

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 виробничої будівлі в Рівному під  
торгівельний центр з дослідженням підсилення залізобетонних  
конструкцій»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмз-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

**«Будівництво та цивільна інженерія»**

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Скоренький О.Б.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Данильченко С.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

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

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри \_\_\_\_\_

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2020 р.

## **ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА**

Скоренький Остап Богданович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект реконструкції виробничої будівлі в Рівному під торгівельний центр з дослідженням підсилення залізобетонних конструкцій

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

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

Затверджені наказом по університету від «31» серпня 2020 року № 4/7 – 594

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

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Виробниче приміщення радіозаводу, що підлягає реконструкції під торгово-розважальний центр, місто будівництва – Рівне, фундаменти палеві монолітні стаканного типу, несучий каркас – монолітний залізобетонний, перекриття та покриття виконано монолітним ребристим, покрівля – рулонна, фасад утеплений мінеральними плитами.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок стін та покрівлі, розрахунок монолітного ребристого перекриття та покриття, перевірка несучої здатності фундаментів під середню та крайню колони, огляд літературних джерел пов'язаних із підсиленням конструкцій, розрахунок перекриття торгово-розважального центру за різними методиками, заходи з охорони праці, безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад, ситуаційна схема, план 1-го поверху, розрізи в двох напрямках, схема розміщення елементів перекриття та покриття, розрахункові схеми конструкцій, креслення головної та другорядних балок покриття і перекриття, креслення монолітної колони, план фундаментів, розрізи по фундаментах, мета, задачі, об'єкт та предмет досліджень, алгоритм розрахунку за деформаційною моделлю, схема підсилення конструкцій перекриття, 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.	10.09.2020	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	15.09.2020	
3	Розрахунок монолітного перекриття.	25.09.2020	
4	Розрахунок монолітного покриття.	30.09.2020	
5	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	10.10.2020	
6	Збір навантажень на фундамент.	15.10.2020	
7	Перевірка несучої здатності фундаменту під крайню колону.	20.10.2020	
8	Перевірка несучої здатності фундаменту під середню колону.	25.10.2020	
11	Огляд літератури по підсиленню згинальних елементів.	30.10.2020	
12	Опрацювання методики розрахунку.	10.11.2020	
13	Обробка розрахункових даних.	20.11.2020	
14	Проектування підсилення конструкцій перекриття торговельного центру.	30.11.2020	
17	Розрахунок освітлення будівельного майданчика.	10.12.2020	
18	Розробка заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.	15.12.2020	

Студент

(підпис)

Скоренький О.Б.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

## Зміст

	Ст.
<b>Вступ.....</b>	<b>6</b>
<b>Розділ 1. Архітектурно-будівельний .....</b>	<b>8</b>
1.1 Загальна характеристика ділянки .....	8
1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови .....	8
1.1.2 Транспортні зв'язки .....	9
1.2 Генеральний план .....	9
1.3 Об'ємно-планувальне рішення .....	9
1.3.1 Характеристика функціонального процесу .....	9
1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування. ТЕП об'ємно- планувального рішення .....	10
1.4 Конструктивні рішення .....	10
1.4.1 Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору .....	10
1.4.2 Огороджувальні конструкції. Описання і обґрунтування їх вибору .	10
1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стіни та покриття .....	11
1.4.4 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору .....	14
1.5 Архітектурно-художнє рішення будівлі .....	15
<b>Висновки до розділу 1 .....</b>	<b>15</b>
<b>Розділ 2. Розрахунково-конструктивний .....</b>	<b>16</b>
2.1 Розрахунок та конструювання монолітного ребристого перекриття з плитами балочного типу на нові навантаження, що будуть діяти після реконструкції .....	16
2.1.1 Матеріали для проектування .....	16
2.1.2 Розрахунок та конструювання монолітної плити .....	16
2.1.3 Розрахунок та конструювання другорядної балки .....	20
2.1.4 Розрахунок та конструювання головної балки .....	27
2.2 Розрахунок та конструювання колони середнього ряду на нові навантаження, що будуть діяти після реконструкції .....	35
2.2.1 Матеріали для проектування .....	35
2.2.2 Статичний розрахунок колони .....	35
2.2.3 Підбір площі перерізу симетричної арматури .....	36

2.3	Інженерно-геологічні умови будівельної ділянки .....	38
2.3.1	Аналіз інженерно-геологічних умов будівельної ділянки .....	38
2.3.2	Визначення типу ґрунтових умов за просіданням .....	39
2.3.3	Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та рекомендації .....	40
2.3.4	Визначення навантажень на фундаменти .....	41
2.4	Перевірка несучої здатності пальових фундаментів .....	42
2.4.1	Визначення несучої здатності палі .....	42
2.4.2	Перевірка несучої здатності пальового фундаменту під колону крайнього ряду .....	43
2.4.3	Перевірка несучої здатності пальового фундаменту під колону середнього ряду .....	45
	<b>Висновки до розділу 2 .....</b>	<b>47</b>
	<b>Розділ 3. Науково-дослідний .....</b>	<b>48</b>
3.1	Огляд літературних джерел присвячених підсиленню згинальних залізобетонних елементів в розтягнутій зоні .....	48
3.2	Мета та задачі досліджень .....	53
3.3	Розрахунок підсилення конструкцій перекриття із використанням деформаційної моделі .....	54
3.4	Рекомендації щодо підсилення конструкцій покриття торговельного центру .....	61
	<b>Висновки до розділу 3 .....</b>	<b>62</b>
	<b>Розділ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях ...</b>	<b>63</b>
4.1	Регіональна система управління охороною праці .....	63
4.2	Управління охороною праці в галузі .....	64
4.3	Система управління охороною праці на підприємстві .....	65
4.4	Розрахунок прожекторного освітлення будівельного майданчика ...	67
4.5	Планування заходів ЦЗ на ОГД у випадку НС .....	68
4.6	Забезпечення евакозаходів будівлі, що реконструюється .....	72
	<b>Висновки до розділу 4 .....</b>	<b>72</b>
	<b>Загальні висновки .....</b>	<b>73</b>
	<b>Бібліографія .....</b>	<b>74</b>

## ВСТУП

**Актуальність теми роботи.** 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 проведене техніко-економічне обґрунтування реконструкції. Зважаючи на вищесказане, реконструкція, що практично завжди супроводжується підсиленням згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами, є безперечно актуальною задачею, яка потребує постійно нового вирішення із застосуванням нестандартних думок, схем та матеріалів.

**Мета роботи:** дослідження підсилення залізобетонного монолітного перекриття виробничої будівлі, що підлягає реконструкції під торгівельний центр.

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

- проаналізувати та опрацювати методики розрахунку непідсилених згинальних залізобетонних елементів, що наведені в діючих нормах проектування та які ґрунтуються на основі деформаційної моделі;
- застосувати методики розрахунку, що наведені в діючих нормах проектування для розрахунку підсилення згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами;
- проаналізувати отримані дані розрахунку та запроектувати підсилення головних і другорядних балок монолітного перекриття торговельного центру.

**Об'єкт досліджень:** згинальні залізобетонні елементи, що підсилені за нормальними перерізами.

**Предмет дослідження:** несуча здатність підсилених згинальних залізобетонних елементів.

**Методи дослідження:** аналіз літературних джерел, теоретичні дослідження, теоретико-емпіричні розрахунки.

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

**Наукова новизна отриманих результатів:**

- отримали подальший розвиток методики розрахунку згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами, що наведені в діючих нормах проектування та які базуються на основі деформаційної моделі;

- отримано нові дані застосування методики розрахунку, що наведена в діючих нормах проектування для розрахунку підсилення згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами;

- проаналізовано отримані дані розрахунку та запроєктовано підсилення головних та другорядних балок ребристого перекриття торговельного центру.

**Практичне значення отриманих результатів.**

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

**Апробація.** Окремі результати роботи доповідались на ІХ Міжнародній науково-технічній 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.

**Ключові слова.** Залізобетон, підсилення, згинальні елементи, деформаційна модель.

## РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

### 1.1 Загальна характеристика ділянки

#### 1.1.1. Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Виробниче приміщення, яке підлягає реконструкції, знаходиться на заході України в місті Рівне. В 1985 році дана будівля була зведена. Після цього, експлуатація довгий час була призупинена, зокрема з 2001 року. Ділянка, яку займає даний об'єкт, розміщена в північній частині міста неподалік промислової зони, на правому березі р. Устя, за 300 м від залізниці.

Клімат даного району відноситься до помірно-континентального типу. Тут більш виразно проявляється вплив вологих мас атмосферного повітря, західних та північно-західних циклонів.

Район будівництва відноситься до I кліматичної зони з такими характеристиками:

- абсолютно мінімальна температура	-34 <sup>0</sup> С;
- абсолютно максимальна температура	37 <sup>0</sup> С;
- середня температура найбільш холодних п'яти днів	-23 <sup>0</sup> С;
- температура повітря найбільш холодної доби	-26 <sup>0</sup> С;
- середня температура опалювального періоду	-0,5 <sup>0</sup> С;
- літня розрахункова температура вентиляції	22,6 <sup>0</sup> С;
- зимова розрахункова температура вентиляції	-21 <sup>0</sup> С;
- тривалість опалювального періоду	190 діб;
- середня місячна відносна вологість повітря найбільш холодного місяця	81%;
- також найбільш жаркого місяця	56%;
- нормативне значення вітрового тиску	0,52 кПа;
- нормативна вага снігового покриву	1,39 кПа;
- нормативна глибина промерзання ґрунтів	80 см;
- сейсмічність	до 6 балів.



Вітровий режим характеризується основним напрямком вітру, та максимальною швидкістю. На території переважають вітри північно-західного напрямку.

Максимальна швидкість вітру: 5,1 м/с.

### **1.1.2 Транспортні зв'язки**

У зв'язку з тим, що проводиться реконструкція існуючої будівлі, потреби у енергетичному забезпеченні виробництва є від наявних ліній мережі міста. Потреби в воді (технічній та питній) забезпечуються з мереж ТРЦ. Для підвозу матеріалів використовуються існуючі дороги.

## **1.2 Генеральний план**

У зв'язку з тим, що проводиться реконструкція існуючої будівлі, було прийнято рішення не проводити жодних змін у вертикальному та горизонтальному плануванні ділянки на якій знаходиться об'єкт. Всі транспортні шляхи, тротуари та ділянки озеленення залишаються без змін.

У зв'язку з тим, що проводиться реконструкція існуючої будівлі, загальний вигляд генерального плану не змінюється.

## **1.3 Об'ємно-планувальне рішення**

### **1.3.1 Характеристика функціонального процесу**

Торгово-розважальний центр «Мандарин» призначений для продажу продуктів загального вжитку та відпочинку людей.

В ході реконструкції даної будівлі, функціональна схема залишається без змін. При цьому врахований весь комплекс санітарних, протипожежних і містобудівних вимог, а також економічне використання комунікацій і їх ефективна експлуатація.

Головним критерієм, на основі якого були внесені зміни в фасад будівлі є: красивий зовнішній вигляд, зручність планування і необхідні розміри приміщень.

### **1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування. ТЕП об'ємно-планувального рішення**

Об'ємно-планувальне рішення об'єкту залишилося без змін, за виключенням пропускнуої системи покупців. На першому поверсі встановлені двері з електронним автоматичним пристроєм для відкривання, а також проведена заміна та збільшення кількості кас.

## **1.4 Конструктивні рішення**

### **1.4.1 Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору**

У зв'язку з тим, що проводиться реконструкція існуючої будівлі, жодних змін у несучих конструкціях не відбулось. Була проведена заміна вікон та дверей (вхідних і внутрішніх). Суцільне фасадне застління виконати по системі "ALUPROF".

### **1.4.2 Огороджувальні конструкції. Описання і обґрунтування їх вибору**

В результаті реконструкції проводиться утеплення зовнішніх стін мінераловатними плитами, що не було передбачено попереднім проектом, з подальшим зовнішнім опорядженням. Також виконується зміна покрівлі, що складалася із: вирівнюючої стяжки, пароізоляції з одного шару руберойду, жорстких мінераловатних плит з ухилом та пінополіуретану покритого водостійкими фарбами, на нову.

Нове покриття виконати із: шар пароізоляції, вирівнюючий шар гравію, вирівнююча стяжка з цементного розчину, плит мінераловатних та чотирьох

шарів руберойду з посипкою із гравію світлих тонів, втопленого в мастику. Проводиться заміна дерев'яних вікон на металопластикові з тонованим склом.

### 1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стіни та покриття

*а) теплотехнічний розрахунок стіни*

Розрахунок виконуємо за ДБН В.2.6-31:2006.

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалюваних будинків та споруд і внутрішніх конструкцій, що розділяють приміщення, температура повітря в яких відрізняється на 3 °С та більше, обов'язкове виконання умов:

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{ min}} ,$$

де  $R_{\Sigma \text{пр}}$  - приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції,  $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ ;

$R_{q \text{ min}}$  - мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції,  $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ ;

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішніх стін житлових та громадських будинків  $R_{q \text{ min}}$ , що знаходяться в м. Рівне, який відноситься до І-ї температурної зони, дорівнює:

$$R_{q \text{ min}} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}.$$

Опір теплопередачі термічно однорідної непрозорої огорожувальної конструкції розраховується за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_в} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_з} = \frac{1}{\alpha_в} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_з},$$

де  $\alpha_в$ ,  $\alpha_з$  - коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції,  $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ ;

$R_i$  - термічний опір  $i$ -го шару конструкції,  $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ ;

$\lambda_{ip}$  - теплопровідність матеріалу  $i$ -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації,  $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ ;

$\delta_i$  – товщина шару утеплювача, м.

Фактичне значення опору теплопередачі стінових панелей:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{a_g} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{a_3} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,36}{0,51} + \frac{x}{0,052} + \frac{0,005}{0,17} + \frac{1}{23} =$$

$$= (0,894 + \frac{x}{0,052}) \frac{M^2 \cdot K}{Bm} > R_{q_{min}} = 2,8 \frac{M^2 \cdot K}{Bm}, \text{де}$$

Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності окремого шару для умов експлуатації Б:

- блоки керамзитошлакобетонні на цементно-піщаному розчині густиною  $800 \text{ кг/м}^3$  (брутто) :  $\lambda_1 = 0,51 \text{ Bm/(м} \cdot \text{K)}$ ;

- плити з мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому (вміст зв'язуючого за масою від 4,0 % до 5,0 %) :  $\lambda_2 = 0,052 \text{ Bm/(м} \cdot \text{K)}$ ;

- пароізоляція 1 шар руберойду:  $\lambda_3 = 0,17 \text{ Bm/(м} \cdot \text{K)}$ ;

Штукатурка типу "цезезіт" і пластикова сітка, якими покривається утеплювач, в розрахунках не враховуються через свою малу товщину.

Звідси:

$$(0,894 + \frac{x}{0,052}) = 2,8 \frac{M^2 \cdot K}{Bm} \Rightarrow x = (2,8 - 0,894) \cdot 0,052 = 0,099 \text{ м}.$$

Отже, товщину утеплювача: плити з мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому (вміст зв'язуючого за масою від 4,0 % до 5,0 %) з  $\rho_0 = 190 \text{ кг/м}^3$  приймаємо рівною 100 мм.

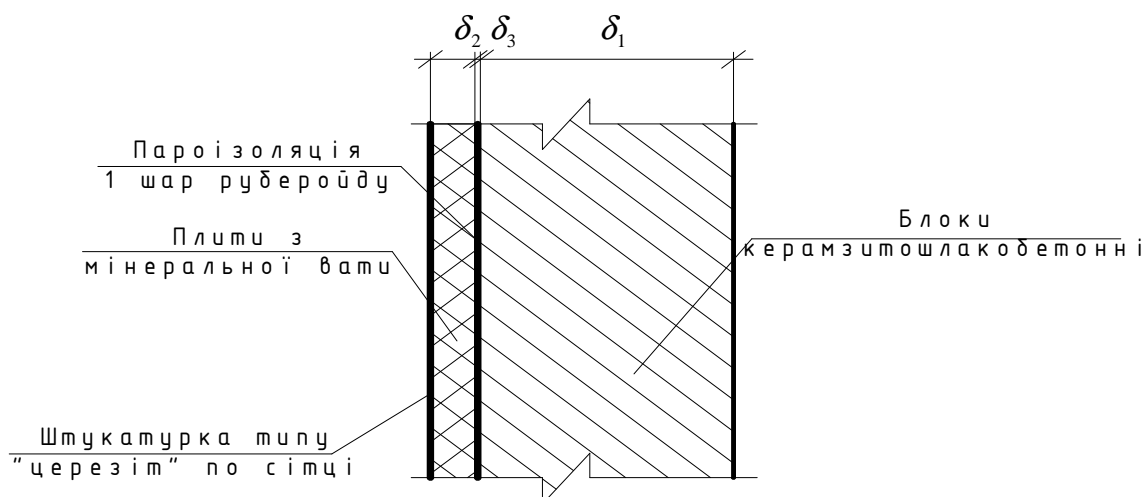


Рисунок 1.1 Конструкція стіни

б) теплотехнічний розрахунок покриття

1 – залізобетонне монолітне ребристе покриття  $\rho_0=2500 \text{ кг/м}^3$ ;

2 – пароізоляція 1 шар руберойда  $\rho_0=600 \text{ кг/м}^3$ ;

3 – вирівнюючий шар гравію керамзитового  $\rho_0=800 \text{ кг/м}^3$ ;

4 – вирівнюючи стяжка з цементного розчину М-100  $\rho_0=1600 \text{ кг/м}^3$ ;

5 – плити з мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому (вміст зв'язуючого за масою від 4,0 % до 5,0 %)  $\rho_0=190 \text{ кг/м}^3$ ;

6 – вирівнюючи стяжка з цементного розчину М-100  $\rho_0=1600 \text{ кг/м}^3$ ;

7 – чотири шари руберойду  $\rho_0=600 \text{ кг/м}^3$ .

Розрахунок виконуємо аналогічно, як і для стінового огородження:

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{ min}}.$$

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі покриття житлових та громадських будинків  $R_{q \text{ min}}$ , що знаходяться в м. Рівне, який відноситься до І-ї температурної зони, дорівнює:

$$R_{q \text{ min}}=4,95 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}.$$

Опір теплопередачі термічно однорідної непрозорої огорожувальної конструкції розраховується за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{a_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{\delta_6}{\lambda_6} + \frac{\delta_7}{\lambda_7} + \frac{1}{a_3} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,1}{2,04} + \frac{0,005}{0,17} + \frac{0,02}{0,23} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{x}{0,052} + \frac{0,015}{0,81} + \frac{0,02}{0,17} + \frac{1}{23} = (0,485 + \frac{x}{0,052}) \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} > R_{q \text{ min}} = 4,95 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}.$$

Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності окремого шару для умов експлуатації

Б:

$$\lambda_1 = 2,04 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}; \lambda_2 = 0,17 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}; \lambda_3 = 0,23 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}; \lambda_4 = 0,81 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)};$$

$$\lambda_5 = 0,052 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}; \lambda_6 = 0,81 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}; \lambda_7 = 0,17 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}.$$

Звідси:

$$(0,485 + \frac{x}{0,052}) = 4,95 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \Rightarrow x = (4,95 - 0,485) \cdot 0,052 = 0,232 \text{ м}$$

Отже, товщину утеплювача: плити з мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому (вміст зв'язуючого за масою від 4,0 % до 5,0 %) з  $\rho_0=190\text{кг}/\text{м}^3$  приймаємо рівною 235 мм.

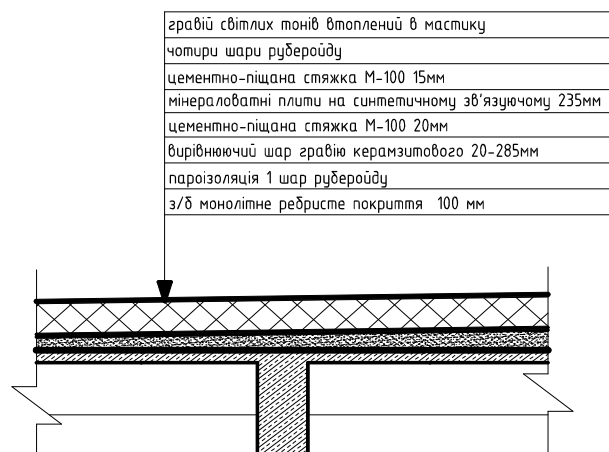


Рисунок 1.2 Конструкція покрівлі

#### 1.4.4 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору

Для влаштування покриття використовують бітумну мастику, руберойд. В якості утеплювача застосовують мінераловатні плити з малим коефіцієнтом теплопровідності, що забезпечує енергозбереження, оскільки найбільша тепловіддача в даній споруді саме через покриття із за значної його площі. Такий же утеплювач використовується і в огорожуючи стінах.

Ще одним заходом по енергозбереженню є заміна дерев'яних вікон на металопластикові, які потребують значно менших затрат при подальшій експлуатації.

Зарахунок зміни корисного навантаження на перекриття першого поверху та тривалого його перебування під відкритим небом, виникла необхідність підсилення конструкції перекриття.

Внутрішнє оздоблення приміщень виконано згідно їх функціонального призначення. Стіни приміщень виконано з урахуванням створення естетичності та комфортності – оштукатурені та покриті акриловими фарбами. В санвузлах стіни

та підлогу оздоблено високоякісною спеціальною керамічною глазурованою плиткою. В цілому, оздоблення приміщень сприяє створенню спокійної та приємної атмосфери.

Оздоблення стін сходової клітки виконано штукатуркою з подальшим покриттям акриловими фарбами, стелі вирівняно та пофарбовано водоемульсійними фарбами.

### **1.5 Архітектурно-художнє рішення будівлі**

Архітектурна композиція головного фасаду несиметрична, з одного боку об'єм підкреслюється засклінням, а з іншого підняттям центральної частини будівлі з позначки 16,000м до 21,000м, що додає їй завершеності. За допомогою художнього контрасту забезпечена виразність будівлі, що дозволяє поєднати старі та нові матеріали, які використані в ТРЦ.

