

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

бакалавра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Проект реконструкції магазину будівельних матеріалів»**

Виконав: студент IV курсу, групи МБЗс-41

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Котлінський А.Г.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зав. кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

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

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Бакалавр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

«_____» _____ 2026 р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА**

Котлінський Андрій Григорович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект реконструкції магазину будівельних матеріалів

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

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

Затверджені наказом по університету від «22» січня 2026 року № 4/9 – 53

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 20.06.2026 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Недобудований магазин будівельних матеріалів, місто будівництва – Тернопіль, 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 за новими нормами проектування, перевірка несучої здатності фундаментів під середню та крайню колони, розробка технологічної карти на утеплення та зовнішнє опорядження фасаду, 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, техкарта на зовнішнє опорядження з утепленням.

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.		
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Окіпний І.Б., к.т.н., доц.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання

24.01.2026 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.	24.01.2026	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	30.01.2026	
3	Розрахунок монолітного перекриття.	10.05.2026	
4	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	15.05.2026	
5	Збір навантажень на фундамент.	18.05.2026	
6	Перевірка несучої здатності фундаменту під крайню колону.	22.05.2026	
7	Перевірка несучої здатності фундаменту під середню колону.	30.05.2026	
8	Розробка технологічної карти на зовнішнє опорядження з утепленням.	05.06.2026	
9	Розрахунок освітлення будівельного майданчика.	10.06.2026	
10	Розробка заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.	15.06.2026	

Студент

(підпис)

Котлінський А.Г.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Зміст

	Вступ.....	7
1	Архітектурно-будівельна частина.....	8
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
1.2.1	Обґрунтування прийнятого рішення. Розбивочний план, вертикальне планування (план організації рель'єфу)	9
1.2.2	ТЕП генерального плану	9
1.3	Об'ємно-планувальне рішення	10
1.3.1	Характеристика функціонального процесу	10
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 .	11
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
1.6	Санітарно-технічне обладнання	15
2	Розрахунково-конструктивний розділ.....	16
2.1	Розрахунок та конструювання монолітного ребристого перекриття з плитами балочного типу за новими нормами проектування	16
2.1.1	Матеріали для проектування	16
2.1.2	Розрахунок та конструювання монолітної плити	16
2.1.2.1	Статичний розрахунок плити	16
2.1.2.2	Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елементу	18
2.1.3	Розрахунок та конструювання другорядної балки	19
2.1.3.1	Статичний розрахунок балки	19

2.1.3.2	Розрахунок міцності нормальних перерізів другорядної балки	21
2.1.3.3	Розрахунок міцності похилих перерізів другорядної балки	23
2.1.3.4	Розрахунок балки за другою групою граничних станів	24
2.1.4	Розрахунок та конструювання головної балки	25
2.1.4.1	Статичний розрахунок балки	25
2.1.4.2	Розрахунок міцності нормальних перерізів головної балки	29
2.1.4.3	Розрахунок міцності похилих перерізів головної балки	31
2.1.4.4	Розрахунок балки за другою групою граничних станів	32
2.2	Розрахунок та конструювання колони середнього ряду за новими нормами проектування	33
2.2.1	Статичний розрахунок колони	33
2.2.2	Підбір площі перерізу симетричної арматури	33
2.3	Інженерно-геологічні умови будівельної ділянки	37
2.3.1	Аналіз інженерно-геологічних умов будівельної ділянки	37
2.3.2	Визначення типу ґрунтових умов за просіданням	41
2.3.3	Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та рекомендації	43
2.3.4	Визначення навантажень на фундаменти	43
2.4	Перевірка несучої здатності пальових фундаментів	44
2.4.1	Визначення несучої здатності палі	44
2.4.2	Перевірка несучої здатності пальового фундаменту під колону крайнього ряду	46
2.4.3	Перевірка несучої здатності пальового фундаменту під колону середнього ряду	47
3	Організаційно-технологічний розділ	49
3.1	Технологічна карта на зовнішнє опорядження з утепленням	49
3.1.1	Галузь застосування та технологічні вимоги	49
3.1.2	Організація та технологія будівельного процесу	50
3.1.3	Техніко-економічні показники	57
3.1.4	Матеріально-технічні ресурси	57
4	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	58

