7	2,5
БЦ3-2(П2)			16,16	15,13	3,4	7,5
П2			14,85	13,78	-	-
П2-Ц4			15,6	13,72	5,1	- 0,4

В табл. 3.4 наведено збільшення несучої здатності балок після їх підсилення відносно непідслених зразків, випробуваних на дію малоциклових навантажень. Варто зауважити, що дане порівняння проведено окремо по кожній балці, яка була випробувана на малоциклове навантаження певного режиму. Для балок підслених композитною стрічкою ефект підсилення по граничному експлуатаційному навантаженні M_{SLS}^{exp} складає 64 – 78 %, для зразків підслених полотном – 50 – 67 %.

3.4 Напружено-деформований стан згинальних залізобетонних балок випробуваних при малоцикловому навантаженні

Згідно методики досліджень експериментальні балки піддавались впливу малоциклових навантажень трьох видів. На наведених нище рис. 3.1, 3.2, 3.3 та

3.10 показано результати випробовування балки БЦ3-1 до та після підсилення, а також П1-Ц4, що була підсилена без попереднього випробовування. До даних зразків прикладались найбільш не вигідний варіант малоциклових навантажень із збільшенням рівня до 0,85 та 1,0.

Таблиця 3.4 Збільшення несучої здатності балок після їх підсилення, випробуваних малоцикловим навантаженням

№ п/п	Назва балки	Вид підсилення	Експериментальний згинальний момент	Ефект підсилення	
			M_{SLS}^{exp} , кН×м	δ_{SLS}^{exp} , %	
1	БЦ1-2	Підсилені стрічкою	9,82	-	
	БЦ1-2(П1)		16,93	72,4	
2	БЦ2-2		9,07	-	
	БЦ2-2(П1)		16,12	77,7	
3	БЦ3-1		9,32	-	
	БЦ3-1(П1)		15,31	64,3	
	П1-Ц4		16,12	73	
4	БЦ1-1		Підсилені полотном	9,57	-
	БЦ1-1(П2)			14,35	50
5	БЦ2-1	9,57		-	
	БЦ2-1(П2)	14,42		50,7	
6	БЦ3-2	9,07		-	
	БЦ3-2(П2)	15,13		66,8	
	П2-Ц4	13,72		51,3	

На рис. 3.1(а) показано деформування крайньої стиснутої фібри бетону непідсиленої БЦ3-1 та підсиленої балки БЦ3-1(П1), випробуваних при однакових величинах навантаження (за 1,0 взято граничне експлуатаційне навантаження непідсиленних балок).

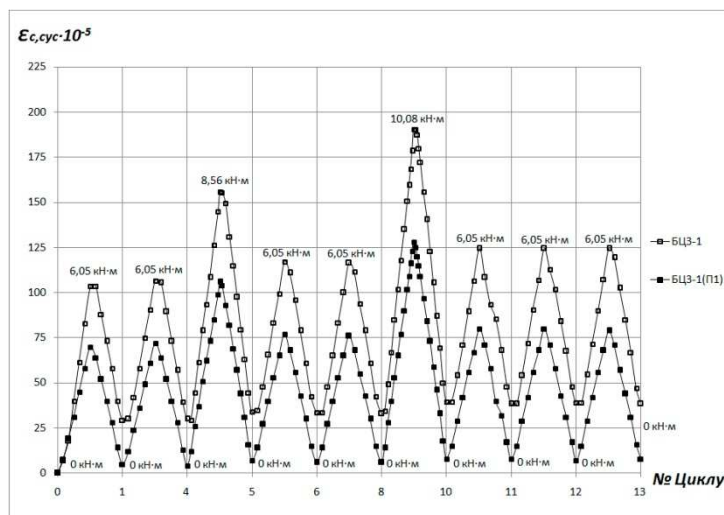
Як видно з рис. 3.1(а), деформування стиснутого бетону непідсиленої балки при малоциклових навантаженнях в верхніх точках значно більше, ніж у підсиленої, наприклад, при моменті 8,56 кН×м, що відповідає рівневі 0,85, деформації стиснутого бетону балки БЦ3-1 – 156×10^{-5} , а балки БЦ3-1(П1) – 106×10^{-5} .

На рис. 3.1(б) показано роботу стиснутого бетону непідсиленої БЦ3-1 та підсиленних БЦ3-1(П1) і П1-Ц4 балок, випробуваних при однакових рівнях

навантаження. За 1,0 в підсилених балках взято граничне експлуатаційне навантаження, що було визначено за результатами випробування підсиленої балки на однократне навантаження. З графіка видно, що криві БЦ3-1 та БЦ3-1(П1) накладаються. При цьому деформування балки П1-Ц4 є більшим.