#### **Висновки до розділу 1**

1. Проведено аналіз інженерних умов реконструкції виробничої будівлі, враховано особливості кліматичного розташування та призначення об'єкту після реконструкції. На підставі проведеного аналізу, прийнято об'ємно-планувальні рішення торговельного центру.
2. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підібрано конструкції та матеріали з яких буде виготовлено об'єкт.
3. Проведено теплотехнічний розрахунок всіх огорожуючи конструкцій торговельного центру.

## РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

### 2.1 Розрахунок та конструювання монолітного ребристого перекриття з плитами балочного типу на нові навантаження, що будуть діяти після реконструкції

#### 2.1.1 Матеріали для проектування

На сьогоднішній день діє ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». На час проектування і зведення існуючої частини будівлі діяв СНиП 2.01.07 – 85 «Нагрузки и воздействия». Згідно проведених досліджень в даній конструкції використаний бетон важкий класу В20, робоча арматура з сталі класу АІІ, поперечна арматура зі сталі класу АІ. Розрахунковий опір бетону осьовому стиску становить  $R_b = 11,5$  МПа, опір осьовому розтягу  $R_{bt} = 0,9$  МПа, з урахуванням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_{b2} = 0,9$  опір становить:

$$R_b = \gamma_{b2} R_b = 0,9 \cdot 11,5 = 10,35 \text{ МПа} = 1,035 \text{ кН/см}^2,$$

$$R_{bt} = \gamma_{b2} R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ МПа} = 0,081 \text{ кН/см}^2.$$

За табл. 18 [1] початковий модуль пружності бетону  $E_b = 27 \cdot 10^3$  МПа.

Розрахунковий опір поздовжньої робочої арматури (табл. 22 [1]) становить:

$$\text{для } \varnothing 6 \div 8 \text{ мм} - R_s = 355 \text{ МПа} = 35,5 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{для } \varnothing 10 \div 40 \text{ мм} - R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2.$$

Поперечна арматура:  $R_{sw} = 175$  МПа = 17,5 кН/см<sup>2</sup>, модуль пружності за табл. 29[1]  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  МПа.

Висота головної балки  $h_{mb} = 0,8$  м, ширина становить  $b_{mb} = 0,35$  м. Висота другорядної балки  $h_{sb} = 0,5$  м, ширина –  $b_{sb} = 0,2$  м. Товщина монолітної плити 8см.

#### 2.1.2 Розрахунок та конструювання монолітної плити

##### 2.1.2.1 Статичний розрахунок плити



Обчислюємо навантаження на  $1 \text{ м}^2$  перекриття, при цьому враховуємо коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_n = 0,95$ . Розрахунок зведено в табл. 2.1.

Для розрахунку приймаємо плиту шириною  $b = 1 \text{ м}$ , погонне навантаження на яку становить:

$$q_s = q \cdot b = 9,499 \cdot 1 = 9,5 \text{ кН/м}, l_0 = 2,05 \text{ м}; l_{0I} = 1,44 \text{ м}.$$

$$\text{перший проліт: } M_1 = \frac{9,5 \cdot 1,44^2}{11} = 1,79 \text{ кНм};$$

$$\text{перша проміжна опора: } M_2 = \frac{9,5 \cdot 2,05^2}{11} = 3,63 \text{ кН.м};$$

$$\text{середні прольоти та опори: } M_3 = \frac{9,5 \cdot 2,05^2}{16} = 2,49 \text{ кН.м};$$

середні прольоти та опори, які з чотирьох сторін оточені балками:

$$M_4 = 0,8M_3 = 0,8 \cdot 2,49 = 2,0 \text{ кН.м}.$$

Таблиця 2.1 Навантаження на  $1 \text{ м}^2$  перекриття

№ з/п	Вид навантажень	Характеристичне навантаження, $g_n$ , кН/м <sup>2</sup>	Розрахункові навантаження			
			експлуатаційне		граничне	
			коэф. надійн. $\gamma_{fe}$	значення $g_e$ , кН/м <sup>2</sup>	коэф. надійн. $\gamma_{fm}$	значення $g_m$ , кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6	7
<i>Постійні навантаження</i>						
1	Чиста бетонна підлога $t = 30 \text{ мм}, \rho = 2,40 \text{ т/м}^3$	0,72	1,0	0,72	1,1	0,792
2	Мастика $t = 2 \text{ мм}; \rho = 1,5 \text{ т/м}^3$	0,03	1,0	0,03	1,3	0,039
3	Теплозвукоізоляційний шар з легкого бетону $t = 60 \text{ мм}, \rho = 0,6 \text{ т/м}^3$	0,36	1,0	0,36	1,3	0,468
4	Монолітна залізобетонна плита $t = 80 \text{ мм}, \rho = 2,50 \text{ т/м}^3$	2,0	1,0	2,0	1,1	2,2
Всього постійні				3,11		3,499
<i>Тимчасове навантаження</i>						
5	Рівномірно розподілене	5,0	1,0	5,0	1,2	6,0
Повне навантаження				8,11		9,499

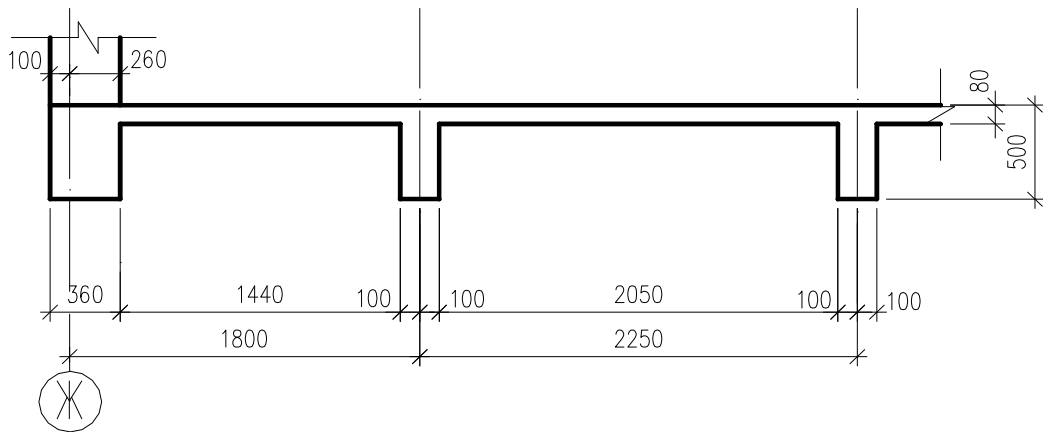


Рисунок 2.1 До визначення розрахункових прольотів плити

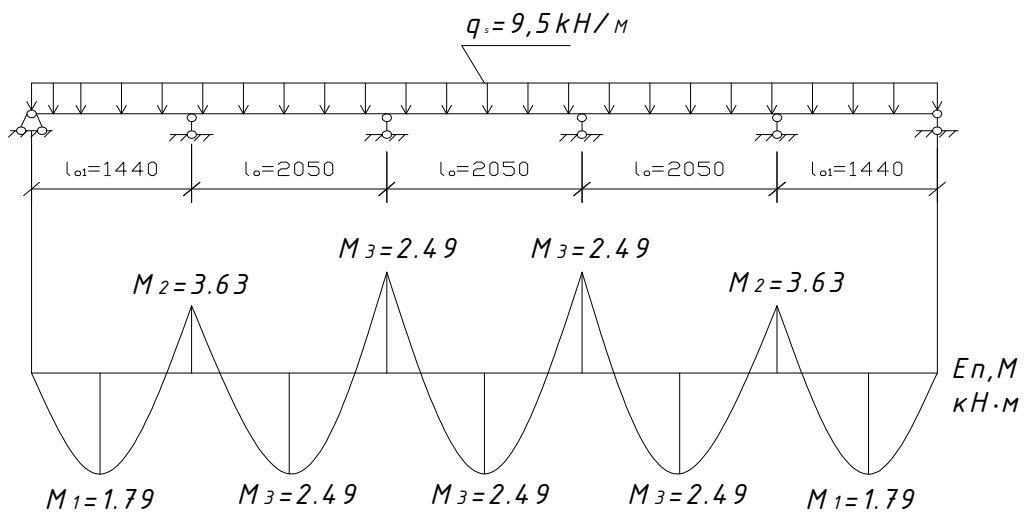


Рисунок 2.2 Розрахункова схема монолітної плити та еюра згинальних моментів

### 2.1.2.2 Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента

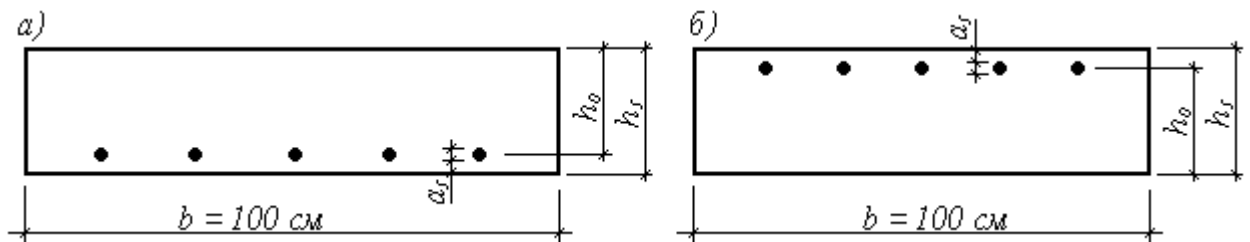


Рисунок 2.3 Розрахункові перерізи плити: а) на опорі; б) в прольоті

$$\xi_R = 0,631 ; h_0 = 5,6 \text{ см.}$$

Перший проліт:  $M_1 = 1,79$  кН.м;

$$\alpha = 0,055; \xi = 0,057; \eta = 0,972; A_{sI} = 0,93 \text{ см}^2.$$

Перша проміжна опора:  $M_2 = 3,63$  кН.м;

$$\alpha = 0,112; \xi = 0,119; \eta = 0,941; A_{sI} = 1,94 \text{ см}^2.$$

Середні прольоти та опори:  $M_3 = 2,49$  кН.м;

$$\alpha = 0,077; \xi = 0,080; \eta = 0,96; A_{sI} = 1,3 \text{ см}^2.$$

Середні прольоти та опори, які з чотирьох сторін оточені балками:

$$M_4 = 2,0 \text{ кН.м}; \alpha = 0,062; \xi = 0,064; \eta = 0,968; A_{sI} = 1,04 \text{ см}^2.$$

Розподільчу арматуру призначаємо конструктивно в залежності від прийнятої робочої арматури. Результати зведені у табл. 2.2.

Таблиця 2.2 Армування плити

Переріз плити що розглядається	Розрахункова площа перерізу арматури $A_s$ (см <sup>2</sup> )	Прийняте армування		
		Робоча арматура класу А400С		Розподільча арматура діаметр/крок
		діаметр мм — крок мм	Площа перерізу $A_s$ (см <sup>2</sup> )	
Крайні прольоти	0,93	6 — 165	1,42	4 — 350
Перша проміжна опора	1,94	8 — 165	2,51	4 — 350
Середні прольоти та опори: - не оточені по 4-х сторонах балками - оточені по 4-х сторонах балками	1,3	6 — 165	1,42	4 — 350
	1,04	6 — 165	1,42	4 — 350
В неробочому напрямку над головними та обв'язочними балками	—	6 — 165	1,42	4 — 350

### 2.1.3 Розрахунок та конструювання другорядної балки

#### 2.1.3.1 Статичний розрахунок балки

$$g_b = g_s \cdot l_s + (h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot \rho_b(10) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 9,5 \cdot 2,25 + (0,5 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 2,5(10) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 23,57 \text{ кН/м};$$

$$F_b = h_{cm} \cdot b_{cm} \cdot l_s \cdot \rho_{cm}(10) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n + h_{об} \cdot b_{об} \cdot l_s \cdot \rho_b(10) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 4,7 \cdot 0,36 \cdot 2,25 \cdot 0,8(10) \cdot 1,1 \cdot 0,95 + 0,42 \cdot 0,36 \cdot 2,25 \cdot 2,5(10) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 40,71 \text{ кН};$$

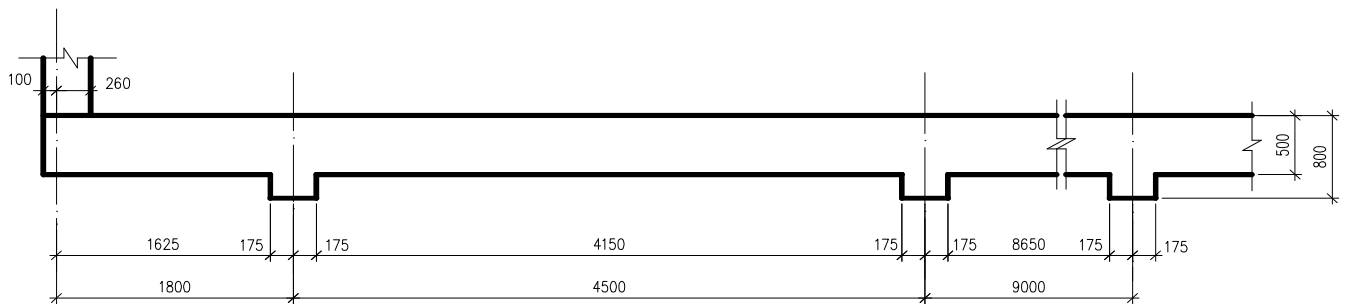
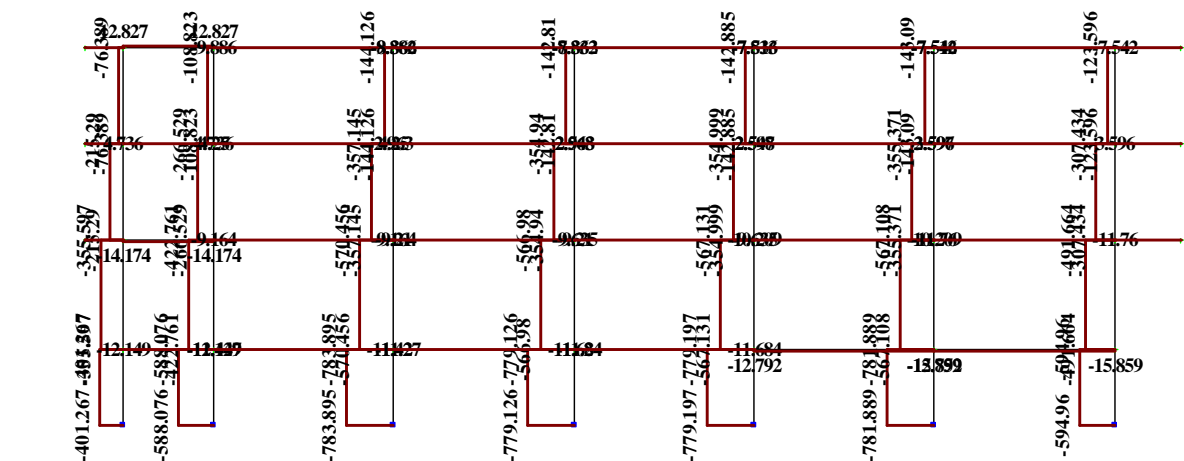



Рисунок. 2.4 До визначення розрахункових прольотів другорядної балки

Для того, щоб знайти зусилля в другорядній балці розрахуємо поперечну раму будівлі по осі "В". Розрахунок виконаємо в програмному комплексі "ЛИРА 9.2", результати наведені на рис. 2.5.

а)

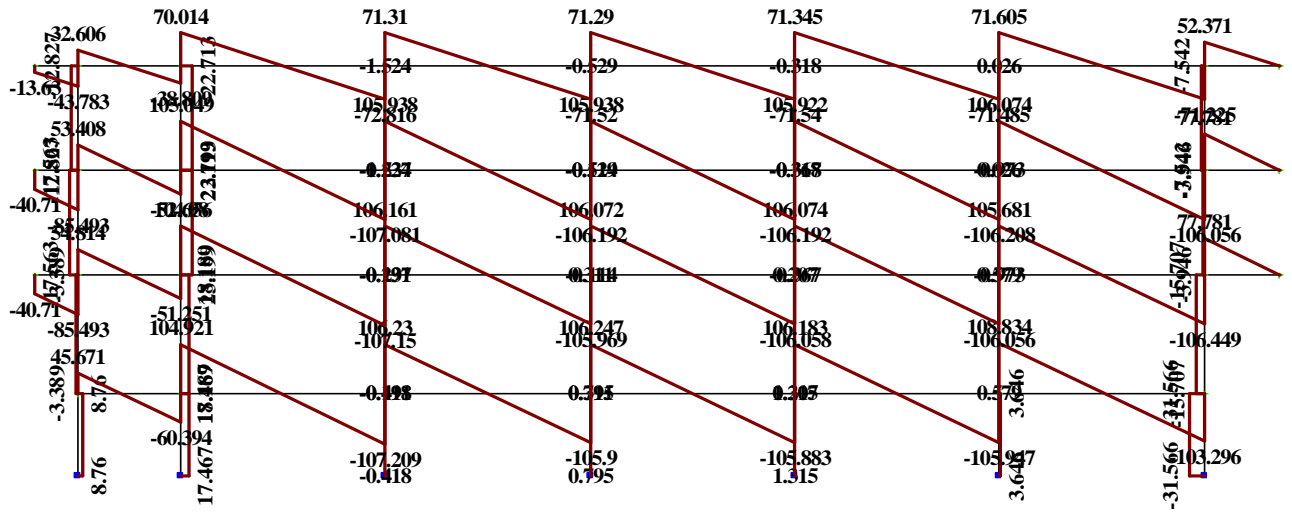
Заряджение 1  
Экспра N  
Единицы измерения - кН




  
 Минимальное усилие - 783.895  
 Максимальное усилие 12.8271

б)

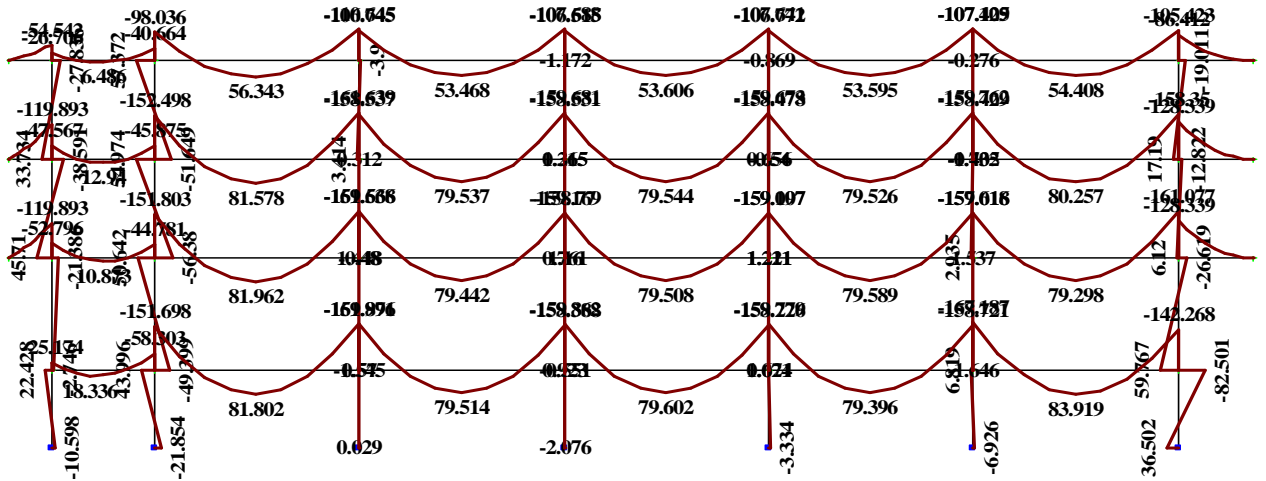
Загружение 1  
Эпюра Qz  
Единицы измерения - кН



Минимальное усилие -107.209  
 Максимальное усилие 108.834

в)

Загружение 1  
Эпюра Mu  
Единицы измерения - кН\*м



Минимальное усилие -167.187  
 Максимальное усилие 83.9188

Рисунок 2.5 Епюри зусиль, що виникають в рамі: а) від повздовжньої сили, б) від поперечної сили, в) від згинального моменту

Розглянемо другорядну балку перекриття другого поверху, розрахункова схема якої наведена на рис. 2.6.