4.1	Загальна структура управління охороною праці	58
4.2	Техніка безпеки при виконанні покрівельних робіт	60
4.3	Розрахунок прожекторного освітлення будівельного майданчика ...	62
4.4	Забезпечення стійкості магазину будівельних матеріалів до пожеж..	64
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	65
	БІБЛІОГРАФІЯ	66

ВСТУП

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

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

Враховуючи вище сказане, інженерна частина дипломної роботи передбачає реконструкцію магазину будівельних матеріалів «АРС» в м. Тернопіль. Доцільність реконструкції полягає у відновленні несучої здатності зведеної в 2001 році частини будівлі та добудови решти поверхів згідно проекту.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1. Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Магазин будівельних матеріалів, який підлягає реконструкції, знаходиться на заході України в місті Тернопіль. В 2001 році зведено цокольний поверх будівлі та влаштовано монолітне перекриття. Після цього, будівництво довгий час було призупинено. Ділянка, яку займає даний об'єкт, розміщена в північній частині міста неподалік промислової зони, на правому березі Тернопільського озера, 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 ⁰ С;
- абсолютно максимальна температура	37 ⁰ С;
- середня температура найбільш холодних п'яти днів	-23 ⁰ С;
- температура повітря найбільш холодної доби	-26 ⁰ С;
- середня температура опалювального періоду	-0,5 ⁰ С;
- літня розрахункова температура вентиляції	22,6 ⁰ С;
- зимова розрахункова температура вентиляції	-21 ⁰ 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 будівельного магазину. Для підвозу матеріалів використовуються існуючі дороги.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення. Розбивочний план, вертикальне планування (план організації рель'єфу)

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.

1.2.2 ТЕП генерального плану

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

Магазин будівельних матеріалів "АРС" призначений для продажу будівельних матеріалів і устаткування.

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 пропускної 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

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 непрозорій огорожувальної конструкції чи непрозорій частини огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$;

$R_{q \text{ min}}$ - мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорій 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 Тернополі, 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 непрозорій огорожувальної конструкції розраховується за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}},$$

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

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

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

δ_1 – товщина шару утеплювача, м.

Фактичне значення опору теплопередачі стінових панелей:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_g} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,36}{0,51} + \frac{x}{0,052} + \frac{0,005}{0,17} + \frac{1}{23} =$$

$$= (0,894 + \frac{x}{0,052}) \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} > R_{q \min} = 2,8 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}, \text{де}$$

Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності окремого шару для умов експлуатації Б:

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

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

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

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

Звідси:

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

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

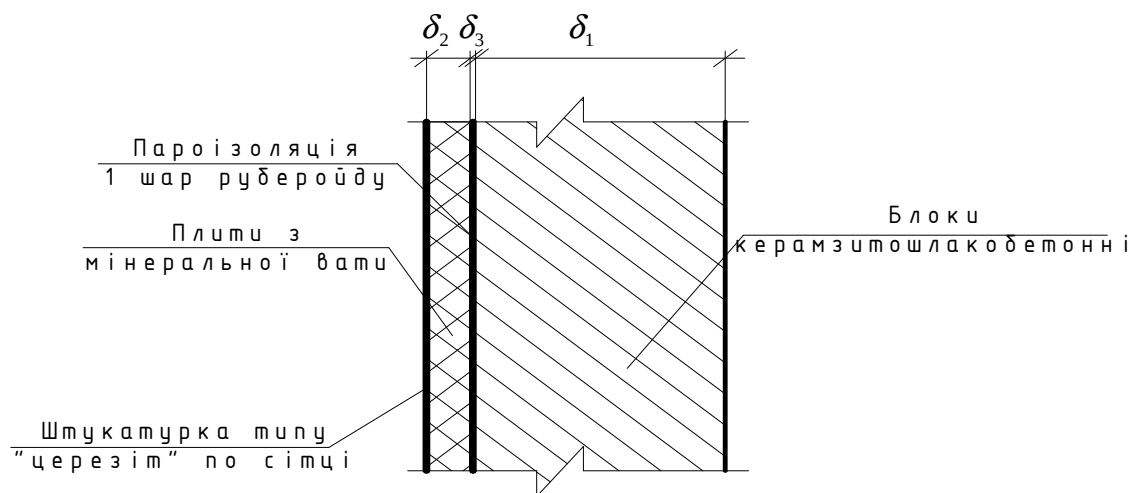


Рисунок 1.1 – Конструкція стіни

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 – вирівнююча 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 – вирівнююча 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 Тернополі, який відноситься до I-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:

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

Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності окремого шару для умов експлуатації Б:

$$\lambda_1 = 2,04 Bm / (m \cdot K); \lambda_2 = 0,17 Bm / (m \cdot K); \lambda_3 = 0,23 Bm / (m \cdot K); \lambda_4 = 0,81 Bm / (m \cdot K);$$

$$\lambda_5 = 0,052 Bm / (m \cdot K); \lambda_6 = 0,81 Bm / (m \cdot K); \lambda_7 = 0,17 Bm / (m \cdot K).$$

$$\text{Звідси: } (0,485 + \frac{x}{0,052}) = 4,95 \frac{m^2 \cdot K}{Bm} \Rightarrow x = (4,95 - 0,485) \cdot 0,052 = 0,232 m$$

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 235 мм.

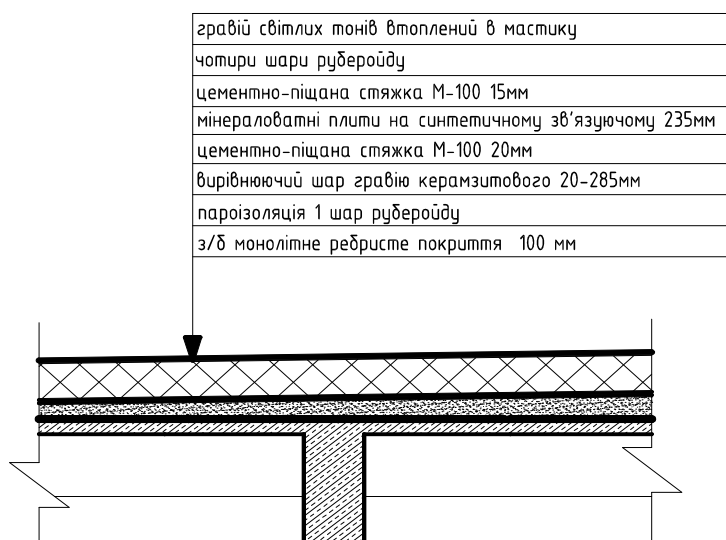


Рисунок 1.2 – Конструкція покрівлі

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 магазині.

Зміна кольорів фасаду надає архітектурної неповторності будинку, створює важливий містобудівельний акцент, що привертає увагу глядача.

Цоколь виконано з оздоблювальної плитки коричневого кольору, що зумовлює відчуття видовження в даній споруді.

1.6 Санітарно-технічне обладнання

У зв'язку з тим, що проводиться реконструкція існуючої будівлі, все санітарно-технічне обладнання залишається згідно попереднього проекту без змін.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок та конструювання монолітного ребристого перекриття з плитами балочного типу за новими нормами проектування

2.1.1 Матеріали для проектування

Матеріали для проектування, схема розташування другорядних і головних балок перекриття та геометричні розміри конструкцій дивись лист 2.

2.1.2 Розрахунок та конструювання монолітної плити

2.1.2.1 Статичний розрахунок плити

Обчислюємо навантаження на 1 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:

$$q_s = q \cdot b = 9,499 \cdot 1 = 9,5 \text{ кН/м}, l_0 = 2,05 \text{ м}; l_{01} = 1,44 \text{ м}.$$