Аналогічно проходить деформування внутрішньої сталеві робочої арматури (рис. 3.2). На рис. 3.2(а) крім деформацій сталеві арматури, показано деформування зовнішньої композитної стрічки зразка БЦ3-1(П1). Як видно з графіка, крива деформування сталеві арматури непідсиленої балки БЦ3-1 та крива деформування зовнішньої композитної стрічки БЦ3-1(П1) співпадають,

а)



б)

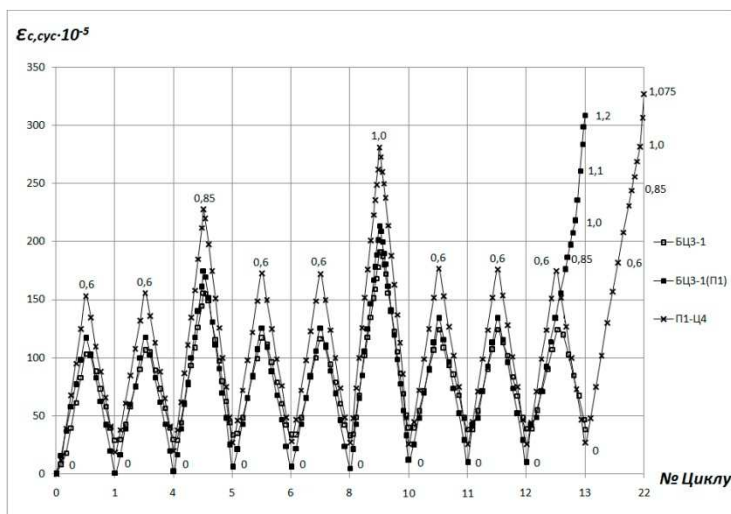


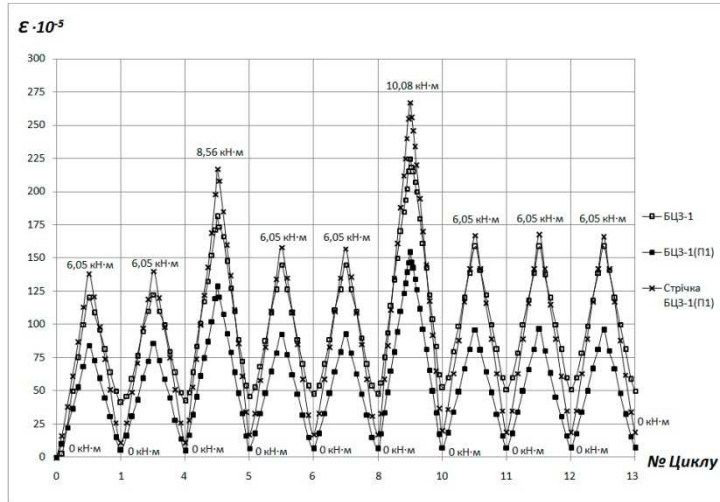
Рис. 3.1 Деформування крайньої стиснутої фібри бетону дослідних балок випробуваних малоцикловим навантаженням: а) – при однакових величинах моменту навантаження; б) – при однакових рівнях навантаження

що вказує на те, що стрічка підсилення сприймає більшу частину зусилля від зовнішнього навантаження. При цьому внутрішня сталева арматура розвантажується.

Якщо розглянути рис. 3.2(б), то чітко видно, що деформації арматури підсилених та непідсилених балок при однакових рівнях навантаження близькі між собою. Слід звернути увагу на залишкові деформації при розвантаженні балок до нуля на кожному циклі. В непідсилених та підсилених балках без попереднього випробовування величина цих деформацій, наприклад, у внутрішній сталевій арматурі близька до значення 50×10^{-5} . Це свідчить про те, що бетон є пружно-пластичним матеріалом, і після першого завантаження в ньому проходять пластичні деформації, які після розвантаження не дозволяють йому повернутись в попередній стан. В результаті чого виникають залишкові деформації у внутрішній арматурі, елементі підсилення, а як наслідок тріщини повністю не закриваються (рис. 3.3). В балках, що підсилені після попереднього випробовування залишкові деформації на графіку не враховані. Якщо додати залишкові деформації, при розвантаженні балки БЦЗ-1 до нуля та балки БЦЗ-1(П1) на першому етапі випробувань малоцикловими навантаженнями, то отримаємо залишкові деформації близькі до балок БЦЗ-1 та П1-Ц4. В даних зразках за рахунок передісторії завантаження відбулось ущільнення бетону стиснутої зони (бетон зазнав пластичних деформацій) і при подальшому завантаженні він працює практично в пружній стадії.

Якщо розглядати два види підсилення при однакових величинах навантаження, то вже відомий той факт, що підсилення полотном є більш деформативним. Але варто зазначити, якщо розглянути деформування балок в цілому при однакових рівнях навантаження (за 1,0 взято відповідне кожному підсиленню навантаження) то помітно, що деформування всіх елементів конструкцій при обох видах підсилення близькі між собою.