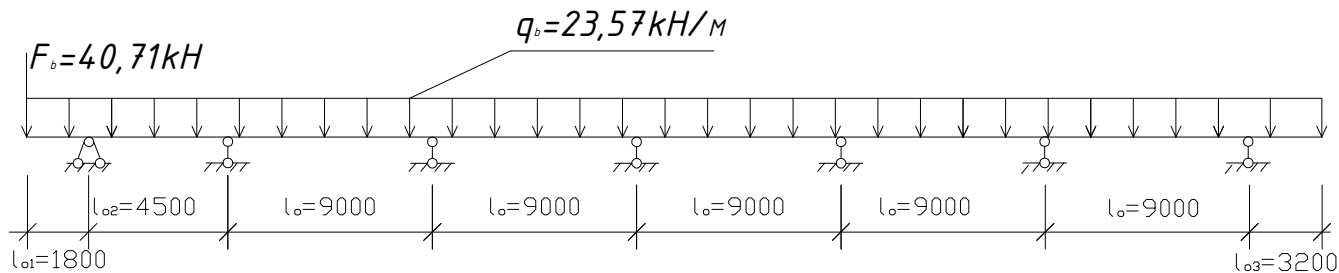
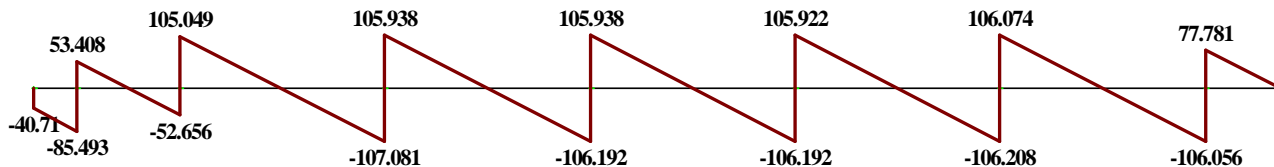


Рисунок 2.6 Розрахункова схема другорядної балки

Епюри поперечних сил та моментів для даної балки будуть мати вигляд:

а)

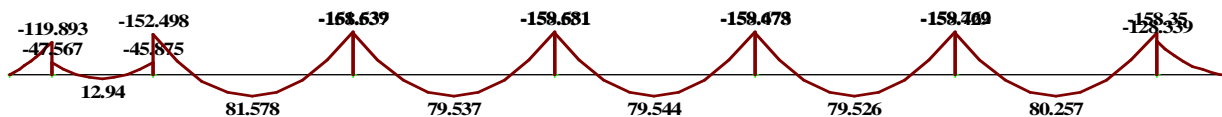
Загружение 1  
Эпюра Qz  
Единицы измерения - кН



Минимальное усилие -107.081  
 Максимальное усилие 106.074

б)

Загружение 1  
Эпюра Mu  
Единицы измерения - кН\*м




  
 Минимальное усилие -161.639  
 Максимальное усилие 81.5777

Рисунок 2.7 Епюра: а) поперечних сил, б) згинальних моментів

### 2.1.3.2 Розрахунок міцності нормальних перерізів другорядної балки

$$\xi_R = 0,628; h_{sb, \min} = \sqrt{\frac{161,64 \cdot 100}{0,431 \cdot 1,035 \cdot 20}} + 3 = 45,56 \text{ см,}$$

раніше прийнята висота балки 50 см достатня.

Розрахунок балки на опорах:

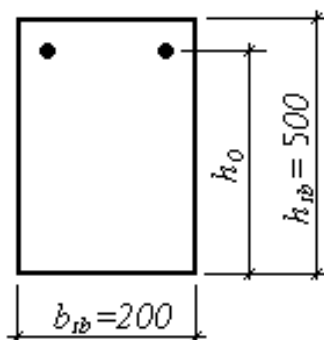


Рисунок 2.8 Розрахунковий переріз другорядної балки на опорах

$$h_0 = h - a_s - d/2 = 50 - 2 - 2/2 = 47 \text{ см.}$$

Перша опора:  $M = 119,89$  кН.м;  $\alpha = 0,262$ ;  $\xi = 0,310$ ;  $\eta = 0,845$ ;  $A_{s1} = 8,27$  см<sup>2</sup>.

Середні опори:  $M = 161,64$  кН.м;  $\alpha = 0,353$ ;  $\eta = 0,771$ ;  $A_{s2} = 12,23$  см<sup>2</sup>.

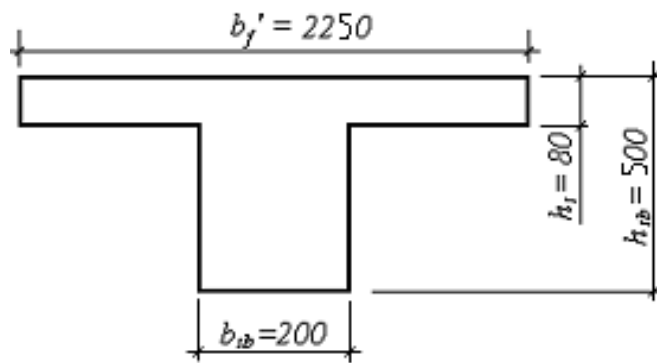


Рисунок 2.9 Розрахунковий переріз другорядної балки в прольотах

$$M_{fu} = 801,09 \text{ кН.м.}$$

Перший проліт:  $M = 12,94 \text{ кН.м} < M_{fu} = 801,09 \text{ кН.м.}$ ;

$$\alpha = 0,0025; \quad \xi = 0,0025; \quad \eta = 0,999; \quad A_{s3} = 0,76 \text{ см}^2.$$

Другий проліт:  $M = 81,58 \text{ кН.м} < M_{fu}$ ;

$$\alpha = 0,0159; \quad \xi = 0,016; \quad \eta = 0,992; \quad A_{s3} = 4,79 \text{ см}^2.$$

Армування консолей виконуємо із конструктивних міркувань і приймаємо  $2\emptyset 12A 400C$ .

Армування другорядної балки виконуємо плоскими зварними каркасами, варіанти армування балки наведені на рис. 2.10 та у табл. 2.3. В каркасах використовуємо монтажну арматуру  $2\emptyset 8A 400C$ .

Таблиця 2.3 Армування другорядної балки

Місце перерізу	Розрахункова площа перерізу арматури $A_s, \text{см}^2$	Армування зварними каркасами	
		Прийнята арматура	Площа перерізу арматури ( $\text{см}^2$ )
Перша проміжна опора	8,27	$4\emptyset 20 A 400C$	12,56
Середні опори	12,23	$4\emptyset 20 A 400C$	12,56
Перший проліт	0,76	$2\emptyset 12 A 400C$	2,26
Консолі	-	$2\emptyset 12 A 400C$	2,26
Середні прольоти	4,79	$4\emptyset 16 A 400C$	8,04



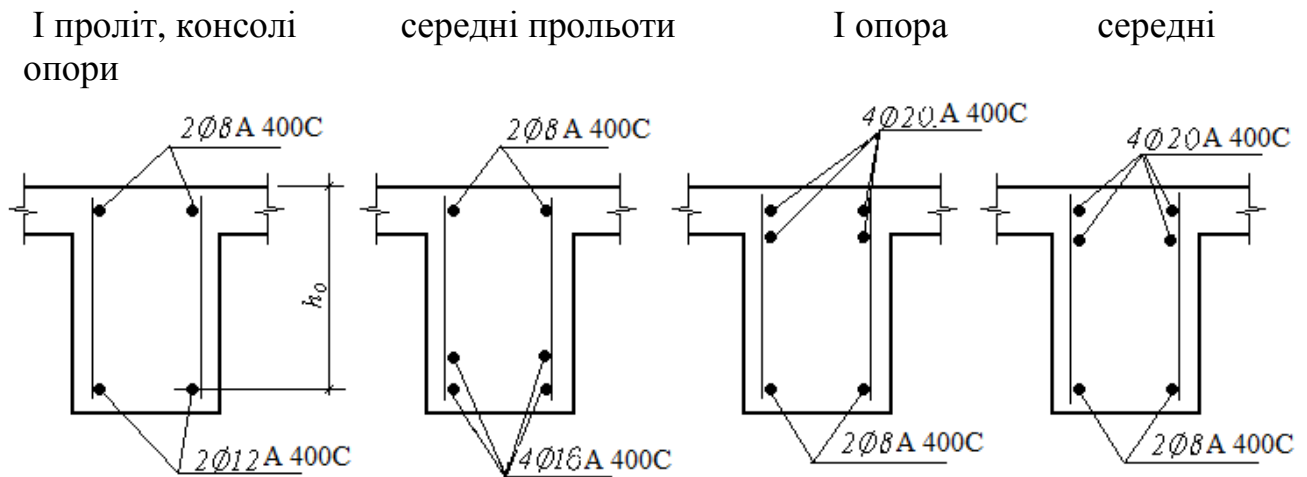


Рисунок 2.10 Армування другорядної балки зварними каркасами

### 2.1.3.3 Розрахунок міцності похилих перерізів другорядної балки

Максимальне значення поперечної сили:  $Q_{max} = 107,08$  кН.

Призначаємо поперечну арматуру діаметром 6 мм з сталі АІ,  $s_w = 15$  см.

$$Q_{max} = 107,08 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,897 \cdot 1,076 \cdot 1,035 \cdot 20 \cdot 47 = 281,7 \text{ кН};$$

$$\varphi_{w1} = 1,076 < 1,3.$$

Умова виконується, міцність забезпечена, розміри поперечного перерізу балки достатні.

Погонне зусилля в поперечних стержнях за умовами:

$$q_{sw} = 0,66 \text{ кН/см} > q_{sw, \min} = 0,486 \text{ кН/см}.$$

Проекція похилого перерізу на вісь балки :

$$\text{де } q_l = q_b + q_w = 0,406 + 0,66 = 1,066 \text{ кН/см},$$

$$\text{оскільки } q_b = 0,406 \text{ кН/см} > 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 0,66 = 0,37 \text{ кН/см}.$$

Обчислюємо поперечну силу, яку сприймає бетон стиснутої зони :

$$Q_b = 87,35 \text{ кН} < 2,5 \cdot 0,081 \cdot 20 \cdot 47 = 190,35 \text{ кН}, \quad c_0 = 104,14 \text{ см} > c = 81,94 \text{ см};$$

$$Q_b = 87,35 \text{ кН} > 0,6 \cdot 0,081 \cdot 20 \cdot 47 = 45,68 \text{ кН}.$$

в подальшому розрахунку приймаємо  $c_0 = c = 81,94$  см.

$$Q = 107,08 - 0,406 \cdot 81,94 = 73,81 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність перерізу :

$$Q = 73,81 < Q_b + q_{sw} \cdot c_0 = 87,35 + 0,66 \cdot 81,94 = 141,43 \text{ кН},$$

умова виконується. Міцність забезпечена.  $s_w = 50$  см.

### 2.1.3.4 Розрахунок балки за другою групою граничних станів

Розрахунок за розкриттям тріщин

$$- \varphi_l = 1,0;$$

$$- \varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,023 = 1,255;$$

$$\mu = \frac{A_s}{b(h-x)} = \frac{8,04}{20 \cdot (47 - 29,52)} = 0,023;$$

$$Z = 32,24 \text{ (см)};$$

$$\sigma_s = \frac{81,58 \cdot 10^3}{8,04 \cdot 32,24} = 314,73 \text{ (МПа)};$$

$$\varphi_d = 1,248 < 1,6; \quad \delta = 4,59;$$

$$\omega = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{314,73}{15}}{4,59} = 3,83.$$

Приймаємо  $\lambda = 1,45$ .

Визначаємо ширину розкриття тріщин:

$$a_{crc1} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 4,59 \cdot 1,45 \cdot \frac{314,73}{21 \cdot 10^4} \cdot 16 = 0,164 \text{ (мм)} < [a_{crc1}] = 0,4 \text{ мм};$$

$$a_{crc2} = 1,255 \cdot 1,0 \cdot 4,59 \cdot 1,45 \cdot \frac{314,73}{21 \cdot 10^4} \cdot 16 = 0,20 \text{ (мм)} < [a_{crc2}] = 0,3 \text{ мм}.$$

Умова виконується.

### 2.1.3.5 Розрахунок за деформаціями

Визначаємо геометричні характеристики перерізу:

$$A_{red} = 2702,55 \text{ (см}^2\text{)}; \quad S_{red} = 100615,1 \text{ (см}^3\text{)}; \quad Y_o = 37,23 \text{ (см)}; \quad I_{red} = 566939,81 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Обчислюємо :

$$W_{red} = 15228,04 \text{ (см}^3\text{)}, \quad W_{p1} = 26649,06 \text{ (см}^3\text{)};$$

$$\varphi_m = 1,4 \cdot (100) \cdot 26649,06 / 81,58 \cdot 10^5 = 0,457 ;$$

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,457 = 0,747.$$

Обчислюємо:

$$(1/r) = (81,58 \cdot 10^5 \cdot 0,747) / (32,24 \cdot 8,04 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot (47 - 29,52)) = 6,4 \cdot 10^{-5} \text{ (1/см)}.$$

Кінцевий прогин балки в середині її прольоту:

$$f = 6,4 \cdot 10^{-5} \cdot 1/12 \cdot 900^2 = 4,32 \text{ (см)} < f_u = 1/200 \cdot l = 1/200 \cdot 900 = 4,5 \text{ (см)},$$

тобто жорсткість другорядної балки достатня.

## 2.1.4 Розрахунок та конструювання головної балки

### 2.1.4.1 Статичний розрахунок балки

$$g_{b1} = (h_{mb} - h_s) \cdot b_{mb} \cdot \rho_b(10) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = (0,8 - 0,08) \cdot 0,35 \cdot 2,5(10) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 6,58 \text{ кН/м};$$

$$F_{b1} = g_s \cdot l_s \cdot l_{sb} + (h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot l_{sb} \cdot \rho_b(10) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 9,5 \cdot 2,25 \cdot 9,0 + (0,5 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 9,0 \times \\ \times 2,5(10) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 212,13 \text{ кН};$$

$$F_{b2} = h_{cm} \cdot b_{cm} \cdot l_{cm} \cdot \rho_{cm}(10) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n + h_{ob} \cdot b_{ob} \cdot l_{ob} \cdot \rho_b(10) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 4,0 \cdot 0,36 \cdot 12,73 \cdot 0,8(10) \cdot 1,1 \times \\ \times 0,95 + 0,72 \cdot 0,36 \cdot 12,73 \cdot 2,5(10) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 239,45 \text{ кН};$$

$$F_{b3} = h_{cm} \cdot b_{cm} \cdot l_{cm} \cdot \rho_{cm}(10) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n + h_{ob} \cdot b_{ob} \cdot l_{ob} \cdot \rho_b(10) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n + g_s \cdot l_s \cdot l_{sb} / 2 = 4,7 \cdot 0,36 \cdot 9,0 \times \\ \times 0,8(10) \cdot 1,1 \cdot 0,95 + 0,42 \cdot 0,36 \cdot 9,0 \cdot 2,5(10) \cdot 1,1 \cdot 0,95 + 9,5 \cdot 2,25 \cdot 9,0 / 2 = 259,04 \text{ кН}.$$

Для того, щоб знайти зусилля в головній балці розрахуємо поперечну раму будівлі по осі "7". Оскільки в даному напрямку на споруду діє вітрове навантаження, то його необхідно врахувати.

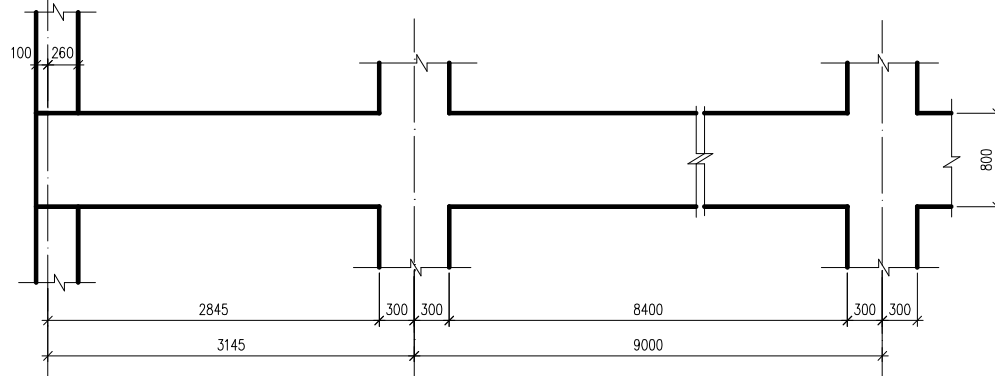


Рисунок 2.11 До визначення розрахункових прольотів головної балки

Характеристичне значення вітрового тиску для м. Тернополя згідно [3] становить  $W_0 = 0,38$  кПа.

Визначаємо тиск вітру на будівлю на позначках 5,0м; 10,0м; 15,0м; 20,0м; 25,0м.

$$W_1 = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 1,116 = 0,6 \text{ кН/м,}$$

$$W_2 = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 1,116 = 0,6 \text{ кН/м,}$$

$$W_3 = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 1,116 = 0,6 \text{ кН/м;}$$

$$W_4 = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 1,224 = 0,659 \text{ кН/м,}$$

$$W_5 = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 1,282 = 0,69 \text{ кН/м.}$$

$$C_1 = C_{\text{aer}} C_{h1} C_{\text{alt}} C_{\text{rel}} C_d = 0,8 \times 1,55 \times 1 \times 1 \times 0,9 = 1,116;$$

$$C_2 = C_{\text{aer}} C_{h2} C_{\text{alt}} C_{\text{rel}} C_d = 0,8 \times 1,55 \times 1 \times 1 \times 0,9 = 1,116;$$

$$C_3 = C_{\text{aer}} C_{h3} C_{\text{alt}} C_{\text{rel}} C_d = 0,8 \times 1,55 \times 1 \times 1 \times 0,9 = 1,116;$$

$$C_4 = C_{\text{aer}} C_{h4} C_{\text{alt}} C_{\text{rel}} C_d = 0,8 \times 1,7 \times 1 \times 1 \times 0,9 = 1,224;$$

$$C_5 = C_{\text{aer}} C_{h3} C_{\text{alt}} C_{\text{rel}} C_d = 0,8 \times 1,78 \times 1 \times 1 \times 0,9 = 1,282.$$

Горизонтальні сили, що діють на раму будуть рівні:

$$H_1 = W_1 \cdot l_1 \cdot h_1 = 0,6 \cdot 9,0 \cdot 4,7 = 25,38 \text{ кН,}$$

$$H_2 = W_2 \cdot l_2 \cdot h_2 = 0,6 \cdot 9,0 \cdot 4,7 = 25,38 \text{ кН,}$$

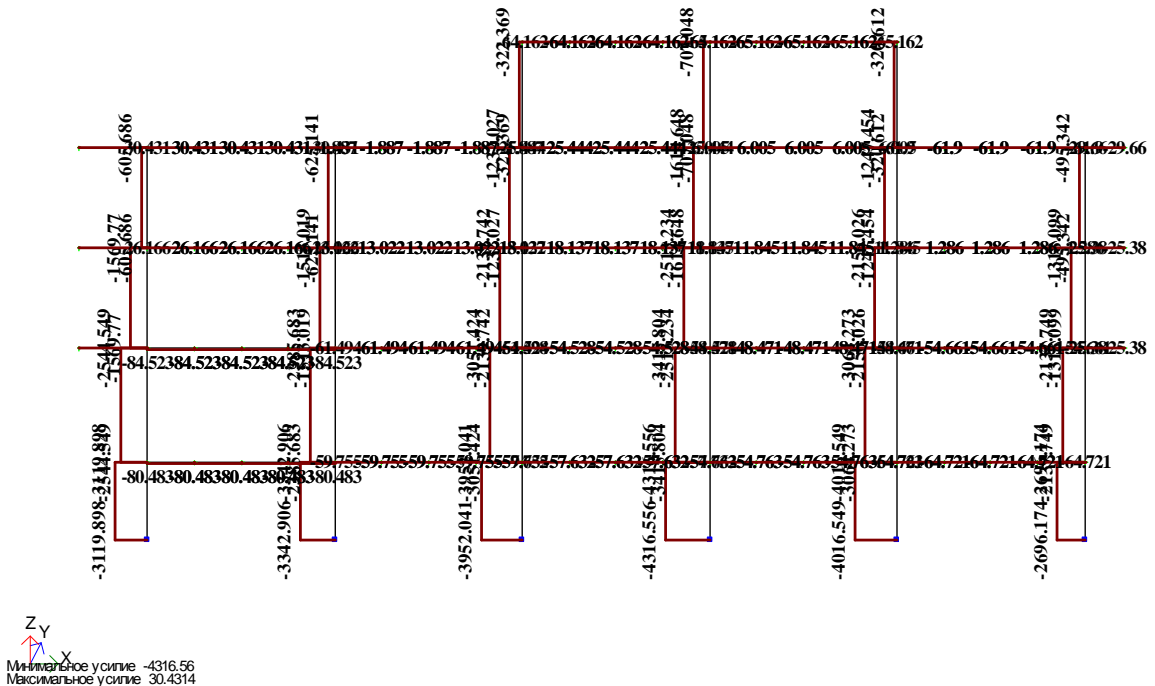
$$H_3 = W_3 \cdot l_3 \cdot h_3 = 0,6 \cdot 9,0 \cdot 4,7 = 25,38 \text{ кН,}$$

$$H_4 = W_4 \cdot l_4 \cdot h_4 = 0,659 \cdot 9,0 \cdot 5,0 = 29,66 \text{ кН,}$$

$$H_5 = W_5 \cdot l_5 \cdot h_5 = 0,69 \cdot 9,0 \cdot 0,7 = 4,35 \text{ кН.}$$

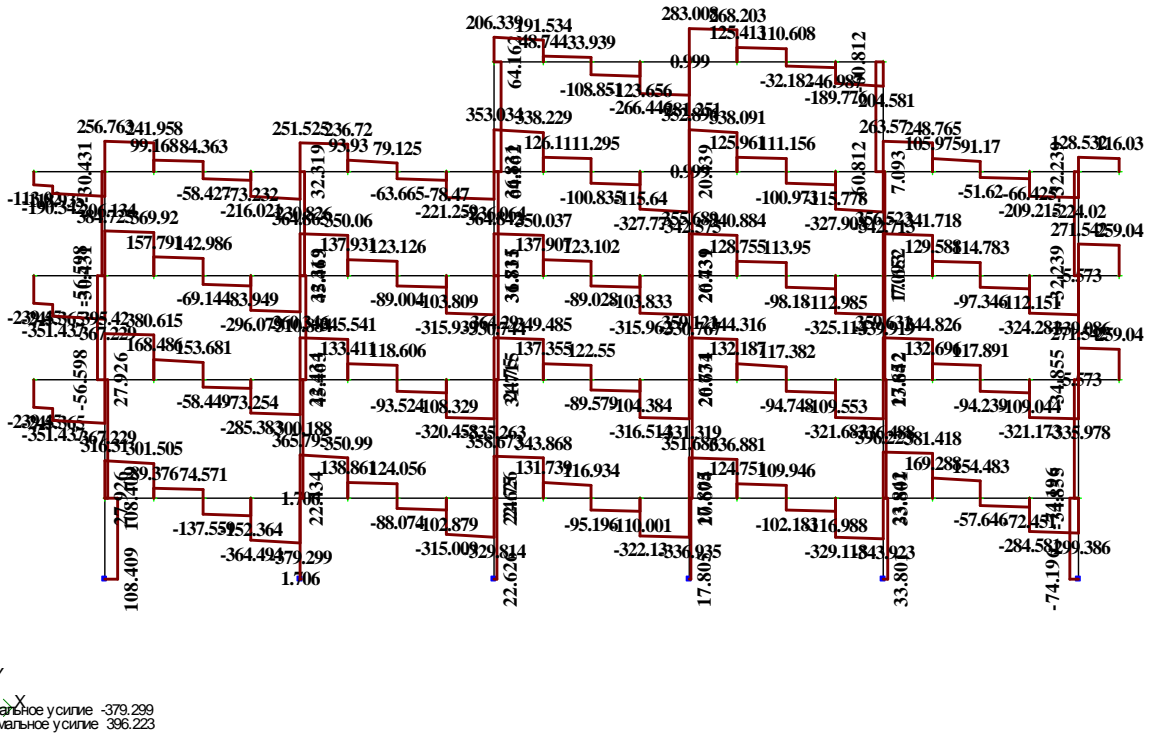
Розрахунок виконаємо в програмному комплексі "ЛИРА 9.2", результати наведені на рис. 2.12.