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

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

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

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

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

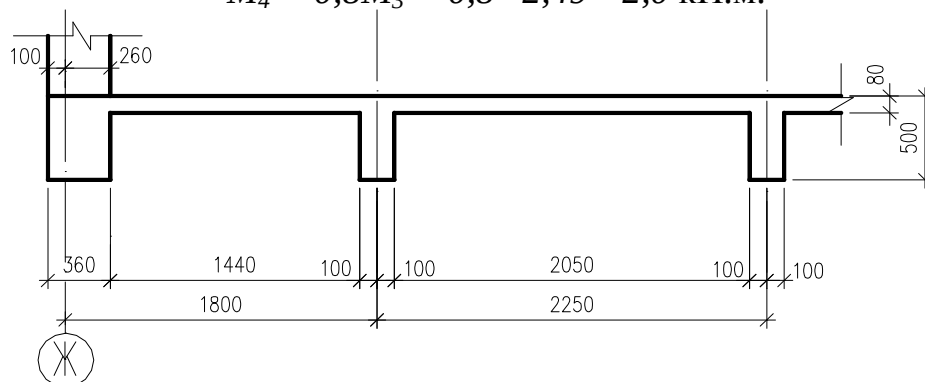


Рисунок 2.1 – До визначення розрахункових прольотів плити

Таблиця 2.1 – Навантаження на 1 м² перекриття

№ з/п	Вид навантажень	Характеристичне навантаження, g_n , кН/м ²	Розрахункові навантаження			
			експлуатаційне		граничне	
			коєф. надійн. γ_{fe}	значення g_e , кН/м ²	коєф. надійн. γ_{fm}	значення g_m , кН/м ²
1	2	3	4	5	6	7
<i>Постійні навантаження</i>						
1	Чиста бетонна підлога $t = 30$ мм, $\rho = 2,40$ т/м ³	0,72	1,0	0,72	1,1	0,792
2	Мастика $t=2$ мм; $\rho=1,5$ т/м ³	0,03	1,0	0,03	1,3	0,039
3	Теплозвукоізоляційний шар з легкого бетону $t = 60$ мм, $\rho = 0,6$ т/м ³	0,36	1,0	0,36	1,3	0,468
4	Монолітна залізобетонна плита $t = 80$ мм, $\rho = 2,50$ 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

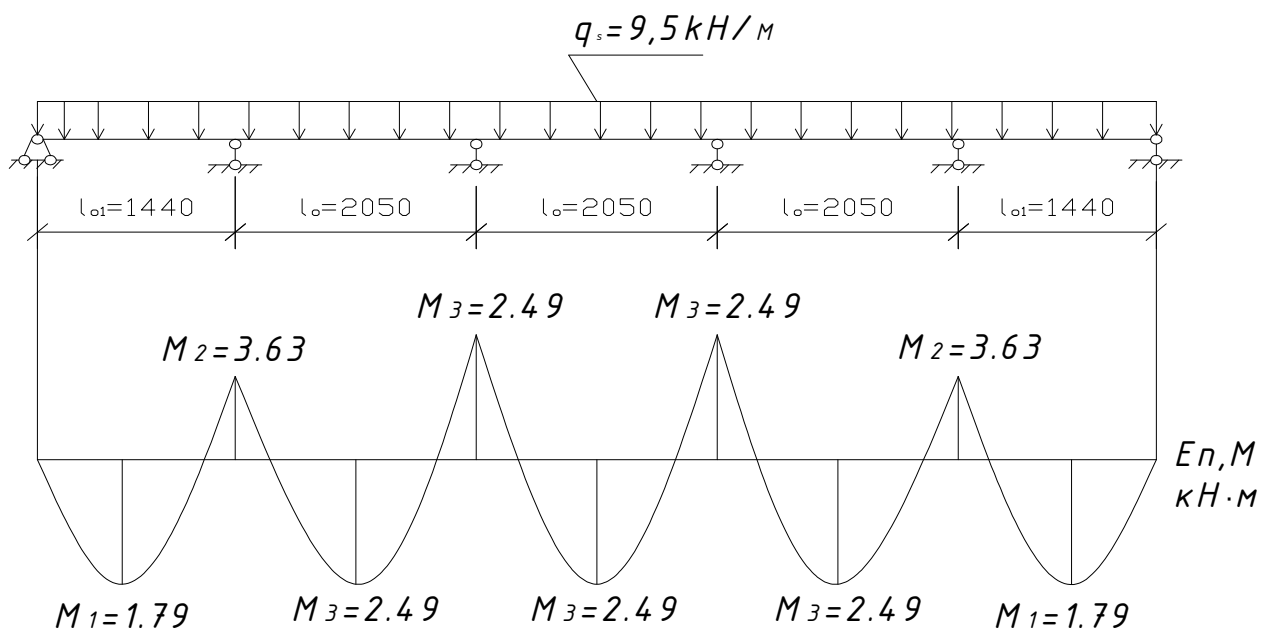


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема монолітної плити та епюра згинальних моментів