а)



б)

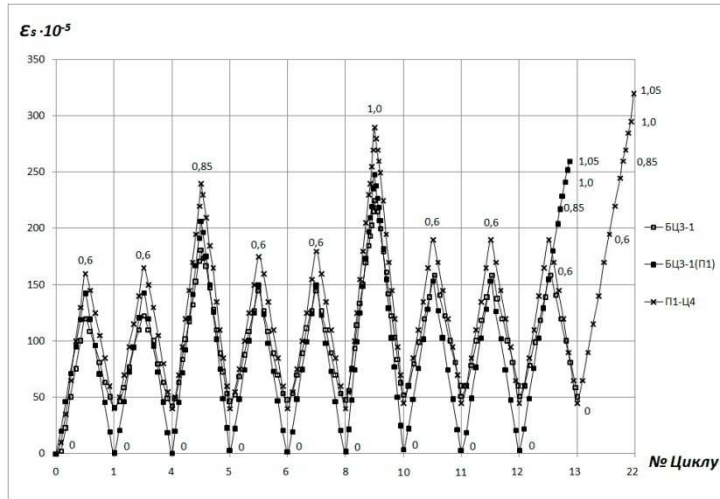


Рис. 3.2 Деформування внутрішньої робочої сталеві арматури дослідних балок випробуваних малоцикловим навантаженням: а) – при однакових величинах моменту навантаження; б) – при однакових рівнях навантаження

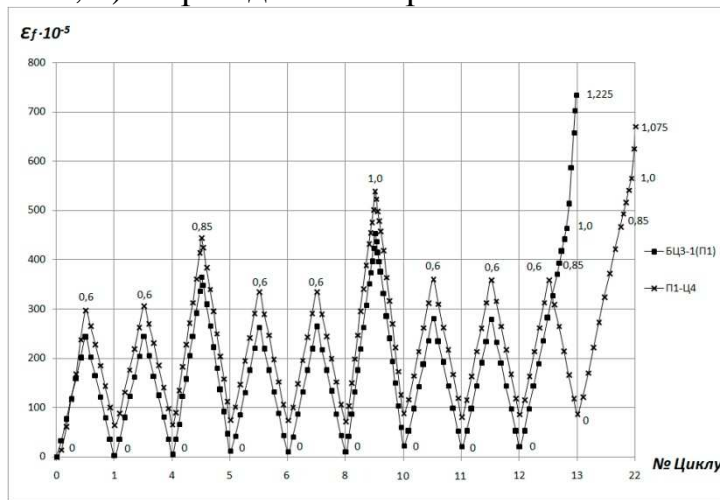
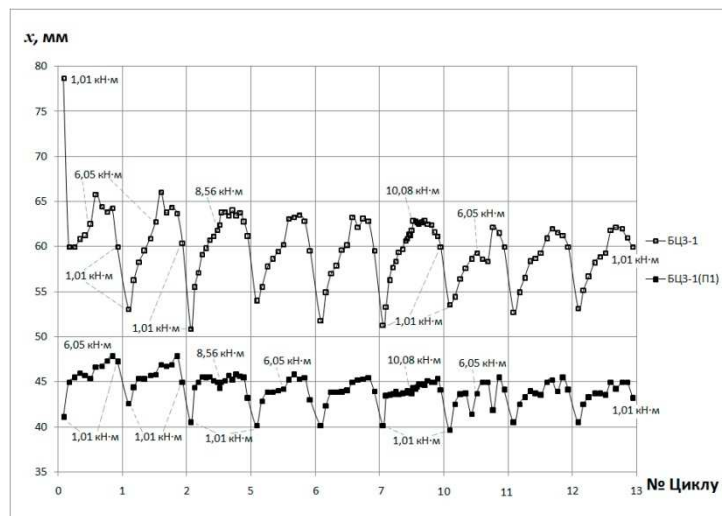


Рис. 3.3 Деформування зовнішньої композитної арматури дослідних балок випробуваних при однакових рівнях малоциклових навантажень

На рис. 3.4(а) наведено зміну висоти стиснутої зони балок випробуваних при однакових величинах навантаження. З кожним наступним циклом навантаження відбувається зменшення величини x , як в непідсиленої, так і в підсиленої балки. При випробовуванні даних балок однаковими рівнями навантаження (рис. 3.4(б)) в підсиленій балці БЦЗ-1(П1) відбувалося невелике зростання висоти стиснутої зони. В балці П1-Ц4 перед збільшенням рівня до 1,0 також проходило зростання величини x , але після 10-го циклу висота стиснутої зони почала зменшуватись.