а) Загружение 1  
Элемент N  
Единицы измерения - кН



б)

Заруження 1  
Епюра Cz  
Единиць вимірювання - кН



в)

Заруження 1  
Епюра My  
Единиць вимірювання - кН\*м

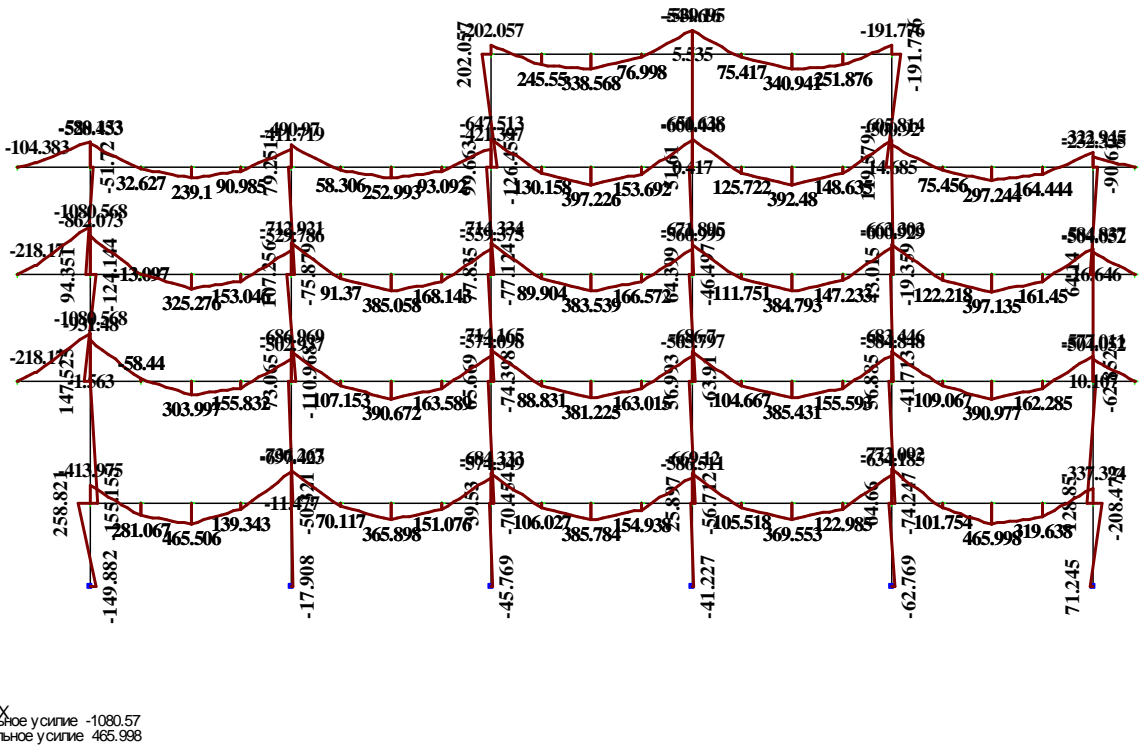


Рисунок 2.12 Епюри зусиль, що виникають в рамі: а) від повздовжньої сили, б) від поперечної сили, в) від згинального моменту

Розглянемо головну балку перекриття другого поверху, розрахункова схема якої наведена на рис. 2.13.

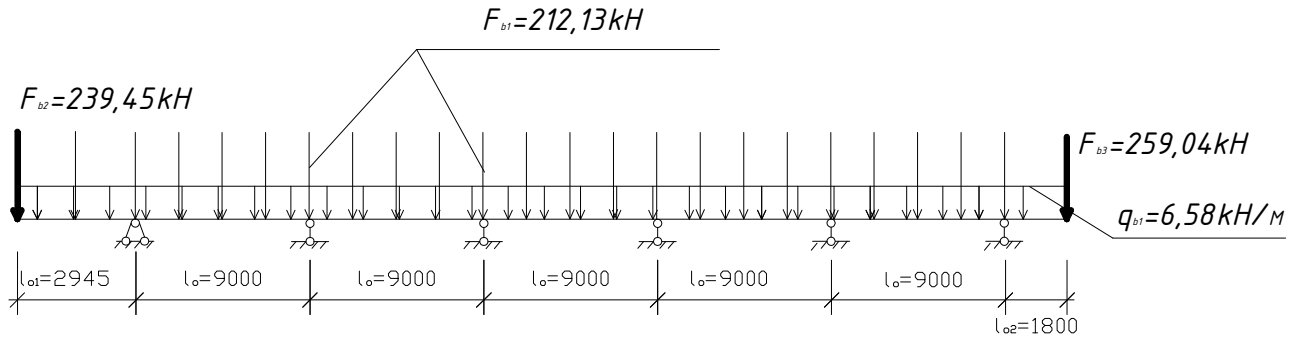
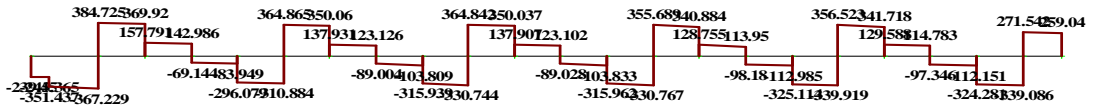


Рисунок 2.13 Розрахункова схема головної балки

а)

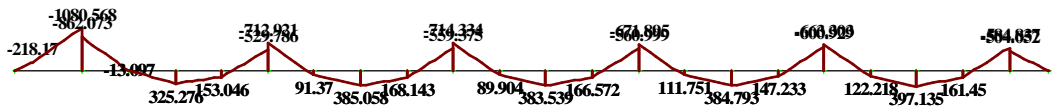
Заруження 1  
Епора Qz  
Единицы измерения - кН



Заруження 1  
Епора Mx  
Единицы измерения - кН\*м

Z Y  
X  
Минимальное усилие -367,229  
Максимальное усилие 384,725

б)



Z Y  
X  
Минимальное усилие -1080,57  
Максимальное усилие 397,135

Рисунок 2.14 Епюри: а)поперечних сил, б) згинальних моментів

### 2.1.4.2 Розрахунок міцності нормальних перерізів головної балки

$$\xi_R = 0,628.$$

Визначаємо мінімальну висоту балки для першої опори:

$$h_{mb,\min} = \sqrt{\frac{1080,57 \cdot 100}{0,431 \cdot 1,035 \cdot 35}} + 4 = 87,19 \text{ см.}$$

Визначаємо мінімальну висоту балки для всіх інших опор:

$$h_{mb,\min} = \sqrt{\frac{714,33 \cdot 100}{0,431 \cdot 1,035 \cdot 35}} + 4 = 71,64 \text{ см,}$$

раніше прийнята висота балки 80 см достатня.

Розрахунок балки на опорах:

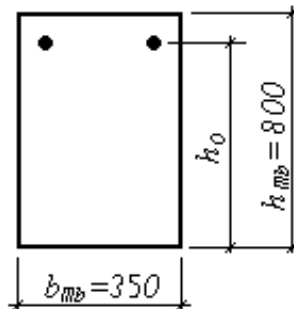


Рисунок 2.15 Розрахунковий переріз головної балки на опорах

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h_{mb} - a_s - d_{sb} - a - d_{mb}/2 = 80 - 2 - 2 - 6 - 3,6/2 = 68,2 \text{ см.}$$

Першу опору розраховуємо з подвійним армуванням:

$$M = 1080,57 \text{ кН.м; } \xi = \xi_R, \alpha_R = 0,431, A'_{s1} = 14,89 \text{ см}^2, A_{s1} = 57,4 \text{ см}^2.$$

Середні опори:  $M = 714,33 \text{ кН.м; } \alpha = 0,424; \eta = 0,695; A_{s2} = 41,29 \text{ см}^2.$

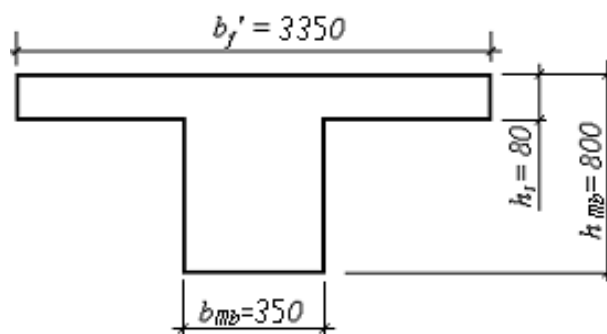


Рисунок 2.16 Розрахунковий переріз головної балки в прольотах

$$M_{fu} = 1947,2 \text{ кН.м}; h_0 = 74,2 \text{ см.}$$

Перший проліт:  $M = 325,28 \text{ кН.м} < M_{fu} = 1947,2 \text{ кН.м}$ ;  $\alpha = 0,017$ ;  $\eta = 0,991$ ;  
 $A_{s2} = 12,11 \text{ см}^2$ .

Другий проліт:  $M = 397,14 \text{ кН.м} < M_{fu}$ ;  $\alpha = 0,021$ ;  $\eta = 0,989$ ;  $A_{s2} = 14,82 \text{ см}^2$ .

Армування консолей виконуємо із конструктивних міркувань і приймаємо туж арматуру, що і на опорі в стиснутій зоні.

Таблиця 2.4 Армування головної балки

Місце перерізу	Розрахункова площа перерізу арматури $A_s, \text{см}^2$	Армування зварними каркасами	
		Прийнята арматура	Площа перерізу арматури ( $\text{см}^2$ )
Перша проміжна опора	Розт. 57,4	6 $\emptyset$ 36 А 400С	61,08
	Стис. 14,89	4 $\emptyset$ 22 А 400С	15,2
Середні опори	41,29	6 $\emptyset$ 32 А 400С	48,26
Перший проліт	12,11	3 $\emptyset$ 25 А 400С	24,63
Консолі	-	2 $\emptyset$ 22 А 400С	7,6
Середні прольоти	14,82	4 $\emptyset$ 28 А 400С	24.63

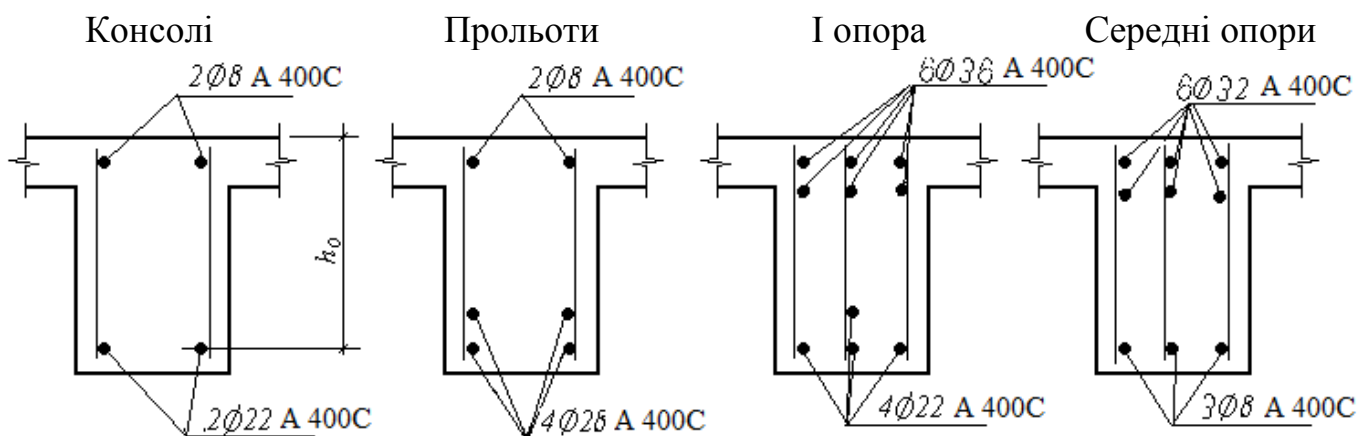


Рисунок 2.17 Армування головної балки зварними каркасами

### 2.1.4.3 Розрахунок міцності похилих перерізів головної балки

Максимальне значення поперечної сили:  $Q_{max} = 384,73 \text{ кН}$ .



Призначаємо поперечну арматуру діаметром 8 мм з сталі А 240С,  $s_w = 15$  см.

$$Q_{max} = 384,73 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,897 \cdot 1,075 \cdot 1,035 \cdot 35 \cdot 68,2 = 717,83 \text{ кН};$$

$$\varphi_{w1} = 1,075 < 1,3.$$

Умова виконується, міцність забезпечена, розміри поперечного перерізу балки достатні.

$$q_{sw} = 1,174 \text{ кН} / \text{см} > q_{sw, \min} = 0,851 \text{ кН} / \text{см},$$

$$\text{де } q_l = q_b = 0,406 \text{ кН} / \text{см},$$

оскільки  $q_b = 0,406 \text{ кН} / \text{см} < 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 1,174 = 0,657 \text{ кН} / \text{см}$ .

$$Q_b = 176,73 \text{ кН} < 2,5 \cdot 0,081 \cdot 35 \cdot 68,2 = 485,49 \text{ кН};$$

$$Q_b = 176,73 \text{ кН} > 0,6 \cdot 0,081 \cdot 35 \cdot 68,2 = 116,52 \text{ кН};$$

$$c_0 = 150,54 \text{ см} < c = 255,99 \text{ см};$$

$$Q = 384,73 - 0,406 \cdot 150,54 = 323,61 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність перерізу :

$$Q = 323,61 < Q_b + q_{sw} \cdot c_0 = 176,73 + 1,174 \cdot 150,54 = 353,46 \text{ кН},$$

умова виконується. Міцність забезпечена.  $s_w = 50$  см.

#### 2.1.4.4 Розрахунок балки за другою групою граничних станів

Розрахунок за розкриттям тріщин

$$\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0254 = 1,219;$$

$$\mu = \frac{A_s}{b(h-x)} = \frac{24,63}{35 \cdot (74,6 - 46,85)} = 0,0254;$$

$$Z = h_0 - 0,5 \cdot x = 74,6 - 0,5 \cdot 46,85 = 51,18 \text{ (см)};$$

$$\sigma_s = \frac{397,14 \cdot 10^3}{24,63 \cdot 51,18} = 315,05 \text{ (МПа)};$$

$$\delta = \frac{7,78}{1,52 \cdot (1 + 2 \cdot 7,78 \cdot 0,0254)} = 3,67;$$

$$\varphi_d = 1,52 < 1,6;$$

$$\omega = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{315,05}{15}}{3,67} = 4,8;$$

$$\lambda = 2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2,718^{4,8}}\right) = 1,98.$$

Приймаємо  $\lambda = 1,45$ .

Визначаємо ширину розкриття тріщин:

$$a_{crc1} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,67 \cdot 1,45 \cdot \frac{315,05}{21 \cdot 10^4} \cdot 28 = 0,224(\text{мм}) < [a_{crc1}] = 0,4\text{мм};$$

$$a_{crc2} = 1,219 \cdot 1,0 \cdot 3,67 \cdot 1,45 \cdot \frac{315,05}{21 \cdot 10^4} \cdot 28 = 0,272(\text{мм}) < [a_{crc2}] = 0,3\text{мм}.$$

Умова виконується.

#### 2.1.4.5 Розрахунок за деформаціями

Визначаємо геометричні характеристики перерізу:

$$A_{red} = 5391.62(\text{см}^2); S_{red} = 295741.35(\text{см}^3); Y_o = 54.85(\text{см}); I_{red} = 3635911(\text{см}^4);$$

$$W_{red} = 66288.3(\text{см}^3); W_{p1} = 116004.5(\text{см}^3).$$

$$\varphi_m = 1,4 \cdot (100) \cdot 116004.5 / 397,14 \cdot 10^5 = 0,409 ;$$

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,409 = 0,8, \text{ приймаємо } \psi_{s1} = 0,8.$$

Обчислюємо:

$$(1/r) = (397,14 \cdot 10^5 \cdot 0,8) / (51,18 \cdot 24,63 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot (74,6 - 46,85)) = 4,33 \cdot 10^{-5} (1/\text{см}).$$

Кінцевий прогин балки в середині її прольоту:

$$f = 4,33 \cdot 10^{-5} \cdot 1/12 \cdot 900^2 = 2,92(\text{см}) < f_u = 1/200 \cdot l = 1/200 \cdot 900 = 4,5(\text{см}),$$

тобто жорсткість балки достатня.

Несуча здатність перекриття забезпечена в перерахунку за новими нормами проектування.

## 2.2 Розрахунок та конструювання колони середнього ряду на нові навантаження, що будуть діяти після реконструкції

### 2.2.1 Матеріали для проектування

Матеріали для проектування, схема розташування колон дивись арк. 2 – 5 креслень.

### 2.2.2 Статичний розрахунок колони

Розрахуємо колону, як позацентрово стиснуту з малим ексцентриситетом при  $\xi > \xi_R$ .

Для того, щоб знайти зусилля в колоні розрахуємо поперечну раму будівлі по осі "7". Розрахунок виконаємо в програмному комплексі "ЛИРА 9.2", результати наведені на рис. 2.17.

Розглянемо колону першого поверху, як найбільш завантажену:

а)

Завантаження 1  
Епора N  
Единиць вимірювання - кН




  
 Минимальное усилие -4316.56

б)  
 Загружение 1  
 Эпюра M  
 Единицы измерения - кН\*м

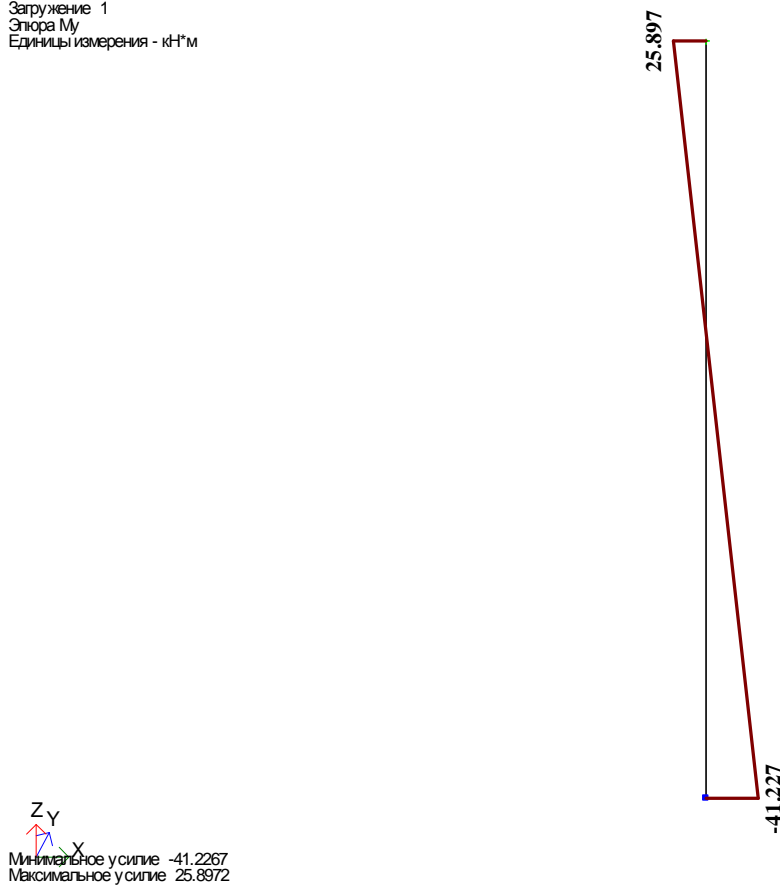


Рисунок 2.17 Епюри: а) повздовжніх сил, б) згинальних моментів

### 2.2.3 Підбір площі перерізу симетричної арматури

Геометрична довжина нижньої частини колони  $l = 3,8$  м, робоча висота перерізу:  $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56$  см, ширина  $b = 60$  см.

Комбінація розрахункових зусиль :

$$M = 41,23 \text{ кНм}; \quad N = 4316,56 \text{ кН.}$$

Гнучкість колони  $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3,8}{0,6} = 6,33 \geq 4$ , отже необхідно врахувати позовжній

прогин елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{41,23}{4316,56} = 0,0096 \text{ м} < e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,6}{30} = 0,02 \text{ м};$$

$$\text{або } e_0 = \frac{l_0}{600} = \frac{3,8}{600} = 0,0063 \text{ м.}$$

Отже, в розрахунках приймаємо  $e_0=0,02\text{м}$ .

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_I = M + N(0,5h - a) = 41,23 + 4316,56(0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = 1163,54 \text{ кНм.}$$

$$\text{Відношення: } \frac{l_0}{r} = \frac{380}{17,34} = 21,9 > 14, \text{ де } r = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 60 = 17,34 \text{ см} -$$

радіус ядра перерізу.

Розрахункову довжину колони багатоповерхової будівлі при жорсткому з'єднанні з ригелем, приймають рівною висоті поверху  $l_0 = l = 3,8 \text{ м}$ .