2.1.2.2 Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елементу

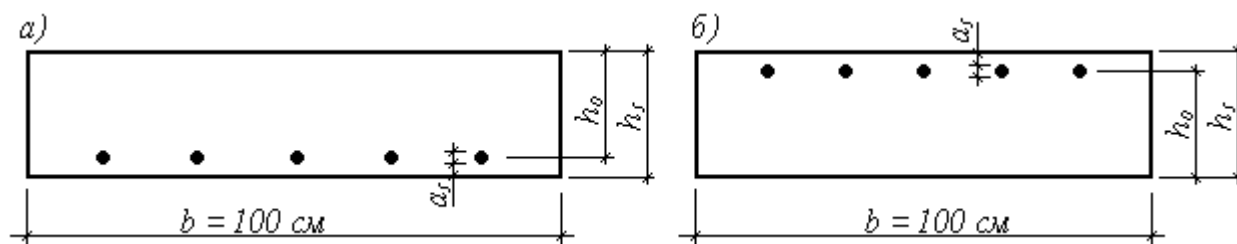


Рисунок 2.3 – Розрахункові перерізи плити: а) на опори; б) в прольоті

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

Перший проліт: $M_1 = 1,79 \text{ кН.м;}$

$$\alpha = 0,055; \xi = 0,057; \eta = 0,972; A_{s1} = 0,93 \text{ см}^2.$$

Перша проміжна опора: $M_2 = 3,63 \text{ кН.м;}$

$$\alpha = 0,112; \xi = 0,119; \eta = 0,941; A_{s1} = 1,94 \text{ см}^2.$$

Середні прольоти та опори: $M_3 = 2,49 \text{ кН.м;}$

$$\alpha = 0,077; \xi = 0,080; \eta = 0,96; A_{s1} = 1,3 \text{ см}^2.$$

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

$$M_4 = 2,0 \text{ кН.м; } \alpha = 0,062; \xi = 0,064; \eta = 0,968; A_{s1} = 1,04 \text{ см}^2.$$

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 ²)	Прийняте армування		
		Робоча арматура класу А400С		Розподільча арматура діаметр/крок
		діаметр мм крок мм	Площа перерізу A_s (см ²)	
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	1,3	6/165	1,42	4/350
- оточені по 4-х сторонах балками	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

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

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

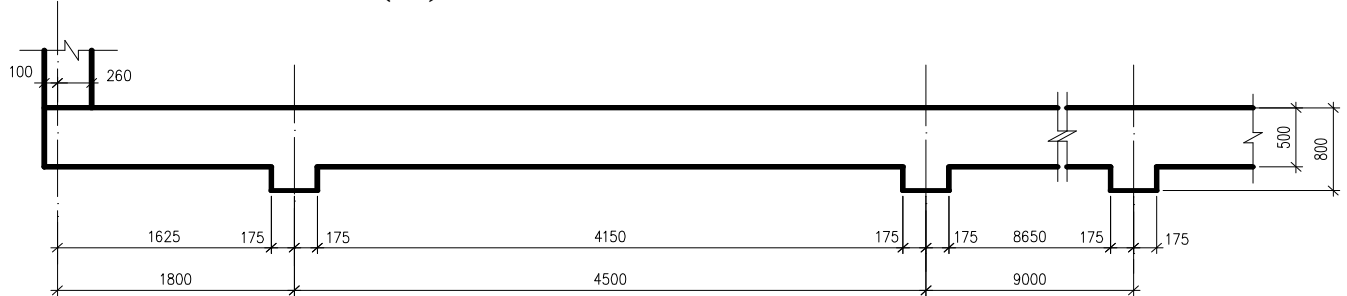
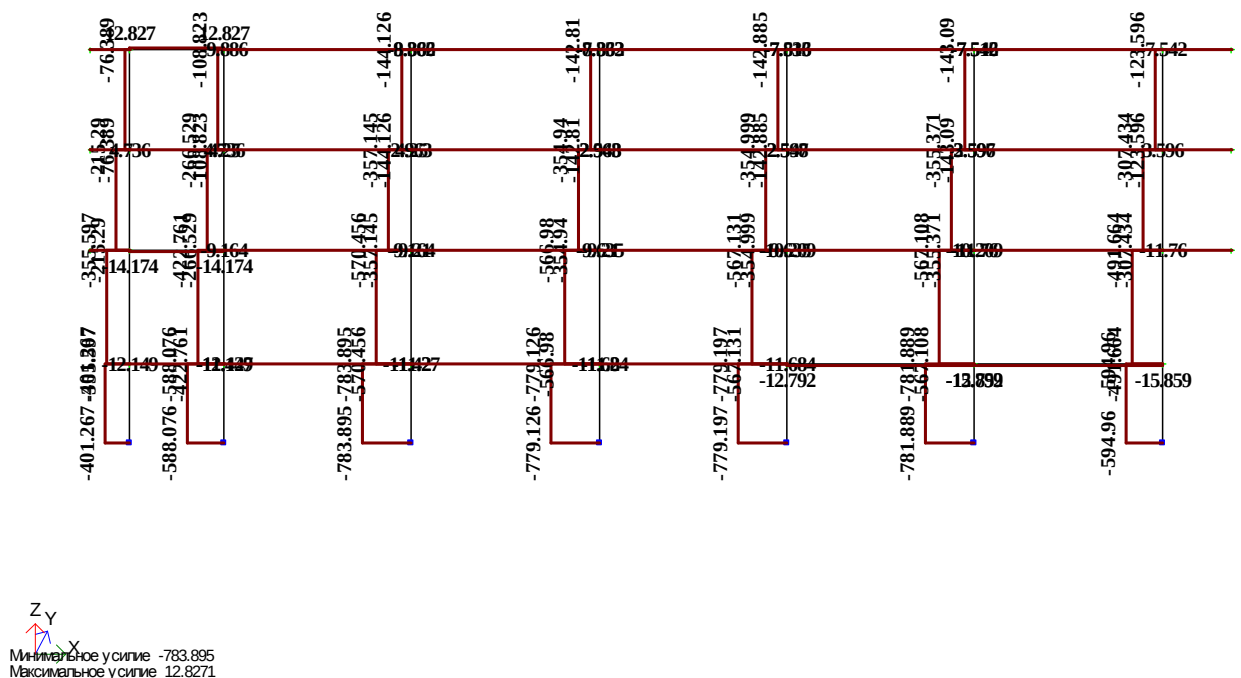