а)



б)

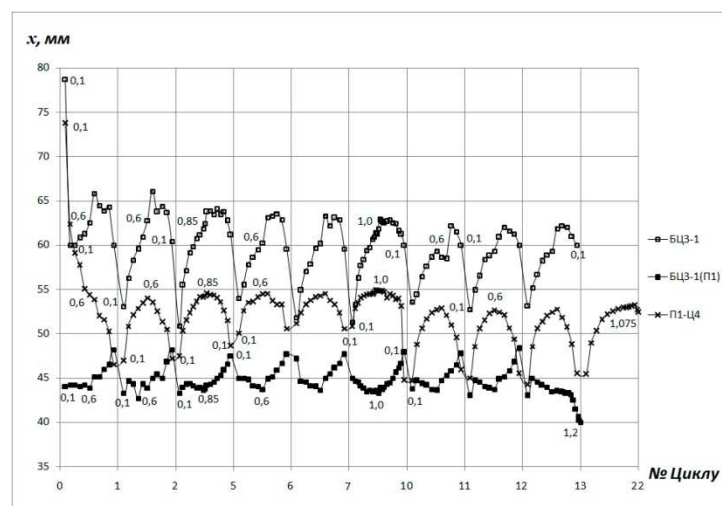


Рис. 3.4 Зміна висоти стиснутої зони дослідних балок випробуваних малоцикловим навантаженням: а) – при однакових величинах моменту навантаження; б) – при однакових рівнях навантаження

Висновки до розділу 3

1. В підсилених балках виявлено значний ефект обох видів підсилення. При малоцикловому навантаженні відбулось збільшення граничного експлуатаційного навантаження M_{SLS}^{exp} в балках підсилених стрічкою на 64 – 77 %, в балках підсилених полотном на 50 – 66 %.
2. Руйнування підсилених дослідних зразків проходило одночасно по стиснутій та розтягнутій зоні перерізу. Паралельно із руйнуванням системи підсилення – відбувалось виколювання стиснутої зони бетону, що свідчить про максимальне використання ресурсу підсилюваної конструкції.
3. Малоциклові навантаження, зокрема високих рівнів, сприяють збільшенню несучої здатності згинальних залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні у порівнянні із однократним навантаженням. В окремих дослідних зразках цей приріст досягав 7,5 %. Це відбувається за рахунок ущільнення бетону стиснутої зони перерізу в результаті впливу повторних навантажень.
4. Дослідження показали, що підсилені зразки при дії малоциклових навантажень, працюють аналогічно тим, що випробовувались без підсилення.

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Небезпечні ділянки на будівельному майданчику

У процесі організації будівельного майданчика, розміщення дільниць, робочих місць, проїздів будівельних машин і транспортних засобів, проходів для людей визначають небезпечні для людей зони, у межах яких постійно діють чи можуть потенційно діяти небезпечні виробничі фактори.

Небезпечні ділянки на будівельному майданчику позначаються знаками безпеки і відповідними написами, та поділяються на постійні або тимчасові.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів належать такі: поблизу неізольованих струмопровідних частин електроустановок; поблизу необгороджених перепадів заввишки 1,3 м і більше; у місцях переміщення машин і обладнання або їхніх частин і робочих органів; у місцях, де є шкідливі речовини, що перевищують гранично допустимі концентрації або діє шум, що перевищує гранично допустиму інтенсивність; у місцях, над якими переміщують вантажі вантажопідіймальними кранами.

Тимчасовими вважають небезпечні зони, що виникають під час проведення робіт протягом однієї робочої зміни (вибухові роботи, монтаж крана). Небезпечні зони і їхні межі визначають проектами організації будівництва і проектами виконання робіт, їх можна уточнювати безпосередньо на об'єктах у процесі будівництва.

Установлення меж небезпечних зон при різних видах і умовах робіт має велике значення, бо, як показує аналіз виробничого травматизму в будівництві, майже 20% нещасних випадків трапляється з робітниками, які перебувають у небезпечних зонах. На умови роботи в цих зонах треба звернути особливу увагу інженерно-технічним працівникам будівельних організацій.

Якщо окремі робочі місця розміщені на висоті (монтажники, покрівельники) то небезпечною зоною вважається ділянка, розташована внизу

під робочим майданчиком, межі якого визначають горизонтальною проекцією майданчика, збільшеною по своєму контуру на безпечну величину $0,3 H$,

де H — висота, на якій ведуть роботи.

Межі небезпечних зон, де бувають ураження електричним струмом, залежать від напруги в електроустановках. Так, відстань, що визначає небезпечну зону від необгороджених неізольованих частин електроустановки (електрообладнання, кабелю і проводу) чи від вертикальної площини, що є проекцією на землю найближчого проводу, повітряної лінії електропередачі під напругою, повинна бути, м: при нарузі до 1 кВ — 1,5, 1...20 — 2, 35...110-4, 150...220 - 5, 330 — 6, 500...750 — 9, 800кВ (постійного струму).

При земляних роботах небезпечною вважається зона в межах призми обвалення ґрунту плюс 1м. Під час підривних робіт найбільший радіус небезпечної зони визначають дією повітряної хвилі.

Межі небезпечних зон поблизу частин і робочих органів машин, що рухаються, становлять до 5 м.

Усі входи в будівлю мають бути захищені зверху щільним навісом завширшки не менше ширини входу з відстанню не ближче ніж 2 м від стіни будівлі.