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження:

$$\varphi_l = 1 + \beta = 1 + 1 = 2.$$

Значення відносного ексцентриситету:

$$\delta_e = \frac{e_o}{h} = \frac{0,02}{0,6} = 0,033 < \delta_{e \min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{3,8}{0,6} - 0,01 \cdot 10,35 = 0,333.$$

В розрахунках приймаємо більше з цих значень  $\delta_e = 0,333$ .

$$\text{Знайдемо співвідношення } \alpha = E_s / E_b = 21 \cdot 10^4 / 27 \cdot 10^3 = 7,78.$$

Приймаємо початковий коефіцієнт армування  $\mu_1 = 0,025$ ;

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b A}{l_0^2} \left[ \frac{r^2}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \mu_1 \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 \right] = \frac{6,4 \cdot 27000 \cdot 60 \cdot 60}{380^2} \times$$

$$\times \left[ \frac{17,34^2}{2} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,333} + 0,1 \right) + 7,78 \cdot 0,025 \cdot 26^2 \right] = 795727,48 \text{ кН}$$

Обчислюємо коефіцієнт  $\eta$  як:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 4316,56 / 795727,48) = 1,0055.$$

Значення  $e$  рівне:  $e = e_0 \eta + 0,5 h_b = 2 \cdot 1,006 + 0,5 \cdot 60 = 32 \text{ см}$ .

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_{sc}}{\sigma_{sc,u}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left( 1 - \frac{0,767}{1,1} \right)} = 0,628,$$

де  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767$ .

Обчислюємо коефіцієнти:  $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{4316,56}{0,9 \cdot 10,35 \cdot 0,6 \cdot 0,56 \cdot 10^3} = 1,379 > \xi_R = 0,628$ .

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \alpha_s} = \frac{1,379 \cdot (1 - 0,628) + 2 \cdot 0,387 \cdot 0,628}{1 - 0,628 + 2 \cdot 0,387} = 0,872 > 0,628;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n (e/h_0 - 1 + \alpha_n/2)}{1 - \delta'} = \frac{1,379(32/56 - 1 + 1,379/2)}{1 - 0,07} = 0,387 > 0;$$

$$\delta' = a' / h_0 = 4/56 = 0,07$$

Обчислюємо площу арматури:

$$A_s = A_s^1 = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e/h_0 - \xi(1 - \xi/2)/\alpha_n}{1 - \delta'} = \frac{4316,56 \cdot 10^3}{365 \cdot (100)} \cdot \frac{32/56 - 0,872 \cdot (1 - 0,872/2)/1,379}{1 - 0,07} = 17,12 \text{ см}^2$$

Армування колони, яке становить 3  $\emptyset 28$  класу А 400С з площею  $A = 18,47 \text{ см}^2$ , є достатнім.

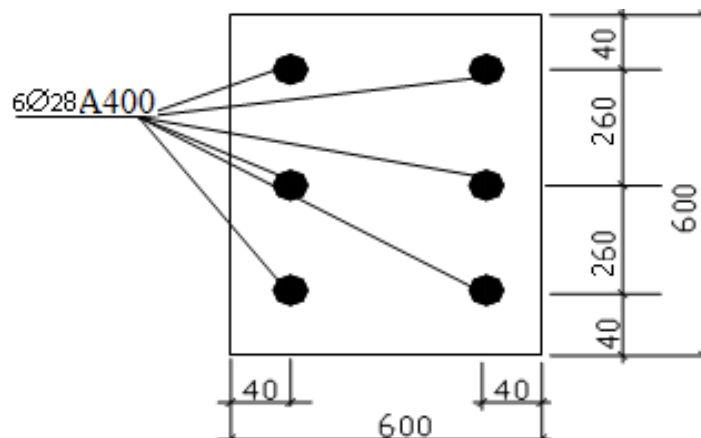


Рисунок 2.18 Розміщення робочої арматури в перерізі колони

## 2.3 Інженерно-геологічні умови будівельної ділянки

### 2.3.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельної ділянки

Будівельний майданчик споруди, що реконструюється, розміщений в північній частині міста Рівне, неподалік промислової зони, на правому березі р. Устя, за 300м від залізниці. Інженерно-геологічний розріз та план будівельного майданчика дивись лист 6.

На будівельному майданчику було пробурено три розвідувальні свердловин глибиною 15,8 м кожна.

Інженерно-літологічний розріз представлений наступним чином (зверху-вниз):

ІГЕ - 1 - ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0,4 м.

ІГЕ - 2 - зв'язний ґрунт, товщиною 5,2 – 5,8 м.

ІГЕ - 3 - зв'язний ґрунт, товщиною 4,0 – 4,1 м.

ІГЕ - 4 - зв'язний ґрунт, товщиною 2,0 – 2,1 м.

ІГЕ - 5 - незв'язний ґрунт, товщиною 3,5 – 3,6 м.

В результаті лабораторних досліджень були визначені основні фізико-механічні, міцнісні і деформативні характеристики ґрунтів.

### 2.3.2 Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

Для визначення типу ґрунтових умов за просіданням визначимо можливе просідання просідаючої товщі від власної ваги ґрунту при його замочуванні до  $S_r = 0,8$  для чого:

1. Ділимо просідаючу товщу (в межах ІГЕ) на окремі розрахункові шари товщиною  $h_i \leq 2$  м (див. табл. 2.5).

2. Визначаємо вологість замоченого ґрунту  $W_{sat}$  і його питому вагу  $\gamma_{sat}$ :

$$\text{Для ІГЕ - 2: - вологість замоченого ґрунту: } W_{sat} = \frac{S_r \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,8 \cdot 0,79 \cdot 1,0}{2,74} = 0,231;$$

-                              питома                              вага                              замоченого                              ґрунту

$$\gamma_{sat} = \frac{\rho}{1+W} (1+W_{sat}) \cdot g = \frac{1,79}{1+0,17} (1+0,231) \cdot 10 = 18,83 \text{ кН/м}^3.$$

3. Визначаємо напруження в ґрунтовому масиві, які виникають від власної ваги замоченого ґрунту на нижній межі кожного розрахункового шару:

$$\sigma_{zg,sat} = \sum_{i=1}^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i.$$

4. Визначаємо напруження в середині кожного розрахункового шару  $\sigma_{zg,sat,i}$ .

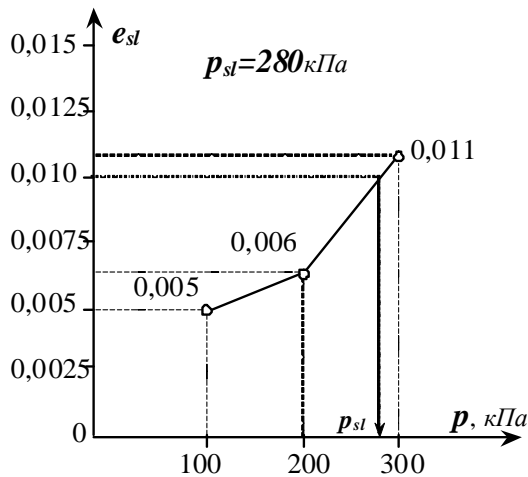
5. З графіку  $\varepsilon_{sl,i} = f(\sigma_{zg,sat,i})$  (рис. 2.5) визначаємо початковий тиск просідання  $p_{sl}$  відповідного ІГЕ і відносне просідання  $\varepsilon_{sl,i}$  для кожного розрахункового шару. Якщо  $\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$  (напруження в середині розрахункового шару менше початкового тиску просідання  $p_{sl}$  відповідного ІГЕ), то ґрунт в розрахунковому шарі вважаємо при цьому тиску непросідаючим.

6. Визначаємо просідання  $S_{sl,i}$  кожного розрахункового шару просідаючої товщі:  $S_{sl,i} = \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}$ , де  $k_{sl,i} = 1,0$  при визначенні просідання від власної ваги ґрунту.

7. Визначаємо загальне просідання всієї товщі за формулою:  $S_{sl} = \sum_{i=1}^n S_{sl,i}$ .

Таблиця 2.5 До визначення типу ґрунтових умов за просіданням

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина ІГЕ, м	Питома вага замоченого ґрунту $\gamma_{sat}$ , $\text{кН/м}^3$	Товщина розрахункового шару $h_i$ , м	$\sigma_{zg,sat}$ , $\text{кПа}$	$\sigma_{zg,sat,i}$ , $\text{кПа}$	$\varepsilon_{sl,i}$	$S_{sl,i}$ , м
ІГЕ -2	Суглинок твердий, просідаючий	5,8	18,83	2,0	37,66	18,83	$\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$	0,000
				2,0	75,32	56,49		0,000
				1,8	109,2	92,27		0,000



Просідання всієї товщі  $S_{sl} = 0,0 \text{ м} < 5 \text{ см}$ .

Отже, ґрунтові умови відносяться до **І-го** типу за просіданням.

Рис. 2.19 Графік залежності  $\varepsilon_{sl} = f(p)$  для

**ІГЕ – 2.**

### 2.3.3 Висновки про інженерно - геологічні умови будівельного майданчика та рекомендації

Цокольний поверх будівлі був збудована в 2001 р. неподалік промислової зони міста Тернополя. Найменша відстань до оточуючих її будівель 200м, та 300м



до залізниці. Аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

ІГЕ - 1 - ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0,4м.

ІГЕ - 2 - зв'язний ґрунт, товщиною 5,2 – 5,8м.

ІГЕ - 3 - зв'язний ґрунт, товщиною 4,0 – 4,1м.

ІГЕ - 4 - зв'язний ґрунт, товщиною 2,0 – 2,1м.

ІГЕ - 5 - незв'язний ґрунт, товщиною 3,5 – 3,6м.

Ґрунтові води знайдено на глибині 10,21м від відмітки підлоги підвалу.

В даній будівлі використані пальові фундаменти, які прорізають ІГЕ – 2 суглинок твердий просідаючий (І-й тип за просіданням), ІГЕ - 3 суглинок тугопластичний, ІГЕ – 4 суглинок м'якопластичний та занурюються в ІГЕ - 5 пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, що і слугує їх основою.

Необхідно перевірити несучу здатність даних фундаментів за новими нормами проектування, та запроектувати їх підсилення в разі необхідності.

### **2.3.4 Визначення навантажень на фундаменти**

Збір навантажень проводимо на палеві фундаменти під колони крайнього та середнього ряду. Величини діючих навантажень вибираємо зі статичного розрахунку рами, що був виконаний в розрахунково-конструктивному розділі.

Навантаження на фундаменти:

1. Фундамент Ф – 1:

$N=2696,17\text{кН};$

$Q=74,2\text{кН};$

$M=71,25\text{кНм}.$

2. Фундамент Ф – 2:

$N=4316,56\text{кН};$

$Q=17,81\text{кН};$

$M=41,23\text{кНм}.$

## 2.4 Перевірка несучої здатності пальових фундаментів

### 2.4.1 Визначення несучої здатності палі

В фундаментах використані забивні залізобетонні призматичні палі, квадратного перерізу 35х35см, заводського виготовлення марки С120.35. Глибина закладення ростверку становить 1,5м, заземлення палі в ньому – жорстке.

1) Визначаємо несучу здатність палі за властивостями ґрунту.

Згідно з СНиП 2.02.03-85 несуча здатність забивних висячих палі визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} RA + u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i),$$

де  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, і рівний  $\gamma_c = 1$ .

$\gamma_{CR}$  – коефіцієнт умови роботи під нижнім кінцем палі, визначається з табл.3 СНиП 2.02.03-85,  $\gamma_{CR} = 1.0$ .

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, визначається за властивостями ґрунту під нижнім кінцем палі та глибиною занурення нижнього кінця палі від поверхні ґрунту  $H=12,93$ м. Визначається з табл.1 СНиП 2.02.03-85,  $R = 4234,4 \text{ кПа}$ .

Площа поперечного перерізу палі:

$$A = 0,35 \cdot 0,35 = 0,123 \text{ м}^2;$$

$u$  – периметр поперечного перерізу палі

$$u = 4 \cdot 0,35 = 1,4 \text{ (м)};$$

$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$  – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі на всій її довжині у ґрунті.

Значення  $\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$  визначаємо:

$$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i = 156,13 \text{ кН.}$$

Маючи всі компоненти визначаємо несучу здатність палі:

$$F_d = 1(1 \cdot 4234,4 \cdot 0,123 + 1,4 \cdot 156,13) = 739,4 \text{ (кН)};$$

2) Визначаємо допустиме навантаження на палю за властивостями ґрунту за виразом:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{739,4}{1,4} = 528,14(kH), де$$

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, що приймається за пунктом 3.10 СНиП 2.02.03-85, і при визначенні несучої здатності палі за розрахунками дорівнює 1,4.

Оскільки несуча здатність палі за матеріалом складає  $p_u=1850$  кН, приймемо для розрахунків  $P=528,14$  кН.

Таблиця 2.6 Визначення несучої здатності палі

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина, м		№ Розрахункового шару	$h_i$ , (м)	$l_i$ , (м)	$f_i$	$j c f_i$	$j c f_i \cdot h_i \cdot f_i$
ІГЕ-2	Супісок твердий просідаючий	5,2		1	2,0	2,23	0	0,5	0
				2	2,0	4,23	0	0,5	0
				3	0,3	5,38	0	0,5	0
ІГЕ-3	Суглинок тугопластичний	4,0		4	2,0	6,53	35,93	1	35,63
				5	2,0	8,53	37,77	1	37,77
ІГЕ-4	Суглинок м'якопластичний	2,0		6	2,0	10,53	14,61	1	14,61
ІГЕ-5	Пісок середньої крупності, середньої щільності насичений водою	3,6		7	1,4	12,23	68,12	1	68,12

$\Sigma = 156,13$

#### 2.4.2 Перевірка несучої здатності пального фундаменту під колону крайнього ряду

Діючі навантаження в рівні обрізу фундаменту:

$$N_I = 2696,17 \text{ кН};$$

$$M_I = 71,25 \text{ кНм};$$

$$Q_I = 74,2 \text{ кН.}$$

- 1) Кількість палів  $n$  для сприйняття навантаження  $N_I$  становить:  $n = 7$  палів.
- 2) Пальовий фундамент, виходячи з того, що мінімальна відстань між осями забивних висячих палів повинна бути не менше  $3d$ , де  $d$  – сторона поперечного перерізу палі, має вигляд (рис. 2.20):

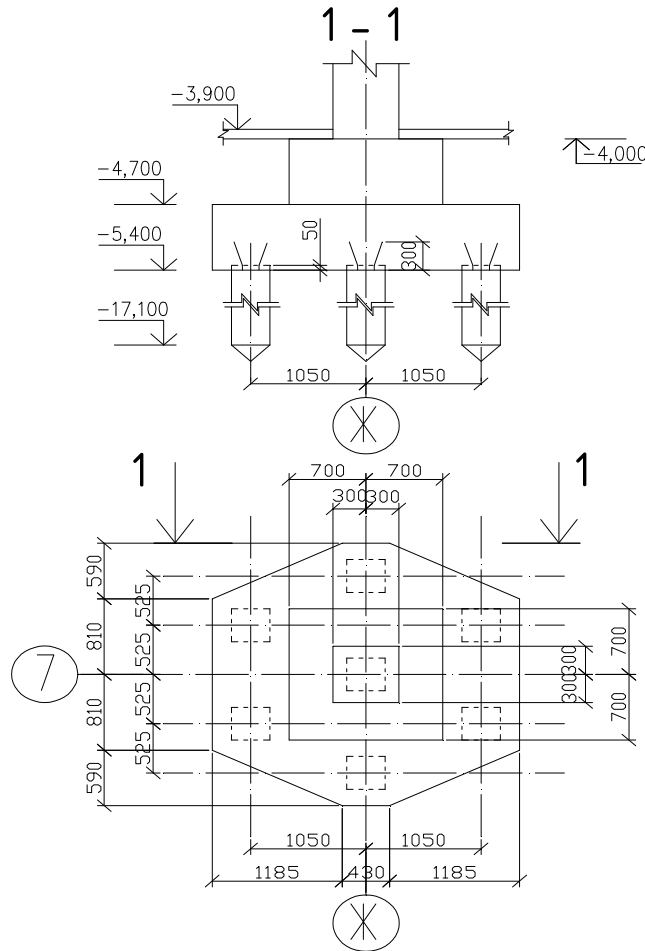


Рисунок 2.20 Пальовий фундамент під колону крайнього ряду

- 3) Перевіряємо виконання умов:
 
$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} \leq P;$$

$$N_{\min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} \geq 0;$$

де  $G_{nl}$  - власна вага палі;

$$G_{nl} = b_n \cdot h_n \cdot l_n \cdot \rho_n = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 11,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 39,41 \text{ кН};$$

$G_{pl}$  - вага ростверка та ґрунту на його обрізах;

$$G_{pl} = A_p \cdot h_p \cdot \rho_p = (1,62 \cdot 2,8 + 2 \cdot 0,43 \cdot 0,7 + 4 \cdot 0,5 \cdot 1,185 \cdot 0,7) \cdot 1,4 \cdot 20 \cdot 1,2 = 228,4 \text{ кН};$$

$x$  – відстань від осі центра ваги ростверка до осі найбільш віддаленої палі в ростверку;

$\sum x_i^2$  - сума квадратів відстаней від осі центра ваги ростверка до осей центра ваги кожної палі.

Тоді:

$$N_{\max} = 39,41 + \frac{2696,17 + 228,4}{7} + \frac{(71,25 + 74,2 \cdot 1,4)1,05}{4 \cdot 1,05^2} = 498,9 \text{кН} < P;$$

$$N_{\min} = 39,41 + \frac{2696,17 + 228,4}{7} - \frac{(71,25 + 74,2 \cdot 1,4)1,05}{4 \cdot 1,05^2} = 415,51 \text{кН} > 0.$$

Отже, несуча здатність фундаменту під крайню колону забезпечена.

### 2.4.3 Перевірка несучої здатності пальового фундаменту під колону середнього ряду

Діючі навантаження в рівні обрізу фундаменту:

$$N_I = 4316,56 \text{ кН};$$

$$M_I = 41,23 \text{ кНм};$$

$$Q_I = 17,81 \text{ кН}.$$

- 1) Кількість паль  $n$  для сприйняття навантаження  $N_I$  становить:  $n = 10$  паль.
- 2) Пальовий фундамент, виходячи з того, що мінімальна відстань між осями забивних висячих паль повинна бути не менше  $3d$ , де  $d$  – сторона поперечного перерізу палі, має вигляд (рис. 2.21).

3) Перевіряємо виконання умов:

$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} \leq P;$$

$$N_{\min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} \geq 0;$$

де  $G_{nl}$  - власна вага палі;

$$G_{nl} = b_n \cdot h_n \cdot l_n \cdot \rho_n = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 11,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 39,41 \text{кН};$$

$G_{pl}$  - вага ростверка та ґрунту на його обрізах;

$$G_{pl} = A_p \cdot h_p \cdot \rho_p = (1,62 \cdot 3,85 + 2 \cdot 1,48 \cdot 0,7 + 4 \cdot 0,5 \cdot 1,185 \cdot 0,7) \cdot 1,4 \cdot 20 \cdot 1,2 = 334,9 \text{кН};$$

$x$  – відстань від осі центра ваги ростверка до осі найбільш віддаленої палі в ростверку;

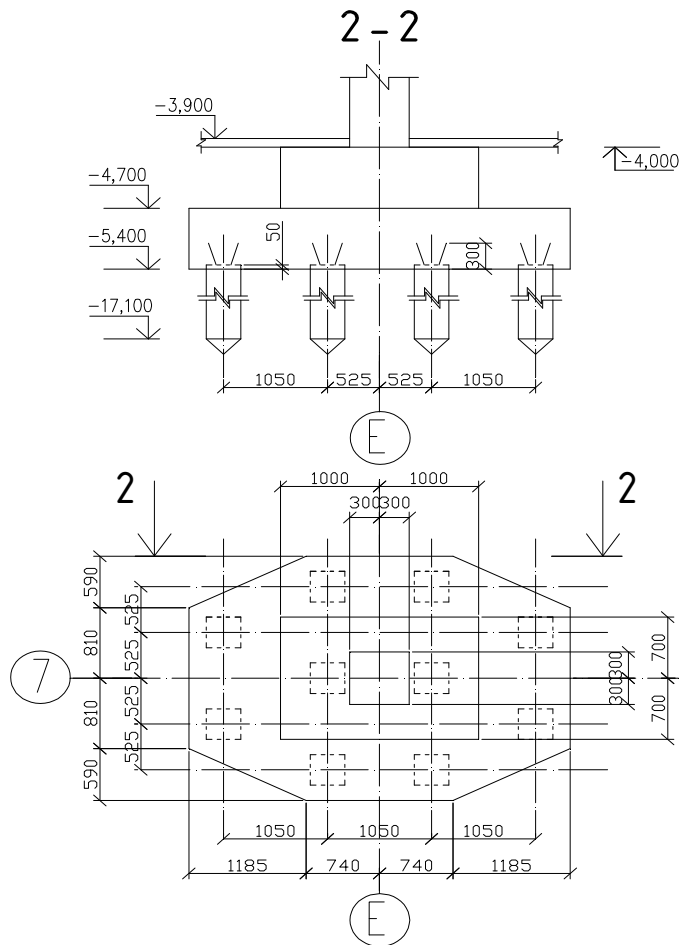


Рисунок 2.21 Пальовий фундамент під колону середнього ряду

$\sum x_i^2$  - сума квадратів відстаней від осі центра ваги ростверка до осей центра ваги кожної палі.

Тоді:

$$N_{\max} = 39,41 + \frac{4316,56 + 334,9}{10} + \frac{(41,23 + 17,81 \cdot 1,4) \cdot 1,575}{4 \cdot 1,575^2 + 6 \cdot 0,525^2} = 513,56 \text{ кН} < P;$$

$$N_{\min} = 39,41 + \frac{4316,56 + 334,9}{10} - \frac{(41,23 + 17,81 \cdot 1,4) \cdot 1,575}{4 \cdot 1,575^2 + 6 \cdot 0,525^2} = 495,55 \text{ кН} > 0;$$

Отже, несуча здатність фундаменту під середню колону забезпечена. Підсилення фундаментів під середню та під крайні колони виконувати не потрібно.