Рисунок 2.4 – До визначення розрахункових прольотів другорядної балки

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.

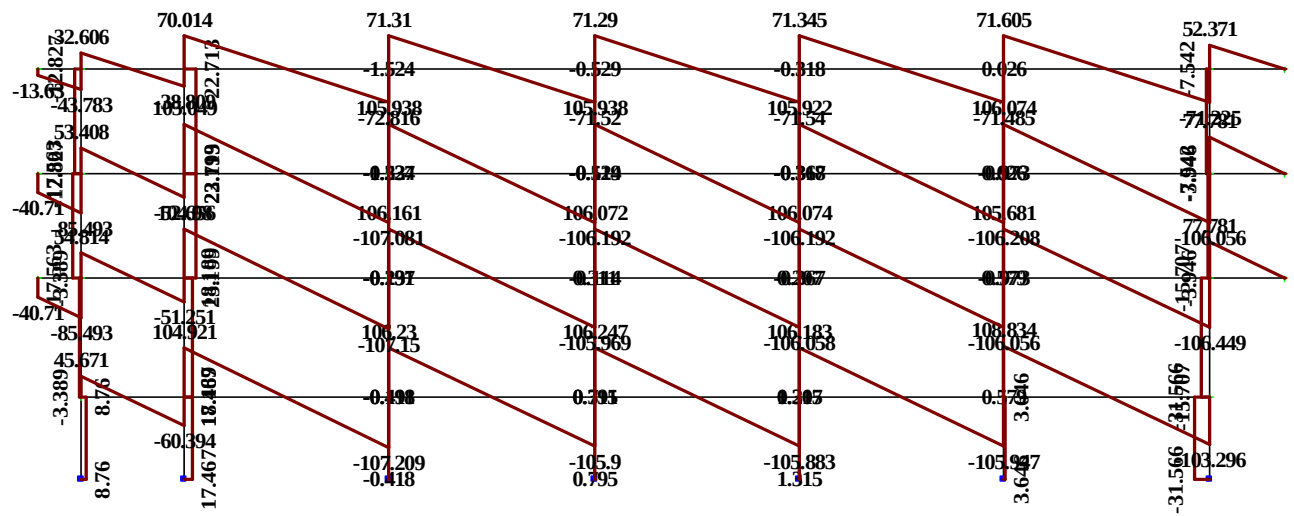
Заружение 1
Эпюра N
Единицы измерения - кН

a)



б)