Захисні огорожі розраховують на міцність, вони повинні мати висоту не менш як 1,1 м, а відстань між горизонтальними елементами - не більш як 0,45 м.

Щоб запобігти можливному падінню інструментів, матеріалів чи невеликих предметів, на перекритті треба встановити бортову дошку заввишки не менш як 0,15 м. Елементи конструкцій захисних огорож повинні мати масу, яка не перевищує 20 кг. При встановленні й демонтажі захисних огорож освітленість у темні години доби має становити не менш як 30 Лк. Не допускається монтаж захисних огорож на висоті (у відкритих місцях), якщо сила вітру дорівнює 10 м/с і більше, а також під час великого снігопаду, зливи, грози і ожеледі.

Щоб знизити виробничий травматизм на будівельному майданчику, використовують огорожі для будівельних машин і обладнання. Вони повинні

бути якісними, мати просту конструкцію і легко встановлюватися. Такі огорожі захищають і рухомі частини будівельних машин, здебільшого вони зблоковані з робочими частинами машин. Стаціонарною огорожею є кожухи візків баштових кранів, дискових циркулярних пилок, абразивних кругів на шліфувальних і гострильних верстатах, рубильників. До збірно-розбірних огорож належать інвентарні заввишки не менш як 1 м, якими обгороджують постійні небезпечні зони, та огорожі із стояків і натягнутого каната для тимчасових небезпечних зон. На огорожі через кожні 5... 10 м по довжині вивішують запобіжний напис «Небезпечна зона».

4.2 Розрахунок освітлення адмінкомплексу

Завдання – розрахувати штучне освітлення приміщення креслярського відділу.

Вихідні дані:

- довжина приміщення $A = 12$ м;
- ширина (глибина) $B = 6$ м;
- висота $h = 3,3$ м;
- розряд зорової роботи – IVв;
- джерело світла – Л – люмінесцентна лампа;
- Коефіцієнти відбиття від поверхні:
- Стелі – 50%
- Стін – 30%
- Підлоги – 10%

Розрахунок виконуємо методом коефіцієнтів використання світлового потоку.

Порядок роботи:

1. Визначаємо мінімальну нормовану освітленість залежно від характеристики зорової роботи (ДБН В.2.5-28-2006):

$$E_n = 200 \text{ лк.}$$

2. Вибираємо систему освітлення – загальна.
3. Вибираємо джерело світла і тип світильника – ЛПО01.

Оскільки світильники кріпляться до стелі, то їх висота над підлогою майже рівна висоті приміщення $h_0 = 3,3$ м, відповідає вимогам ДБН В.2.5-28-2006.

Визначаємо висоту світильника над робочою поверхнею:

Приймаємо висоту робочих поверхонь рівною 0,7 м.

$$h = h_0 - h_p ; h = 3,3 - 0,7 ; h = 2,6 \text{ м.}$$

4. Показник приміщення становить:
$$i = \frac{a * b}{h * (a + b)} ; \quad (8.1)$$

$$i = \frac{12 * 6}{2,6 * (12 + 6)} ; i = 1,54$$

6. При $i = 2$ ($i = 1,54$ немає), $\rho_{\text{СТЕЛІ}} = 50\%$, $\rho_{\text{СТІН}} = 30\%$ для світильника ЛПО01 коефіцієнт використання $\eta = 0,62$.

7. Визначаємо необхідну кількість світильників, для забезпечення необхідної нормованої освітленості робочих поверхонь, якщо відомо, що в кожному світильнику встановлено по дві лампи ЛБ-40, а світловий потік однієї такої лампи становить $\Phi_{\text{л}} = 3200$ лм:

$$N = \frac{E S K_3 Z}{2 \Phi_{\text{л}} \eta} ; N = \frac{200 * 72 * 1,7 * 1,1}{2 * 3200 * 0,62} ; N = 8 \quad (8.2)$$

Отже необхідна нам кількість світильників = 8 штук, які ми розташуємо у 2 ряди по 4 шт.

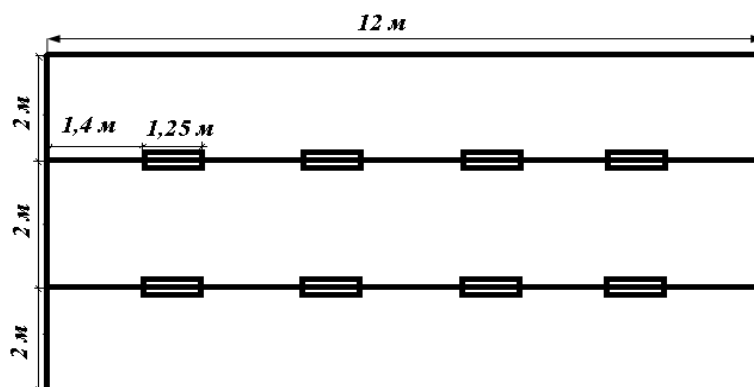


Рисунок 4.1 – Схема розміщення світильників у приміщенні

8. Визначимо сумарну електричну потужність усіх світильників, встановлених в приміщенні:

$$\sum P_{CB} = P_{л} * N * n ; \sum P_{CB} = 40 * 8 * 2 ; \sum P_{CB} = 640 \text{Вт} .$$

4.3 Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях

Цивільна оборона України є складовою частиною соціальних та захисних заходів, які проводяться в мирний і воєнний час з метою захисту населення і народного господарства від наслідків аварій, катастроф, стихійного лиха і сучасних засобів ураження.