## **Висновки до розділу 2**

1. Проаналізовано та зібрано нові навантаження, що будуть діяти на існуючі залізобетонні конструкції після зміни функціонального призначення будівлі.
2. Перевірено несучу здатність основних несучих конструкцій залізобетонного каркасу будівлі та встановлено необхідність підсилення деяких з них.
3. Перевірено несучу здатність основ та фундаментів будівлі та встановлено їх придатність до подальшої експлуатації після проведення реконструкції виробничої будівлі під торгівельний центр.

## РОЗДІЛ 3. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

### 3.1 Огляд літературних джерел присвячених підсиленню згинальних залізобетонних елементів в розтягнутій зоні

В процесі експлуатації будівель і споруд періодично виникає необхідність проведення ремонту. Це пояснюється наявністю різних впливів на будівельні конструкції - непроектних навантажень, аварій, перепланувань, впливом агресивних хімічних середовищ. Крім того, до проведення ремонту можуть змушувати допущені при проектуванні або проведенні будівельних робіт помилки. У світлі вищесказаного стає важливим підсилення будівельних конструкцій для подовження їх терміну експлуатації.

Актуальність проблеми підсилення залізобетонних конструкцій обумовлена необхідністю вирішення наступних завдань:

- забезпечення надійності будівельних конструкцій будівель і споруд через процеси старіння конструктивних матеріалів та розвитку дефектів арматури і бетону;
- виправлення помилок будівництва та проектування;
- підвищення довговічності будівель та споруд;
- врахування впливу різних агресивних середовищ, не виконаного на стадії проектування;
- стійкості до наднормативного навантаження;
- підвищення несучої здатності елементів споруд, пов'язаного зі зміною норм проектування або зміни початкового функціонального призначення споруд, зміни їх статичної схеми;
- подолання наслідків пожеж, землетрусів, аварій та ін.

Дослідженню підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів присвятили свої роботи Б.А. Ашимов, А.Я. Барашиков, Є.М. Блалі, З.Я. Бліхарський, О.П. Борисюк, Б.А. Боярчук, О.І. Валовой, І.В. Васильєв, Г.Л. Ватуля, П.І. Герб, Є.О. Гриневич, С.С. Давидов, А. Касасбех, В.Г. Кваша, М.І.



Кисилієр, М.Д. Климпуш, О.П. Конончук, О.П. Кричевський, С.О. Кричевський, А.І. Мальганов, І.В. Мельник, Л.А. Мурашко, А.Я. Мурин, С.М. Новікова, В.В. Павлинов Ф.Н. Рабінович, Я.В. Римар, А.К. Салех, М.Ю. Смолянінов, О.П. Сунак, П.О. Сунак, Г.К. Хайдуков, О.Л. Шагін та ін.

Ватуля Г.Л. свою роботу присвятив розробці методики визначення несучої здатності залізобетонних балок прямокутного поперечного перерізу, зміцнених сталевим шпренгелем, з урахуванням властивостей деформування бетону в умовах об'ємного напруженого стану та сталеві об'єми в умовах двоосьового напруженого стану. Проведено експериментальні дослідження залізобетонних балок в умовах короткочасного статичного навантаження [60].

Розроблена конструкція вузлів сполучення залізобетонної балки з шпренгелем, елементів шпренгеля між собою. Показано, що шпренгель з жорсткими вузлами збільшує несучу здатність, порівнюючи з балкою, яка не має підсилення, в 2,6 рази, з шарнірними вузлами – 2,4 рази.

Розроблена та експериментально обґрунтована конструкція попередньо напруженого шпренгеля і показано, що попереднє напруження дозволяє дістати руйнування конструкції при одночасному досягненні межі текучості, як у стислих волокнах об'єми, так і в елементах шпренгеля.

Показано, що попереднє напруження шпренгеля збільшує несучу здатність, порівнюючи з ненапруженим шпренгелем в 1,1 рази, при приблизно однакових механічних характеристиках матеріалу об'єми та шпренгеля.

Розроблена методика розрахунку залізобетонних балок прямокутного перерізу, зміцнених шпренгелем, при короткочасному навантаженні з урахуванням нелінійності деформування і тріщиноутворення бетону в умовах неоднорідного напруженого стану.

Вивченням впливу малоциклових навантажень на залізобетонні згинальні елементи присвятили свої роботи В.Є. Бабич, Є.М. Бабич, Р.М. Багаутдинов, А.Я. Барашиков, О.Я. Берг, О.П. Борисюк, О.І. Валовой, М.О. Валовой, В.С. Дорофеев, С.Я. Дробишинець, П.І. Герб, О.С. Залесов, Н.І. Ільчук, П.М. Коваль, О.П. Конончук, О.М. Кухнюк, Ю.О. Крус, Л.П. Макаренко, Ю.М. Панчук, А.П.

Погореляк, Р.І. Полюга, В.В. Руденко, В.В. Савицький, Г.Н. Ставров, А.А. Федосєєв та ін.

Конончук О.П. у своїй роботі досліджував роботу нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених композитними матеріалами за дії малоциклового навантаження [61].

Були проведені експериментальні дослідження несучої здатності нормальних перерізів, деформативності та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок до й після підсилення композитними матеріалами на основі вуглепластиків в розтягненій зоні за дії на них одноразових та малоциклових навантажень різних рівнів.

При одноразовому навантаженні відбулося збільшення граничного експлуатаційного навантаження для балок, підсилених стрічкою, до 60 %, для балок, підсилених полотном, – до 40 %, а при малоцикловому навантаженні відповідно для перших – до 75 %, для других – до 65 %. Зменшення прогинів підсилених балок до 60 %, а з урахуванням залишкових прогинів на час підсилення – до 20 % свідчить про збільшення їх жорсткості, і, як наслідок, підвищення моменту тріщиноутворення в два рази, зменшення ширини розкриття нормальних тріщин у бетоні та деформацій внутрішньої сталевий арматури [62].

Підсилення дослідних зразків дозволило повністю використати ресурс стисненої зони бетону балок, про що свідчить їх одночасне руйнування по стисненій та розтягненій зонах перерізу.

Характер зміни деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин підсилених зразків при дії малоциклових навантажень аналогічний балкам, які випробували без підсилення. Передісторія навантаження підсилених зразків не впливає на їх напружено-деформований стан і жорсткість. При цьому ширина розкриття тріщин у балках, що підсилювались без попереднього навантаження, зменшується до 50 % при збільшенні їх кількості [63, 64].

Малоциклові навантаження з верхнім рівнем 0,85 сприяють збільшенню несучої здатності згинальних залізобетонних елементів, підсилених в розтягненій

зоні у порівнянні з одноразовим навантаженням. В окремих дослідних зразках цей приріст досягав 7,5 %.

Павлинов В.В. у своїй роботі досліджував надійність залізобетонних конструкцій при короткочасних малоциклових навантаженнях [65].

Дослідами підтверджено, що при повторному навантаженні відбувається трансформація діаграм деформування бетону. Відбувається збільшення міцності при попередніх напруженнях з рівнем, що не перевищує 0,85, і зниження при рівні, що перевищує 0,9.

Встановлено, що трансформація кривих повторного «навантаження - розвантаження» виражається у зміні співвідношення між деформаціями і модулями деформацій початку і кінця «навантаження - розвантаження» і залежить головним чином від накопиченої до початку відповідного циклу залишкової деформації. Це послужило основою для створення моделі деформування бетону при стиску.

Визначено, що накопичення деформацій в бетоні при стиску істотно залежить від часу навантаження. При часу витримки під навантаженням менше одної хвилини процес стабілізації збільшень настає значно швидше, ніж при більш тривалих витримках, тому при розрахунках необхідно враховувати час навантаження конструкції.

Запропоновано утворення залишкових деформацій після кожного циклу деформування бетону під дією короткочасного малоциклового навантаження після стабілізації збільшень деформацій представляти як стаціонарний випадковий процес.

При застосуванні імовірнісних методів розрахунку конструкцій при складному режимі циклічного деформування рекомендовано використовувати розроблену модель циклічного деформування бетону із застосуванням дрібно-лінійних залежностей, які визначаються положенням вузлових точок, що залежать тільки від міцності і деформативних характеристик бетону.

Запропонований метод розрахунку при циклічному навантаженні ґрунтується на випадковій функції, яка дорівнює сумі функцій випадкових

залишкових деформацій після кожного циклу навантажування і дозволяє визначати ймовірнісними методами надійність залізобетонних конструкцій при циклічних навантаженнях.

Проведені розрахунки на надійність бетонних і залізобетонних елементів показали, що одночасне врахування мінливості деформативних і міцнісних характеристик призводить до зниження надійності в порівнянні з урахуванням тільки характеристик міцності.

Валовой М.О. свою роботу присвятив впливу повторних навантажень на міцність та експлуатаційні якості залізобетонних конструкцій, виготовлених на відходах ГЗК, які підсилено у стиснутій зоні. Актуальність теми – необхідність використання в якомога більшому об'ємі місцевих матеріалів, які у даному разі являють собою відходи гірничо-збагачувальних комбінатів [66].

Для розв'язання поставленої задачі проведені експериментальні дослідження залізобетонних балок як у непідсиленому, так і в підсиленому стані. Зразки було виготовлено із сучасних матеріалів: бетонів на відходах ГЗК та арматури класу А400С. Дослідження зчеплення нового виду арматури серпового профілю з бетоном засвідчили суттєві відмінності у довжині анкерування (зниження) у порівнянні з раніше використовуваною арматурою гвинтового (періодичного) профілю [67, 68].

Аналіз результатів досліджень зразків балок при дії повторних навантажень дозволив визначити вплив таких навантажень на міцність, розвиток тріщин і деформацій (прогинів). Встановлено, що для балок, які руйнуються внаслідок текучості розтягнутої арматури ( $\xi \leq \xi_R$ ), навіть повторні навантаження досить високого рівня (0,75...0,85 від руйнівного) не впливають на їхню міцність. Це пов'язано з тим, що у стиснутій зоні бетону з'являються напруження середнього рівня (0,6...0,7 від  $f_{cd}$ ), які не сприяють розміщенню бетону стиснутої зони при малоциклових навантаженнях [69].

Під керівництвом Борисюка О.П. в рамках магістерської роботи Конончуком О.П. проведено дослідження роботи згинальних залізобетонних балок, підсилених стержневою системою при дії малоциклових навантажень [34, 36]. Схема цього

виду підсилення наведена на рис. 1.5. Мета даних досліджень вивчити та порівняти роботу підсилених залізобетонних балок при дії на них циклового та статичного навантаження.

За результатами експериментальних досліджень зроблено наступні висновки: повторні навантаження впливають на напружено-деформований стан залізобетонних балок і змінюють їх несучу здатність. Після дії малоциклових навантажень високих рівнів відбулось зменшення несучої здатності непідсилених зразків до 10 %, а підсилених – залишилось на тому ж рівні у порівнянні із дослідними балками, випробуваними статичним навантаженням. Внаслідок підсилення частково зруйнованих згинальних елементів, їх несуча здатність може збільшитись до 2-х разів. Підсилення балок змінює характер залежності деформацій бетону та арматури. Це відбувається за рахунок перерозподілу зусиль в перерізі. Підсилення, включаючись в роботу, змушує стиснутий бетон сприймати більше зусилля.

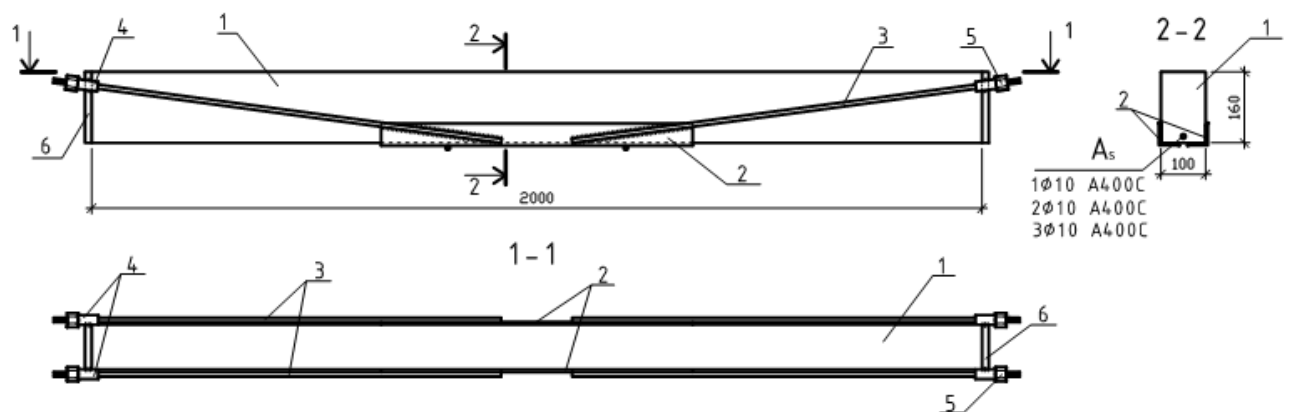


Рисунок 3.1 Схема підсилення балок стержневим методом: 1 - дослідна балка; 2 - рівнополицеві кутики 50×5; 3 - тяжі з арматури Ø10 А 400С; 4 - трубки з внутрішнім діаметром 12 мм; 5 - гайки; 6 - опорна пластина товщиною 15 мм

### 3.2 Мета та задачі досліджень

**Метою даної роботи** є дослідження підсилення залізобетонного монолітного перекриття виробничої будівлі, що підлягає реконструкції під торговельний центр.

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

- проаналізувати та опрацювати методики розрахунку непідсилених згинальних залізобетонних елементів, що наведені в діючих нормах проектування та які ґрунтуються на основі деформаційної моделі;

- застосувати методики розрахунку, що наведені в діючих нормах проектування для розрахунку підсилення згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами;

- проаналізувати отримані дані розрахунку та запроектувати підсилення головних і другорядних балок монолітного перекриття торгівельного центру.

### **3.3 Розрахунок підсилення конструкцій перекриття із використанням деформаційної моделі**

Для прикладу розглянемо другорядну балку перекриття ДБ-11 (рис. 3.2).

В результаті проведення обстеження конструкцій перекриття 4-х поверхового цеху із виготовлення радіотехніки по вул. Петра Дорошенка, 82 в м. Рівне встановлено, що другорядна балка за армована в прольоті 3Ø12 А400С ( $A_s=3,39\text{см}^2$ ) і 3Ø16 А400С ( $A_s=6,03\text{см}^2$ ) на опорі. Схема перекриття зображена на рисунку 5.1. Визначивши необхідну поздовжню робочу арматуру для конструкцій перекриття та маючи реальне армування конструкції можна знайти площу перерізу необхідного підсилення.

Розрахунок виконувався в програмному комплексі Mathcad 13, на дію одноразового навантаження. Розглянемо розрахунок для другорядної балки в прольоті і на опорі.

Вихідні дані:

а) бетон класу С16/20;  $f_{cd} = 11,5$  Мпа;  $f_{ctd} = 0,9$  Мпа;

б) арматура класу А400С;  $f_{yd} = 365$  Мпа,  $f_{ywd} = 290$  Мпа;

в) короткочасні навантаження:  $v_n = 2,5$  кН/м<sup>2</sup>;

г) проліт плити:  $l = 2,25$  м.

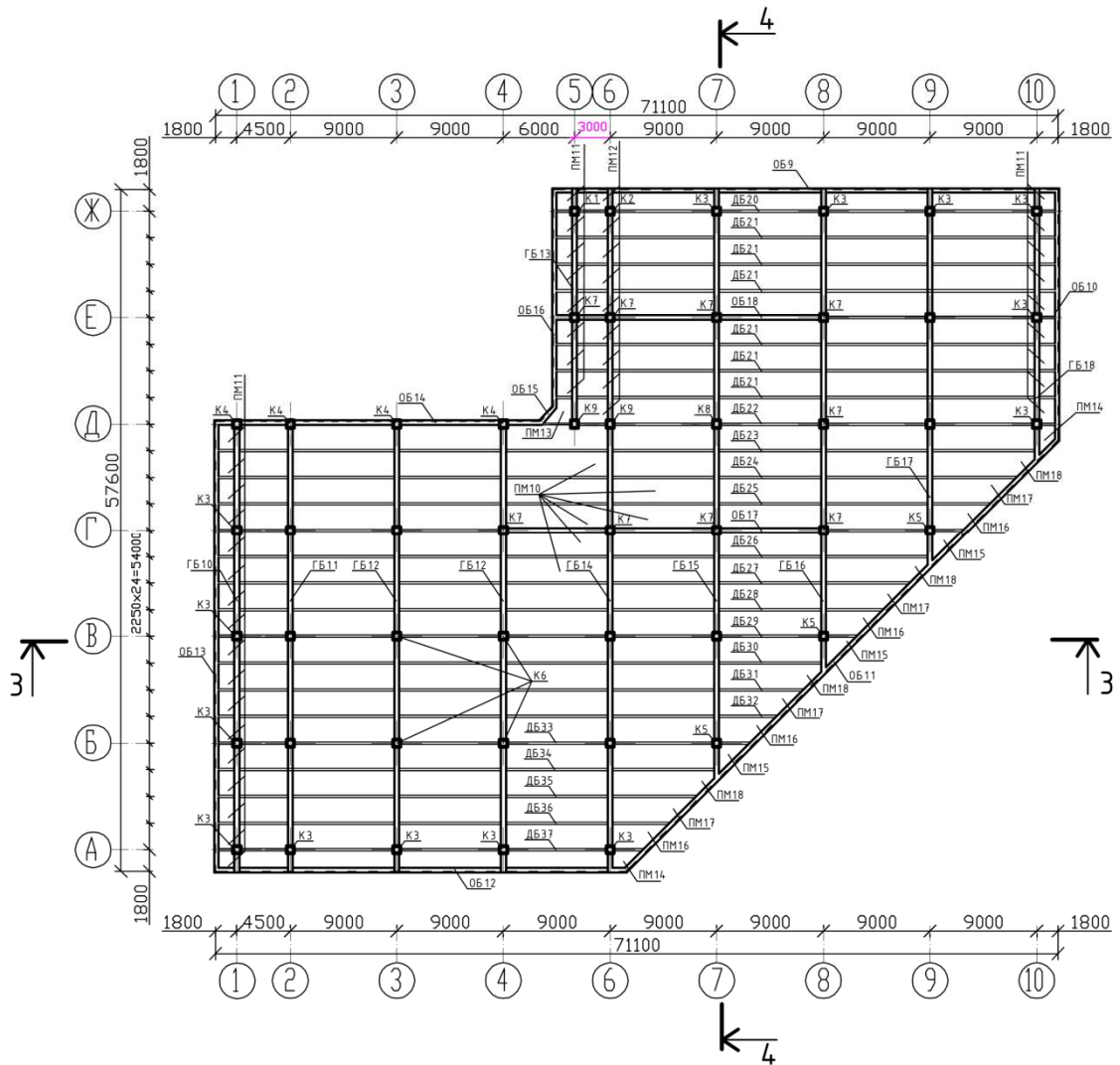


Рисунок 3.2 Схема перекриття цеху

Вага перекриття:

$$g_1 = g \cdot l = 5,2 \cdot 2,25 = 11,7 \text{ кН/м.}$$

Власна вага другорядної балки:

$$g_2 = (h_{дб} - h'_f) \cdot b_{дб} \cdot 1 \cdot \rho = (0,42 - 0,08) \cdot 0,2 \times 25 \cdot 1 = 1,7 \text{ кН/м.}$$

Постійне навантаження на балку:

$$g = g_1 + g_2 = 11,7 + 1,7 = 13,4 \text{ кН/м.}$$

Тимчасове навантаження:

$$v_n \cdot l = 2,5 \cdot 2,25 = 5,6 \text{ кН/м.}$$

Повне розрахункове навантаження на 1м.п. другорядної балки [57,58]:

$$q = g + v = 13,4 + 5,6 = 19 \text{ кН/м.}$$

Згинальний момент в прольоті:

$$M = \pm \beta \cdot (g + v) \cdot l_0^2 = 0,091 \cdot 19 \cdot 8,6^2 = 127,9 \text{ кНм.}$$

Згинальний момент в на опорі:

$$M = \pm \beta \cdot (g + v) \cdot l_0^2 = 0,0715 \cdot 19 \cdot 8,6^2 = 100,5 \text{ кНм.}$$

Таблиця 3.1. Навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття

№ з/п	Вид навантаження, формула розрахунку	Характ. навантаж., кПа	Розрахункові навантаження, кПа			
			експлуатац.		Граничне	
			$\gamma_{fe}$	знач.	$\gamma_{fm}$	знач.
1.	Гравій втоплений в мастику $0,015 \cdot 16 \cdot 0,95 = 0,23$	0,23	1,0	0,23	1,3	0,3
2.	Чотири шари руберойду $0,06 \cdot 0,95 = 0,057$	0,057	1,0	0,057	1,3	0,074
3.	Цементно-піщана стяжка $0,03 \cdot 15 \cdot 0,95 = 0,43$	0,43	1,0	0,43	1,3	0,56
4.	Мінераловатні плити на синтетичному в'язучому $0,08 \cdot 2,35 \cdot 0,95 = 0,18$	0,18	1,0	0,18	1,3	0,23
5.	Цементно-піщана стяжка $0,03 \cdot 20 \cdot 0,95 = 0,57$	0,57	1,0	0,57	1,3	0,56
6.	Вирівнюючий шар гравію керамзитового 20-285 мм $0,015 \cdot 28,5 \cdot 0,95 = 0,41$	0,41	1,0	0,41	1,3	0,53
7.	Пароізоляція – один шар руберойду $0,015 \cdot 0,95 = 0,014$	0,014	1,0	0,014	1,3	0,018
8.	З/б монолітне ребристе покриття $0,1 \times 25 = 2,5$	2,5	1,0	2,5	1,1	2,75
Всього		4,4	$g_e =$	4,4	$g =$	5,2

Розрахунок дослідних балок ведеться згідно рекомендацій: "Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі" (автори: Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В.) [59].