Цивільна оборона України організується за територіально-виробничим принципом на всій території і являє собою сукупність структур державного управління, підприємств, організацій і спеціально створених органів керівництва та сил цивільної оборони. Заходи цивільної оборони проводяться на всій території держави, як правило, заздалегідь, з врахуванням особливостей кожного району.

Основні завдання цивільної оборони:

- запобігання виникненню надзвичайних ситуацій техногенного походження і проведення заходів щодо зменшення збитків та втрат під час аварій, катастроф, вибухів, великих пожеж та стихійного лиха;
- оповіщення населення про загрозу і виникнення надзвичайних ситуацій у мирний і воєнний час та постійне інформування його про наявну обстановку;
- захист населення від наслідків аварій, катастроф, великих пожеж, стихійного лиха та застосування засобів ураження;
- організація життєзабезпечення населення під час аварій, катастроф, стихійного лиха та у воєнний час;
- створення систем аналізу і прогнозування управління, оповіщення і зв'язку;
- підготовка і перепідготовка керівного складу цивільної оборони, її

органів управління та сил, навчання населення вмінню застосовувати засоби індивідуального захисту і діяти в надзвичайних ситуаціях.

Організаційна структура цивільної оборони України:

Кабінет Міністрів України постійно приділяє увагу розвитку цивільної оборони, підвищенню її ролі у захисті населення, підвищенню її значення, визначає основні принципи її побудови, характер і обсяг завдань, що вирішуються. Цивільна оборона організується за територіально-виробничим принципом.

Територіальний принцип полягає в організації цивільної оборони на території областей, міст і районів, сільських місцевостей відповідно до адміністративного поділу території. Згідно з цим, відповідальність на цих територіях несуть виконавчі органи влади, а начальниками цивільної оборони, які безпосередньо здійснюють керівництво цивільною обороною.

4.4 Забезпечення стійкості адмінкомплексу в умовах надзвичайних ситуацій

Під стійкістю роботи промислових підприємств (об'єктів) розуміють їх можливість в умовах надзвичайних ситуацій мирного і воєнного часу виробляти продукцію в запланованому обсязі і номенклатурі, а при слабких пошкодженнях відновлювати виробництво в мінімальні терміни. Під стійкістю роботи об'єктів, які не виробляють матеріальних цінностей, розуміють їх можливість виконувати свої функції в умовах надзвичайних ситуацій.

Фактори від яких залежить стійкість роботи об'єктів в надзвичайних ситуаціях:

- надійність захисту робітників і службовців;
- безпечність розташування об'єкту відносно зон можливих зруйнувань;
- можливість інженерно – технічного комплексу протистояти ударній хвилі будь якого вибуху і уражаючим діям ядерної зброї;

- надійність керування виробництвом, силами і засобами цивільної оборони;

Із перерахованих факторів впливають такі шляхи і засоби підвищення стійкості роботи промислових підприємств:

- нагромадження фондів захисних споруд і засобів індивідуального захисту;
- розширення шляхів сполучення і розвиток всіх видів транспорту;
- утворення матеріально – технічних резервів;
- підтримування сил цивільної оборони в постійній готовності.

Принципами стійкості роботи промислових підприємств (об'єктів) в надзвичайних ситуаціях є єдина нормативна і директивна база, яка включає:

- Конституцію України;
- Закон про цивільну оборону України;
- Положення по цивільній обороні;
- Нормативні документи по стійкості роботи об'єктів;
- Директиви начальника штабу ЦО України.

В дипломній роботі передбачається прибудова до існуючої будівлі адміністративно-побутового комплексу машинобудівельного заводу. Проектування виконувалось згідно вимог до стійкості функціонування об'єкту і передбачало наступні заходи:

- прибудована будівля 4-х поверхова, в плані прямокутної форми, що понижує парусність будівлі і збільшує стійкість до дії ударної хвилі;
- на території підприємства передбачені спеціальні будівлі для захисту працівників від аварій на АЕС, хімічно і вибухонебезпечних об'єктах, ядерної, хімічної, біологічної зброї та звичайних військових засобів ураження;
- в будівлі розміщені плани евакуації, встановлені таблички із зазначенням порядку виклику пожежної охорони, знаки місць розміщення первинних засобів пожежогасіння;

- територія підприємства забезпечена зовнішнім освітленням, яке забезпечує швидке знаходження пожежних драбин, протипожежного обладнання, евакуаційних виходів будинків і споруд;
- для підвищення стійкості до пожеж в будівлі використанні вогнестійкі конструкції (переkritтя виготовлене з армованого бетону), а також вогнезахисна обробка горючих елементів;
- дороги на території об'єкту з твердим покриттям, що забезпечує зручний і найкоротший шлях між виробничими будівлями;
- для уникнення ураження хімічною і біологічною зброєю, на виробництві передбачені засоби індивідуального захисту (фільтруючі та ізолюючі протигази, респіратори, ватно–марлеві пов'язки, спеціальна ізолююча захисна одяга, а також медичні засоби захисту.

Висновки до розділу 4

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці при проведенні реконструкції будівлі адмінкорпусу машинобудівного заводу.
2. Розраховано та запроектовано освітлення будівельного майданчику проведення реконструкції адмінкорпусу машинобудівного заводу.
3. З метою забезпечення стійкості роботи виробничих підприємств (об'єктів) в надзвичайних ситуаціях мирного і воєнного часу, повинен завчасно проводитись комплекс організаційних і інженерно-технічних заходів цивільної оборони, спрямованих на забезпечення захисту працівників і зменшення зруйнувань, а також підвищення стійкості роботи об'єкту.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблено об'ємно-планувальні та конструктивні рішення реконструкції адмнкорпусу машинобудівного заводу із прибудовою.
2. В підсилених балках виявлено значний ефект обох видів підсилення. При малоцикловому навантаженні відбулось збільшення граничного експлуатаційного навантаження M_{SLS}^{exp} в балках підсилених стрічкою на 64 – 77 %, в балках підсилених полотном на 50 – 66 %.
3. Руйнування підсилених дослідних зразків проходило одночасно по стиснутій та розтягнутій зоні перерізу. Паралельно із руйнуванням системи підсилення – відбувалось виколування стиснутої зони бетону, що свідчить про максимальне використання ресурсу підсилюваної конструкції.
4. Малоциклові навантаження, зокрема високих рівнів, сприяють збільшенню несучої здатності згинальних залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні у порівнянні із однократним навантаженням. В окремих дослідних зразках цей приріст досягав 7,5 %. Це відбувається за рахунок ущільнення бетону стиснутої зони перерізу в результаті впливу повторних навантажень.
5. Дослідження показали, що підсилені зразки при дії малоциклових навантажень, працюють аналогічно тим, що випробовувались без підсилення.

БІБЛІОГРАФІЯ:

1. ДБН В. 2.2-9-99 "Громадські будинки і споруди"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2000. – 34 с.
2. ДБН В.2.6.-31:2006 "Теплова ізоляція будівель"- К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 49 с.
3. Шерешевский И.А. "Конструирования гражданских зданий и сооружений"— Л.: Стройиздат, 1979. – 412 с.
4. ДБН В.3.2-2-2009. Житлові будинки. Реконструкція та капітальний ремонт. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – 19 с.
5. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформації залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: автореф. дис...канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук // Львів, 2003. -20с.
6. Валовой М.О. Технологія підсилення балок та вплив повторного навантаження на тріщиностійкість та деформативність / М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 456 – 462.
7. Валовой О.І. Ефективні методи реконструкції промислових будівель та інженерних споруд. Навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів за напрямком "Будівництво" / О.І. Валовой // Кривий Ріг: Мінерал, 2003. –266с.
8. Вахненко П.В. Реконструкция сельскохозяйственных зданий и сооружений / П.В. Вахненко, В.П. Вахненко, Ю.Д. Гармаш, Е.В. Клименко и др. // К.: Урожай, 1993. – 276 с.
9. Вахненко П.Ф. Уточнення розрахунку міцності балок у похилому перерізі / П.Ф. Вахненко, В.В. Добрянська // Будівництво України, 1997. - №2. – с. 37 – 39.
10. Вашкевич Р.В. Міцність, деформативність, тріщиностійкість залізобетонних балок, відновлених після корозії / Р.В. Вашкевич // Дис...канд. техн. наук: 05.23.01 / Львів, 2005. -143с.

11. Вироби бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності жорсткості та тріщиностійкості: ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). – К.: Укрархбудінформ, 1997. – 42 с.
12. Гвоздев А.А. К расчету прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1978. – №11. – С. 38-39.
13. Гвоздев А.А. Новая трактовка расчета прочности наклонных сечений в СНиП 2.03.01 –84 / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1985. – № 10. – С. 37.
14. Голышев А.Б. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений // А.Б. Голышев, И.Н. Ткаченко. – К.: Логос, 2001. – 172 с.
15. Голышев Б.А. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы / Б.А. Голышев, В.И. Колчунов, Г.А. Смоляго // Исследования строительных конструкций и сооружений. – М., 1980. – С. 26-42.
16. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2009. – 97с.
17. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. – К.: Держбуд України, 2003. –82с.
18. Довбенко В.С. Дослідження роботи залізобетонних балок, підсилені полімерною композицією при дії малоциклових навантажень / В.С. Довбенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22 – С. 787 – 794.
19. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2010. – 166с.