Повна діаграма деформування бетону (рис. 3.3) описується будь-якою функцією з висхідною і низхідною ділянками.

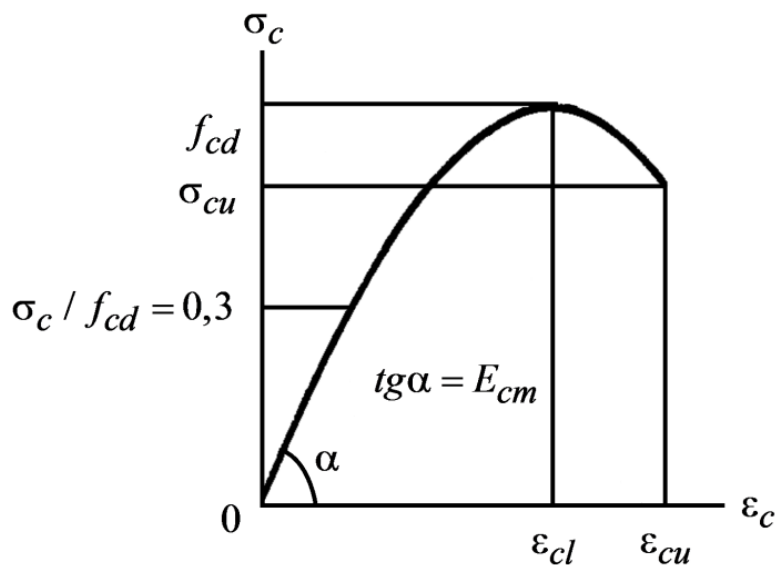


Рисунок 3.3 Діаграма деформування бетону

Цим умовам добре задовольняє поліноміальна функція, запропонована В.Я.Бачинським і А.М.Бамбурою, яка має вигляд:

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^k,$$

де  $\sigma_c$  - напруження в бетоні;

$f_{cd}$  - міцність бетону при осьовому стиску (призмova міцність);

$\varepsilon_c$  - деформації бетону, які відповідають напруженню  $\sigma_c$ ;

$\varepsilon_{cl}$  - максимальна деформація бетону, яка відповідає  $f_{cd}$ ;

$a_k$  - деформації бетону, які відповідають напруженню.

Параметри діаграми деформування бетону  $\sigma_c - \varepsilon_c$  рекомендується визначати за формулами:

$$E_c = \left( 54,6 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{cd} + 20} \right) \cdot 10^3 = 2,059 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_{cl} = \left( 235 - \frac{81}{1 + 7,75 \cdot 10^{-4} \cdot f_{cd}^2} \right) \cdot 10^{-5} = 1,615 \cdot 10^{-3} \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_{cu} = \left( 235 + \frac{320}{1 + f_{cd}^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5}} \right) \cdot 10^{-5} = 5,282 \cdot 10^{-3} \text{ МПа};$$

$$\sigma_{cu} = f_{cd} \cdot \left( 1,333 - \frac{\varepsilon_{cu}}{3 \cdot \varepsilon_{cl}} \right) = 2,794 \text{ МПа},$$

Значення коефіцієнтів полінома знаходяться з таких виразів:

$$a_5 = \frac{[k + 2a_1(2 - 3\gamma) + 12\gamma - 6](\gamma - 1)^2 \gamma^2 - [\beta + a_1\gamma(2\gamma - \gamma^2 - 1) + \gamma^2(2\gamma - 3)](6\gamma^2 - 6\gamma + 1)2}{2\gamma^2 [(10\gamma^3 - 9\gamma^2 + 2)(\gamma - 1)^2 - (\gamma^3 - 3\gamma + 2)(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)]}$$

$$= 0,381;$$

$$a_4 = \frac{[k - 2a_1 \cdot (3\gamma - 2) + 12\gamma - 6] - 2a_5 \cdot (10\gamma^3 - 9\gamma - 2)}{2 \cdot (6\gamma^2 - 6\gamma + 1)} = -2,811;$$

$$a_3 = a_1 - 2a_4 - 3a_5 - 2 = 5,661;$$

$$a_2 = 1 - a_1 - a_3 - a_4 - a_5 = -5,412;$$

$$a_1 = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{cl}}{f_{cd}} = 3,181,$$

$$\text{де } \gamma = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}}; \quad \beta = 1,1 \cdot \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cu}};$$

$$k = 2,7 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}} - 6,1 - \frac{0,005}{\left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}} \right)^2}.$$

Для знаходження коефіцієнтів  $a_k$  використовується блок-схема, наведена на арк. 9 креслень.

Для визначення повздовжньої робочої арматури використовується блок-схема, наведена на 9 креслень.

Найбільш економічним армування буде тоді, коли перед руйнуванням деформації в арматурі й бетоні одночасно будуть досягати максимальних значень, тобто коли деформації у бетоні  $\varepsilon_{cl} = \varepsilon_{cu}$ , а в арматурі  $\varepsilon_{sl} = \varepsilon_{sl}$ .

Гранична висота стиснутої зони бетону:

$$Z_1 = \varepsilon_{cl} \frac{d}{\varepsilon_{cl} + \varepsilon_{sl}} = 0,19 .$$

Площа перерізу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M - f_{cd} \cdot b \cdot z_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cl}} \right)}{E_s \frac{\varepsilon_{cl}(d - z_1)^2}{z_1}} = 7,786 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 .$$

Рівнодіючі внутрішніх зусиль у поперечному перерізі балки у стиснутому бетоні та розтягнутій арматурі:

$$N_{c1} = f_{cd} \cdot b \cdot z_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cl}} \right)^k = 1,173 \cdot 10^5 \text{ Н} .$$

$$N_{s1} = A_s \cdot E_s \frac{\varepsilon_{cl}(d - z_1)}{z_1} = 3,914 \cdot 10^5 \text{ Н} .$$

$$t = \frac{N_{s1} - N_{c1}}{N_{s1}} \cdot 100\% = 70,034 > 5 .$$

Методом послідовних наближень на ЕОМ в програмі Mathcad 13 була змінена висота стиснутої зони бетону:

$$z_2 = 1,21 \cdot z_1 = 0,23 .$$

Тоді деформації у бетоні будуть:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{\varepsilon_{sl} \cdot z_2}{d - z_2} = 2,277 \cdot 10^{-3} \text{ МПа} .$$

Повторюється розрахунок підбору перерізу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M - f_{cd} \cdot b \cdot z_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cl}} \right)}{E_s \frac{\varepsilon_{cl}(d - z_1)^2}{z_1}} = 7,533 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 ;$$

$$N_{c1} = f_{cd} \cdot b \cdot z_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cl}} \right)^k = 3,623 \cdot 10^5 \text{ Н} ;$$

$$N_{s1} = A_s \cdot E_s \frac{\epsilon_{c1}(d - z_1)}{z_1} = 3,787 \cdot 10^{-5} H ;$$

$$t = \frac{N_{s1} - N_{c1}}{N_{s1}} \cdot 100\% = 4,314 ; \quad 0 < t \leq 5.$$

Таким самим чином було проведено розрахунок армування балки на опори. Результати розрахунку підсилення головної та другорядної балок перекриття наведені в табл. 3.2. На рис. 3.4 та 3.5 наведено схеми підсилення другорядної та головної балок перекриття ТРЦ.

Таблиця 3.2 Результати розрахунку підсилення перекриття ТРЦ

№ з/п	Назва конструкції	Максимальний момент, кН		Площа перерізу поздовжньої робочої арматури						Різниця, см <sup>2</sup>				Прийнята арматура для підсилення
				Розрахунок за СНиП 2.03.01-84*, см <sup>2</sup>		Розрахунок за деформаційною моделлю, см <sup>2</sup>		Фактичне армування, см <sup>2</sup>		Розрахунок за СНиП 2.03.01-84*, см <sup>2</sup>		Розрахунок за деформаційною моделлю, см <sup>2</sup>		
				на опорі	в пр-ті	на опорі	в пр-ті	на опорі	в пр-ті	на опорі	в пр-ті	на опорі	в пр-ті	
1	Другорядна балка (ДБ 11)	110,65	56,34	12,56	8,04	11,51	7,22	11,29	7,93	1,27	0,109	0,22	- 0,71	2Ø10 A400C (A <sub>s</sub> =1,57см <sup>2</sup> )
2	Головна балка (ГБ 6)	490,97	297,24	48,26	24,63	44,6	23,41	42,98	25,32	5,28	- 0,69	1,62	- 1,91	2Ø12 A400C (A <sub>s</sub> =2,26см <sup>2</sup> )

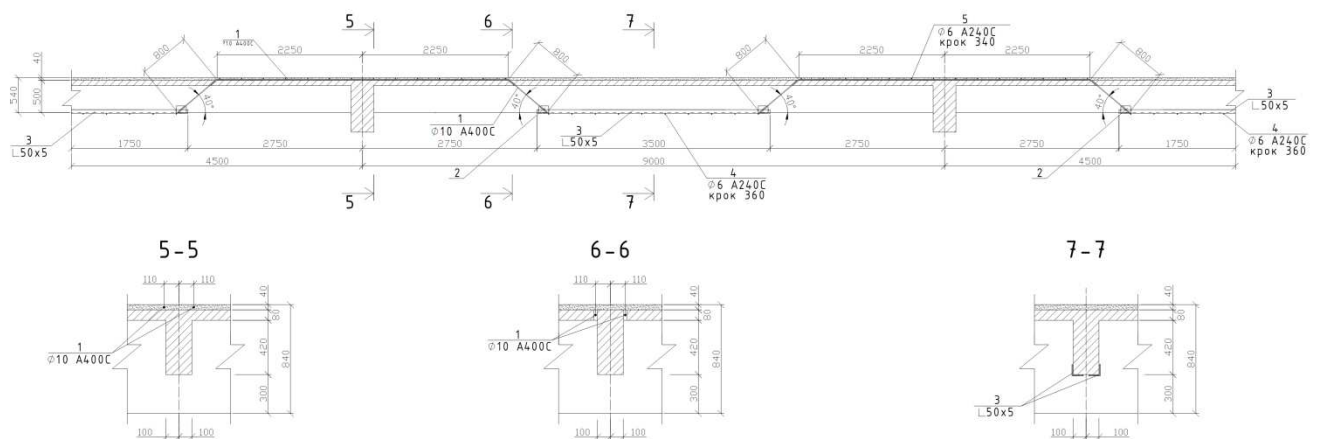


Рисунок 3.4 Схема підсилення другорядної балки ДБ 11

- 1 – арматурний тяж Ø10 А 400С; 2 – фланець; 3 – рівнополицевий кутик 50 х 50;  
 4 – з'єднувальні арматурні стержні Ø6 А 240С з кроком 360 мм;  
 5 – поперечна арматура Ø6 А 240С з кроком 340 мм

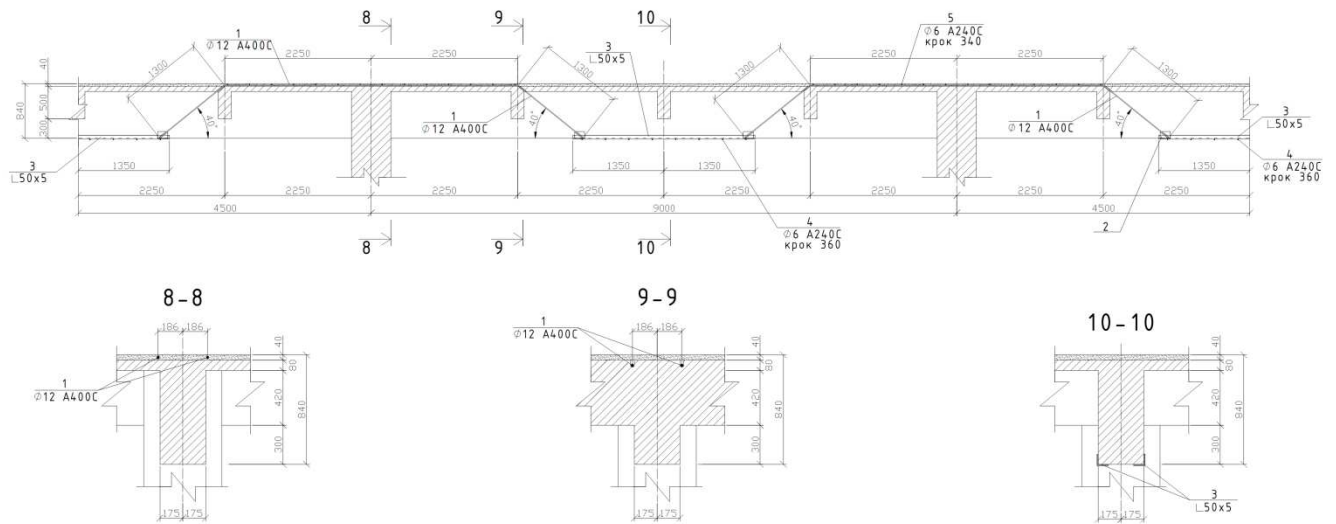


Рисунок 3.5 Схема підсилення головної балки ГБ 6

- 1 – арматурний тяж  $\varnothing 12$  А 400С; 2 – фланець; 3 – рівнополицевий кутик 50 х 5; 4 – з'єднувальні арматурні стержні  $\varnothing 6$  А 240С з кроком 360 мм; 5 – поперечна арматура  $\varnothing 6$  А 240С з кроком 340 мм

### 3.4 Рекомендації щодо підсилення конструкцій покриття торгівельного центру

Одним із способів підсилення, який можна використати в покритті є стержневий метод підсилення. Суть даного методу полягає у влаштуванні на ділянках, де не вистачає існуючого армування конструкцій, додаткової стержневої арматури, або інших профілів: кутиків, швеллерів, таврів, двотаврів, гнutoзварних профілів та інше.

В конструкціях покриття даного об'єкту, в другорядній балці ДБ 29, що потребує підсилення, я пропоную застосувати в якості додаткового армування на опорах стержневу арматуру класу А 400С. Площа, що необхідна підрахована в таблиці 3.2, та відповідно до неї підібраний діаметр арматури.

Дане підсилення виконується наступним чином: на відстані 0,25l від осі опори в плиті покриття просверлюються з обох сторін по два отвори під кутом  $40^\circ$ , таким чином, щоб через них можна було б пропустити два зігнутих арматурних стержня, які проходили б попри другорядну балку та за допомогою зварювання кріпилися до рівнополичних кутиків, що одягаються на балку знизу.

Кутики між собою необхідно з'єднати арматурними стержнями, які приймаються конструктивно, або розраховуються у випадку великих навантажень. Стержні, що знаходяться над опорою теж необхідно зварити у сітку поперечною арматурою, що розраховується, або приймається конструктивно. У багатьох випадках зварного шва, який з'єднує арматурні тяжі з кутиками буває недостатньо, а тому в цих ділянках влаштовуються фланці, які проектують в залежності від розрахованої довжини шва.

Перед виконанням даного підсилення, обов'язковою умовою є демонтаж покрівлі, хоча б в зоні підсилення, та всіх підвісних конструкцій, а також розвантаження покриття. Після влаштування підсилення арматурні тяжі, що знаходяться на покритті необхідно замонолітити бетоном товщиною 30 мм і більше, а кутики та арматурні тяжі, що знаходяться з нижньої сторони покриття, потрібно обробити антикорозійними засобами та закрити підвісною стелею.

### **Висновки до розділу 3**

1. Застосовано методику розрахунку, що наведена в чинних нормах проектування для розрахунку підсилення згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами.
2. Виконано розрахунок несучої здатності конструкцій ребристого перекриття торговельного центру в м. Рівне за деформаційною моделлю відповідно до нових норм проектування (ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи та ДБН В.2.6-98:2009»).
3. Встановлено необхідність підсилення другорядної та головної балки перекриття в прольоті і на опорі.
4. Запроектовано підсилення другорядної та головної балки в прольоті двома рівнополичними кутиками 50×5 мм, а на опорі - двома стержнями арматури класу А400С діаметром по 10 та 12 мм відповідно.
5. Розроблено рекомендації щодо підсилення основних несучих конструкцій перекриття торговельного центру в м. Рівне.

## РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

### 4.1 Регіональна система управління охороною праці

Регіональна система управління охороною праці (РСУОП) в області (районі, місті, районі у місті, селищі, селі) — це комплекс органів управління адміністративно-територіальною одиницею, який на підставі чинних нормативно-правових актів здійснює цілеспрямовану, планомірну діяльність щодо виконання встановлених завдань роботи з охорони праці з метою забезпечення здоров'я і працездатності працівників підприємств, установ і організацій на підпорядкованій території.

Обласна РСУОП є підсистемою єдиної державної системи управління охороною праці. Вона включає місцеві органи виконавчої влади, виконавчі органи рад, Фонд соціального страхування від нещасних випадків, органи Держнаглядохоронпраці, інші державні наглядові інспекції, профспілки, асоціації спеціалістів охорони праці, підприємства, установи й організації, які керують процесом запобігання від нещасних випадків і професійних захворювань, аварій і пожеж на підприємствах, установах, організаціях області.

Місцеві державні адміністрації у межах відповідних територій:

— забезпечують виконання законів та реалізацію державної політики в галузі охорони праці;

— за участю представників профспілок, Фонду соціального страхування від нещасних випадків формують і забезпечують виконання цільових регіональних програм покращення стану безпеки, гігієни праці та виробничого середовища, а також заходів з охорони праці у складі програм соціально-економічного і культурного розвитку регіонів; забезпечують соціальний захист найманих працівників, зокрема зайнятих на роботах із шкідливими та небезпечними умовами праці, вживають заходів щодо проведення атестації робочих місць на відповідність нормативно-правовим актам з охорони праці;

—вносять пропозиції щодо створення регіональних (комунальних) аварійно-рятувальних служб для обслуговування відповідних територій та об'єктів комунальної власності;

—здійснюють контроль за дотриманням суб'єктами підприємницької діяльності нормативно-правових актів про охорону праці.

## **4.2 Управління охороною праці в галузі**

Управління охороною праці на галузевому рівні здійснюють міністерства, інші центральні органи виконавчої влади, об'єднання підприємств, створені за галузевим принципом.

Міністерства та інші центральні органи виконавчої влади:

- проводять єдину науково-технічну політику в галузі охорони праці;
- розробляють і реалізують галузеві програми покращення стану безпеки, гігієни праці та виробничого середовища за участю профспілок;
- здійснюють методичне керівництво діяльністю підприємств галузі з охорони праці;
- укладають з відповідними галузевими профспілками угоди з питань поліпшення умов і безпеки праці;
- беруть участь в опрацюванні та перегляді нормативно-правових актів з охорони праці;
- організують навчання і перевірку знань з питань охорони праці;
- за необхідності створюють у разі потреби аварійно-рятувальні служби, здійснюють керівництво їх діяльністю, забезпечують виконання інших вимог законодавства, що регулює відносини у сфері рятувальної справи;
- здійснюють відомчий контроль за станом охорони праці на підприємствах галузі.

Система управління охороною праці в галузі (СУОПГ) — сукупність органів управління галуззю, які на підставі чинних нормативно-правових актів



здійснюють цілеспрямовану планомірну діяльність з виконання завдань охорони праці в галузі.

Об'єктом управління охороною праці в галузі є діяльність керівництва галузі, структурних підрозділів і функціональних служб щодо здійснення правових, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних, соціально-економічних і лікувально-профілактичних заходів з виконання законодавства і нормативних вимог з охорони праці в галузі.

Нормативною основою СУОПГ є Конституція України, Закон "Про охорону праці", Кодекс законів про працю України, закони, постанови та інші акти Верховної Ради України, Національна програма покращення безпеки гігієни праці та виробничого середовища, Закон України "Про пожежну безпеку", система стандартів безпеки праці, правила, інші законодавчі й нормативні документи з охорони праці.

#### **4.3 Система управління охороною праці на підприємстві**

*Система управління охороною праці на підприємстві (СУОПГ) — це сукупність взаємопов'язаних органів управління підприємством (підрозділом), які на підставі комплексу нормативно-правової документації ведуть цілеспрямовану, планомірну діяльність з метою виконання поставлених завдань з охорони праці.*

Інструментами працезохоронної політики є: економічні важелі (страховий тариф, штрафи, премії, пільги, компенсації, доплати, відшкодування та ін.), правова відповідальність (дисциплінарна, адміністративна, матеріальна, кримінальна), соціально-психологічні методи (навчання, виховання, системні вимоги до управлінського персоналу).

Метою управління охороною праці є реалізація конституційних прав працівників і вимог нормативно-правових актів *щодо* збереження здоров'я й працездатності людини в процесі праці, створення безпечних і нешкідливих умов праці, покращення виробничого побуту, запобігання травматизму, профзахворюванням, аваріям і пожежам.

*Об'єктом* управління охороною праці є діяльність працедавця, керівників структурних підрозділів, функціональних служб і всього колективу підприємства для забезпечення належних здорових і безпечних умов праці на робочих місцях, виробничих ділянках, цехах і підприємствах у цілому, попередження травматизму, профзахворювань і аварій.

*Нормативною базою* СУОПП є Конституція України, Закон про охорону праці. Кодекс законів про працю, закони Верховної Ради, постанови КМУ, Укази Президента, Національна програма покращення безпеки, гігієни праці та виробничого середовища, Закон про охорону здоров'я, Закон про пожежну безпеку. Система стандартів безпеки праці, правила, норми, інструкції та інші нормативно-правові акти про охорону праці, постанови і накази органів державного управління і нагляду.

*Основні завдання управління охороною праці:*

- запобігання виробничим травмам, професійним захворюванням, аваріям і пожежам;
- дотримання вимог законодавства і нормативно-правових актів з охорони праці, колективних договорів;
- забезпечення ставлення всіх працівників підприємства до безпеки праці, як до головних обов'язків;
- забезпечення участі працівників підприємства до планування, організації мотивації, контролю та оцінки ефективності заходів з охорони праці;
- розроблення обов'язків, прав і відповідальності за стан охорони праці між усіма керівниками і працівниками підприємства;
- забезпечення компетентності посадових осіб, спеціалістів і всіх працівників при виконанні покладених на них обов'язків і відповідальності, розумінні своїх прав і обов'язків; розподілення необхідних фінансових, матеріальних, людських та інших ресурсів при забезпеченні функціонування СУОПП;
- забезпечення працівникам соціальних гарантій у галузі охорони праці у колективному договорі (угоді, трудовому договорі);

—постійне підвищення ефективності функціонування СУОПП.

Реалізація завдань охорони праці на підприємстві та в кожному структурному підрозділі здійснюється їх керівниками шляхом послідовного виконання основних системоутворюючих функцій управління:

- 1)прогнозування і планування;
- 2)організації;
- 3)мотивації;
- 4)контролю, обліку, аналізу.

#### 4.4 Розрахунок прожекторного освітлення будівельного майданчика

Відповідно до СН 81- 80 нормативна освітленість горизонтальної поверхні становить  $K=1,5$ . Приймаємо прожектор ПЗС – 35 з ЛН Г 220-500, виходячи з розмірів освітленої ділянки:

$$N = \frac{m \cdot E_n \cdot k \cdot A}{P_n} = \frac{0,25 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 10152}{500} = 15,23, \text{ де}$$

$m = 0,25$  - коефіцієнт, що враховує світлову віддачу джерела світла, КПД прожекторів та коефіцієнт використання світлового потоку;

$A = 94 \times 108 = 10152 \text{ м}^2$  - площа, що освітлюється;

$P_n = 500 \text{ Вт}$  - потужність лампи.

Приймаємо з конструктивних міркувань 16 прожекторів.

На кожній грані освітлювального майданчика встановлюємо по три щогли з двома прожекторами. Лампи ЛН Г 220-500 мають максимальну силу світла  $I_{\max} = 50000 \text{ кД}$ .

Мінімальна висота встановлення прожекторів:

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\max}}{L}} = \sqrt{\frac{50000}{108}} = 21,52 \text{ м}.$$

Для загально рівномірного освітлення приймаємо кут нахилу прожекторів  $\theta = 15^\circ$  і кут між оптичними осями  $\tau = 20^\circ$ . При цьому коефіцієнт нерівномірності:

$$z = \frac{E_{\min}}{E_{\text{cp}}} = 0,67, \text{ питома потужність } 0,67 \text{ Вт/м}^2.$$

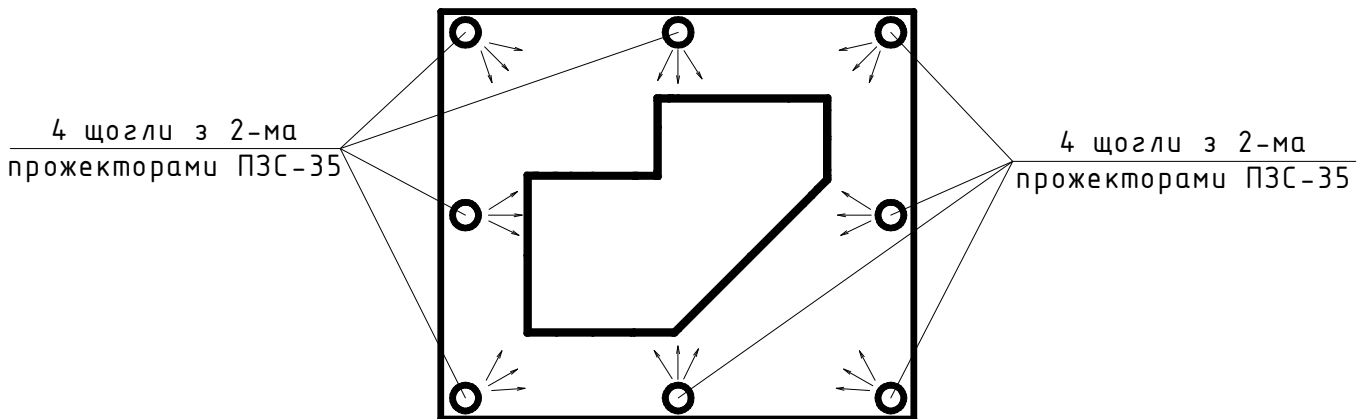


Рисунок 4.1 Схема прожекторного освітлення майданчика

#### 4.5 Планування заходів ЦЗ на ОГД у випадку НС

Об'єкт господарської діяльності — це підприємства (державні і приватні), установи і організації, навчальні заклади та інші. На всіх об'єктах Цивільний захист організовується з метою завчасної підготовки їх до захисту від наслідків надзвичайних ситуацій, зниження втрат, створення умов для підвищення стійкості роботи об'єктів та своєчасного проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РІНР).

Відповідальність за організацію та стан Цивільного захисту, за постійну готовність її сил і засобів до проведення РІНР несе начальник цивільної оборони (НЦО) об'єкта — керівник підприємства, установи та організації.

На об'єктах господарської діяльності задіяні досить багато людей та використовується величезна кількість різноманітного обладнання, тому питання організації цивільної оборони на таких об'єктах є досить важливим моментом в загальному обсязі питань цивільного захисту.

Метою створення цивільного захисту на ОГД є попередження виникнення надзвичайних ситуацій техногенного походження і впровадження заходів для

зменшення збитків і втрат у випадку аварій, катастроф, вибухів, великих пожеж і стихійного лиха.

З метою виконання завдання:

- вчасно розробляються і проводяться інженерно-технічні заходи щодо зменшення ризику виникнення надзвичайних ситуацій і захисту населення від впливу їх наслідків;
- готується науково-обґрунтований прогноз наслідків можливих надзвичайних ситуацій;
- здійснюється безупинне спостереження за станом потенційно-небезпечних об'єктів і навколишнього середовища;
- підтримуються в готовності до негайного використання засоби оповіщення й інформаційного забезпечення населення, створюються локальні системи виявлення місць зараження і локальні системи оповіщення;
- створюються спеціалізовані формування і здійснюється їх підготовка до дій за призначенням;
- здійснюється забезпечення працівників підприємств, установ, організацій індивідуальними засобами захисту, а також ведеться будівництво захисних споруд відповідно до норм і правил інженерно-технічних заходів Цивільного захисту.
- оповіщення населення про загрозу і виникнення надзвичайних ситуацій у мирний і воєнний час та постійне інформування його про обстановку, що складається.

З метою виконання завдання в усіх ланках міських і позаміських пунктів управління на основі автоматизованих систем централізованого оповіщення, ліній зв'язку і радіомовлення, а також спеціальних засобів, створюється система оповіщення й інформаційного забезпечення. Це комплекс організаційно-технічних засобів для передачі відповідних сигналів і розпоряджень органам державної виконавчої влади, адміністраціям підприємств, установ і організацій, силам Цивільної оборони і населенню.

- автоматизована система оповіщення й інформаційного забезпечення створюється на базі загальнодержавної мережі зв'язку і радіомовлення, тимчасове розселення громадян у безпечних районах;
- організація харчування в районах лих і тимчасового розселення;
- організація забезпечення потерпілого населення одягом, взуттям і товарами першої необхідності;
- організація надання фінансової допомоги потерпілим;
- забезпечення медичного обслуговування і санітарно-епідеміологічного підрозділяється на державну і регіональну. Система повинна забезпечити циркулярне оповіщення посадових осіб з використанням для цього міської телефонної мережі, засобів радіомовлення і телебачення. Система оповіщення й інформаційного забезпечення використовується централізовано.

З метою виконання завдання здійснюється комплекс заходів щодо забезпечення укриття населення в захисних спорудах, його евакуацію, медичний, радіаційний і хімічний захист, а також захист від впливу біологічних засобів ураження.

Організація життєзабезпечення населення під час аварій, катастроф, стихійного лиха й у воєнний час, передбачає заходи, здійснювані центральними і місцевими органами державної виконавчої влади, виконками місцевих рад народних депутатів, штабами Цивільного захисту, адміністрацією підприємств, установ і організацій завчасно, а також у випадку надзвичайної ситуації з метою створення умов для виживання населення, що може опинитися (опинилося) у вогнищах ураження.

Заходами життєзабезпечення населення, спрямованими на задоволення мінімуму життєвих потреб громадян, які потерпіли (можуть потерпіти) від наслідків надзвичайних ситуацій, надання їм побутових послуг і реалізації соціальних гарантій на період проведення рятувальних та інших невідкладних робіт є:

- нагляду в районах тимчасового розселення.

Організація і проведення рятувальних та інших невідкладних робіт у районах лих і місцях ураження, полягає у виконанні заходів, передбачених чинним законодавством з питань ліквідації наслідків стихійних лих, аварій і катастроф, епідемій, епізоотії, що загрожують життю і здоров'ю населення, а також у випадках:

- розвідування вогнищ ураження і визначення їх меж;
- проведення робіт, пов'язаних з пошуком і порятунком людей;
- надання допомоги потерпілим;
- евакуація населення з небезпечних районів;
- карантинно-обсерваційних заходів;
- ізоляції вогнищ ураження;
- забезпечення суспільного порядку в районах лих і у вогнищах ураження;
- здійснення заходів життєзабезпечення населення;
- соціально-психологічної реабілітації населення;
- здійснення санітарно-гігієнічних і проти епідеміологічних заходів.

Створення систем аналізу і прогнозування управління, оповіщення і зв'язку, спостереження і контролю за радіоактивним, хімічним і бактеріологічним зараженням, підтримка їх готовності для стійкого функціонування в надзвичайних ситуаціях мирного і воєнного часу.

Організатором діяльності цих систем є постійно діючі органи управління зі справ Цивільного захисту, у тому числі створені в складі підприємств, установ та організацій силами і службами Цивільного захисту.

Контроль за виконанням вимог Цивільного захисту, станом готовності сил і засобів Цивільного захисту, проведенням РІНР у випадку виникнення надзвичайних ситуацій, здійснює центральний орган виконавчої влади з питань надзвичайних ситуацій і справ захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи.

#### **4.6 Забезпечення евакозаходів будівлі, що реконструюється**

Ділянка реконструкції торговельного центру розташована неподалік центральної частини міста Рівне. Будівля в плані представляє собою прямокутник. Будівля каркасна з несучими монолітними залізобетонними колонами. Просторова жорсткість забезпечується повним монолітним залізобетонним каркасом. Будинок запроектований з дотриманням усіх вимог проектування, тому що відноситься до – II ступеня вогнестійкості, тож стіни, перегородки й перекриття виконані із негорючих матеріалів. На випадок виникнення пожежі забезпечується евакуація людей, що перебувають у будинку, через евакуаційні виходи. Двері на шляхах евакуації повинні відкриватися по напрямку виходу.

Евакуація працівників здійснюється згідно зі схемами евакуації що розміщені на кожному поверсі на сходовій клітці.

Згідно проекту, передбачено комплекс протипожежних та проти сейсмічних заходів, які мінімізують загрози здоров'ю працівників.

#### **Висновки до розділу 4**

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці при проведенні реконструкції виробничої будівлі під торговельний центр.
2. Розраховано освітлення будівельного майданчика.
3. Проаналізовано комплекс заходів з безпеки в надзвичайних ситуаціях.



## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблено об'ємно-планувальні та конструктивні рішення реконструкції виробничої будівлі в місті Рівне під торговельний центр.
2. Застосовано методику розрахунку, що наведена в чинних нормах проектування для розрахунку підсилення згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами.
3. Виконано розрахунок несучої здатності конструкцій ребристого перекриття торговельного центру в м. Рівне за деформаційною моделлю відповідно до нових норм проектування (ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи та ДБН В.2.6-98:2009»).
4. Встановлено необхідність підсилення другорядної та головної балки перекриття в прольоті і на опорі.
5. Запроектовано підсилення другорядної та головної балки в прольоті двома рівнополичними кутиками 50×5 мм, а на опорі - двома стержнями арматури класу А400С діаметром по 10 та 12 мм відповідно.
6. Розроблено рекомендації щодо підсилення основних несучих конструкцій перекриття торговельного центру в м. Рівне.

**БІБЛІОГРАФІЯ:**

1. СНиП 2.03.01 – 84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. Госстрой СССР – М.:1989 – 80с.
2. СНиП 2.01.07 – 85. Нагрузки и воздействия. Госстрой СССР – М.:1989 – 28с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи.– Київ, Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель. - Київ, Мінбуд України, 2006.
5. ДБН В.2.6-31:2006. Будівельна кліматологія і геофізика. Держбуд України – К.:2006 – 137с.
6. ДБН В.2.2-9-99. Будівлі і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. - Київ, Держбуд України, 1999.
7. ДСТУ Б В.2.6-23-2001 (ГОСТ 23166-99). Конструкції будинків і споруд. Блоки віконні. Загальні технічні умови. - Київ, Держбуд України, 2001.
8. Дятков С.В. Архитектура промышленных зданий. - М.: Высшая школа, 1976. – 464 с.
9. Шерешевский И.А. Конструирование гражданских зданий. – Л.: Стройиздат. Ленинградское отделение, 1981. – 176 с.
10. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учебник для вузов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767с.
11. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смердинова.– М. : 1983. – 355с.
12. Харабет В.В. Строительно – монтажные работы. Инструкционно – технологические карты: Учеб. пособие. – К. – Вища школа, 1990 – 256с.
13. СНиП 3.04.01-87. Изоляционные и отделочные покрытия. Госстрой СССР – М.:1988.
14. СНиП 12.3.035-84. Строительство. Работы окрасочные. Требования безопасности. Госстрой СССР – М.:1984.
15. ДБН Д.1.1-4-2000. Указания по применению ресурсных элементных сметных норм на ремонтно-строительные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.

16. ДБН Д.2.4-19-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 19. Изоляционные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.
17. ДБН Д.2.4-12-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 12. Малярные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.
18. ДБН Д.2.2-15-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 15. Оздоблювальні роботи. – Київ, Держбуд України, 2000.
19. ДБН Д.2.4-7-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 7. Поли. – Киев, Госстрой Украины, 2000.
20. ДБН Д.2.4-8-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 8. Крыши, кровли. – Киев, Госстрой Украины, 2000.
21. ДБН Д.2.4-6-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 6. Проемы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.
22. ДБН Д.2.2-46-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 46. Роботи при реконструкції будівель та споруд. – Київ, Держбуд України, 2000.
23. ДБН Д.2.4-20-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 20. Прочие ремонтно-строительные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.
24. ДБН Д.2.4-13-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 13. Стекольные, обойные и облицовочные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.
25. ДБН Д.2.2-26-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 26. Теплоізоляційні роботи. – Київ, Держбуд України, 2000.
26. ДБН Д.2.4-11-2000. Ресурсные элементные сметные нормы на ремонтно-строительные работы. Сборник 11. Штукатурные работы. – Киев, Госстрой Украины, 2000.
27. Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. Розрахунок нерозрізних

- залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: Рекомендації. – Рівне: Видавництво Національного університету водного господарства та природокористування, 2005р. – 37с.
28. Ярошевська В.М., Дубінський П.М., Прокопчук Н.М. Охорона праці: Навч. Посібник. – К.: ІСДО, 1993. – 312с.
29. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. – К.: 2009. – 115ст.
30. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. К. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996.
31. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
32. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.
33. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния. Львов, «Вища школа», Изд-во при Львовском ун-те, 1976, с. 147.
34. Мурин А.Я. Міцність залізобетонних балок при різних процентах підсилення зовнішньою композитною арматурою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ А.Я. Мурин. – Львів, 2011. – 23 с.
35. Мурин А. Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин // Вісник Національного університету "Львівська політехніка" : теорія і практика будівництва. – 2008. – № 627. – С. 155-158.
36. Мурин А. Я. Прогини залізобетонних балок за різних відсотків підсилення зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2008. – № 9. – С. 64-70.
37. Мурин А. Я. Деформативність залізобетонних балок при різних процентах

- підсилення зовнішньою композитною арматурою / [А. Я. Мурин, Р. З. Добрянський, В. М. Сорохтей, С. В. Цепков, Т. В. Приставський] // Збірник наукових праць : дороги і мости. – 2009. – № 11. – С. 239-245.
38. Гриневич Є.О. Підсилення залізобетонних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Є.О. Гриневич. – Харків, 2004. – 16 с.
39. Гриневич Е.А. Оценка эффективности усиления железобетонных балок локальным обжатием дополнительной внешней арматурой // Науковий вісник будівництва.-Харків: ХДТУБА, 2003.-Вип.23.-С.118-122.
40. Шагин А.Л., Гриневич Е.А., Бутенко А.А. Усиление неразрезных балок пролетного строения Нетеченского моста в г. Харькове // Рациональные энергосберегающие конструкции, здания и сооружения в строительстве и коммунальном хозяйстве.-Ч.1.-Белгород, 2002.-С.272-280.
41. Гриневич Е.А. Усиление неразрезных железобетонных балок на объектах г. Харькова // Коммунальное хозяйство городов.-Вып. 43.-К.: Техника, 2002.-С.88-93.
42. Шагин А.Л., Гриневич Е.А. Эффективные виды усиления эксплуатируемых железобетонных балок // Науковий вісник будівництва.-Харків: ХДТУБА, 2002.-Вип.19.-С.171-175.
43. Климуш М.Д. Міцність, витривалість та деформативність залізобетонних згинаних елементів, підсилених наклеєними композитними стрічками: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ М.Д. Климуш. – Київ, 2010. – 25 с.
44. Климуш М.Д. Проблеми ремонту і реконструкції мостів на дорогах загального користування України / М.Д. Климуш // Зб. Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2001. – Вип. 54. – С. 39 – 43.
45. Климуш М.Д. Дослідження міцності і витривалості залізобетонних балок, підсилених вуглецевими стрічками CFRP / М.Д. Климуш, В.Г. Кваша // Вісник Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – Львів: ЛДАУ, 2007. – №8. – С.

192 – 205.

46. Климпуш М.Д. Дослідження залізобетонних балок з багаторядною арматурою, підсилених композитними полімерами / М.Д. Климпуш // Зб. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: РДТУ, 2001. – Вип. 7 – С. 252 – 260.

47. Климпуш М.Д. Транспортні споруди на дорогах загального користування. Проблеми та шляхи їх вирішення / М.Д. Климпуш // Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, 2004. – Вип. 69. – С. 87 – 91.

48. Климпуш М.Д. Розрахунок напруженого стану і деформацій залізобетонних мостових балок до та після підсилення їх вуглецевими стрічками CFRP / М.Д. Климпуш, В.Г. Кваша // Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, 2006. – Вип. 73. – С. 131 – 136.

49. Римар Я.В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Я.В. Римар. – Львів, 2010. – 22 с.

50. Бліхарський З.Я. Експериментально-теоретичні дослідження міцності залізобетонних балок, підсилених під навантаженням / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Д.І. Дубіжанський // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ„ЛП”, 2007. – №600. – С. 19-22.

51. Бліхарський З.Я. Експериментальні випробування арматурних пакетів з нарощуванням перерізу робочої арматури під дією навантаження / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Д.І. Дубіжанський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2007. – Вип. 15. – С. 120-124.

52. Бліхарський З.Я. Експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилених нарощуванням арматури / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 13. – С. 346-351.

53. Бліхарський З.Я. Залізобетонні балки, підсилені нарощуванням арматури під навантаженням / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2005. – №545. – С. 15-19.
54. Кваша В.Г. Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ В.Г. Кваша. – Київ, 2002. – 43 с.
55. Кваша В.Г. Експериментальні дослідження залізобетонних моделей прольотних будов, розширених приставними елементами // Будівельні конструкції. - Вип. 50. - К.: НДІБК, 1999, - С. 87-94.
56. Кваша В.Г. Розширення прольотних будов автодорожніх мостів монолітною залізобетонною накладною плитою // Вісн. Рівн. держ. техн. ун-ту. - 1999. - Вип.3: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - С. 140-145.
57. Кваша В.Г. Розширення і підсилення залізобетонних прольотних будов збірно-монолітною накладною плитою // Вісн. Львів, держ. аграрного ун-ту. 2000, № 1:Архітектура і сільськогосподарське будівництво. С. 119-125.
58. Кваша В.Г. Реконструкція аварійних мостів з підсиленням опор // Будівельні конструкції. Вип.51. К.:НДІБК. 1999. С. 434-439.
59. Кваша В.Г. Розширення збірних залізобетонних прольотних будов мостів з багаторядовою каркасною арматурою залізобетонною накладною плитою // Вісн. Рівн. держ. техн. ун-ту. 2000. Вип. 4: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і а споруди. С. 205-212.
60. Гриневич Е.А. Усиление неразрезных железобетонных балок на объектах г. Харькова // Коммунальное хозяйство городов.-Вып. 43.-К.: Техника, 2002.-С.88-93.
61. Конончук О.П. Робота нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених композитними матеріалами за дії малоциклового навантаження: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ О.П. Конончук. – Львів, 2013. – 22 с.

52. 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.
53. 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.
54. Борисюк О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсилених зовнішньою композитною арматурою за дії малоциклових навантажень / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Рекомендації. – Рівне: НУВГП, 2012. – 38 с.
55. Павлинов В.В. Надійність залізобетонних конструкцій при короткочасних малоциклових навантаженнях: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ В.В. Павлинов. – Москва, 2000. – 22 с.
56. Валовой М.О. Міцність, тріщиностійкість та деформативність підсилених згинальних елементів при повторних навантаженнях: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 – „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ М.О. Валовой. – Київ, 2011. – 23 с.
57. Валовой М.О. Міцність, деформативність та тріщиностійкість залізобетонних балок під дією повторних вантажень / М.О. Валовой // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. наук. пр. Кривий Ріг : КТУ, 2008. – С. 45-48.
58. Валовой М.О. Вплив повторних навантажень на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсилених залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд / М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Вип. 18. – Рівне : НУВГП , 2009. – С. 7–13.