20. Залесов А.С. Новый метод расчета прочности по наклонным сечениям / А.С. Залесов // Расчет и конструирование железобетонных конструкций. – НИИЖБ, 1977. – вып. 38. – 175 с.

21 Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил /А.С. Залесов, Ю.А. Климов// Киев: Будывельник, –1989. –104с.

22. Конончук А.П. Исследование по нормальным сечениям железобетонных балок усиленных разными методами // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности: материалы международной конференции молодых ученых. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско-Российский университет", 2010. – С. 121.

23. Конончук О.П. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 479 – 486.

24. Конончук О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них малоциклових навантажень // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2012. – Вип. 46. – С. 185 – 192.

25. 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.

26. Конончук О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них малоциклових навантажень // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2012. – Вип. 46. – С. 185 – 192.

27. Конончук О.П. Вплив малоциклових навантажень на несучу здатність згинальних залізобетонних елементів до та після їх підсилення // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Дн-вск: ГВУЗ "ПГАСА", 2013. – Вип. 68. – С. 168 – 172.

28. Конончук О. Врахування малоциклових навантажень при розрахунку підсилених згинальних залізобетонних елементів // Вісник ТНТУ. – 2014. – Т. 74, № 2. – С. 83 – 90.

29. Конончук О.П. Напружено-деформований стан залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій [Текст]: Зб. наук. статей – Львів: Каменяр, 2014. – Вип. 10. – С. 326 – 335.

30. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.

31. 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.

32. 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.

33. Оныськив Б.Н. Прочность и деформативность базальтопластиковой арматуры. / Б.Н. Оныськив, В.И. Канюк // Вестник Львовского политехн. ин-та “Резервы прогресса в архитектуре и строительстве”. – №193. – Львов. – 1985. – С.71 – 74.

34. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Справочное пособие к СНиП. – М: Стройиздат, 1991. – 68 с.

35. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин / А.С. Залесов, А.Б. Голышев, В.Ф. Усманов, Ю.В. Максимов // Бетон и железобетон. – 1989. – №12. – С. 36 – 37.

36. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений // НИИСК Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 104 с.

37. Рекомендации по усилению железобетонных и каменных конструкций. – Полоцкий гос. ун-т. 1993. – 485 с.

38. Семенюк С.Д. Экспериментальные исследования работы усиленных железобетонных балок при малоцикловом нагружении / С.Д. Семенюк, Ю.Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22 – С. 841 – 850.

39. Смолянінов М.Ю. Використання акрилового полімеррозчину для підсилення та відновлення залізобетонних конструкцій / Л.М. Шутенко, М.С. Золотов, М.Ю. Смолянінов // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, 2005. – Вип. 33.– С. 137-142.

40. Смолянінов М.Ю. Підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсилені акриловим полімеррозчином, при дії короточасних статичних і багаторазових навантажень: дис.... канд. техн. наук / М.Ю. Смолянінов. – Харків, 2008. – 216с.

41. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции // Госстрой СССР, 1989. – 80с.

42. Тур В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: монография / В.В. Тур, А.А. Кондратчик // Брест: БГТУ, 2000. – 400с.

43. Чернявський В.Л. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / В.Л. Чернявський, Ю.Г. Хаютин, Е.З. Аскельрод, В.А. Клевцов, Н.В. Фаткуллин. – М.: ООО «ИнтерАква», 2006. – 113 с.

44. Шагин А.Л. Реконструкция зданий и сооружений // А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; Под ред. А.Л. Шагина: Учебное пособие для строительных специализованных вузов. - М.: Высшая школа, 1991. – 352 с.

45. Шевчик А. Новые материалы фирмы Sika для усиления дорожных и мостовых объектов // Научно-техническая конференция, посвященная 70-летию белорусской дорожной науки «Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов». – Минск. – 1998. – С.278–284.

46. CSA A23.3-04, Design of Concrete Structures, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, 2004.

47. Lagoda M. Wzmacnianie mostow przez doklejanie elementow / M. Lagoda // – Krakow: PK,2005. 322 p.

48. Radomski W. Nowe materialy w mostownictwie./ W. Radomski // XLV Konf. Naukowa KILiW PAN I KN PZITB Problemy naukowo-badawcze budownictwa. Mosty. – Krynica, 1999. – Том 6. – pp.281-302.

49. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ, 2012. – 7 с.

50. ДБН В.1.1-7-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва.- К.: Держархітектурбуд, 2002.- 62с.

51. Методичні вказівки до виконання дипломних проектів спеціалістів та дипломних робіт магістрів / Розробники: Ковальчук Я.О., Конончук О.П., Дубіжанський Д.І. — Тернопіль : ТНТУ , 2014 — 51 с.