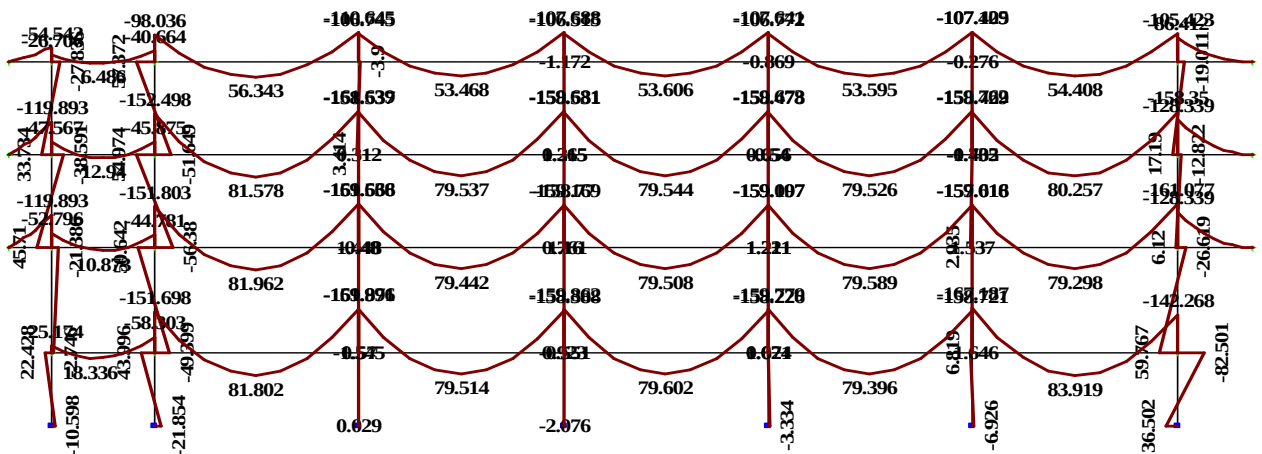
Заружение 1
Эпюра Qz
Единицы измерения - кН



Минимальное усилие -107.209
Максимальное усилие 108.834

в)

Заружение 1
Эпюра My
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.

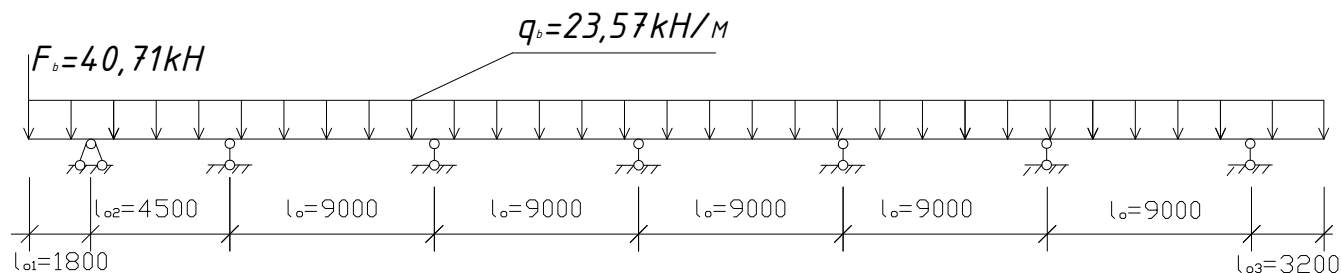


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема другорядної балки

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

а)



б)

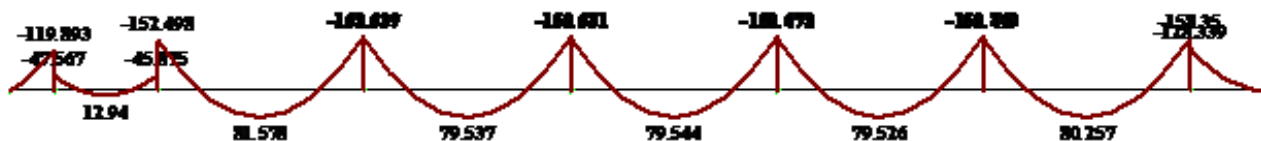


Рисунок 2.7 – Епюри: а) поперечних сил, б) згинальних моментів

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:

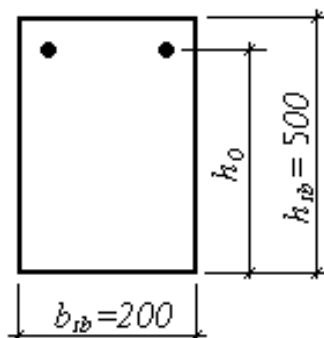


Рисунок 2.8 – Розрахунковий переріз другорядної балки на опорах

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

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

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

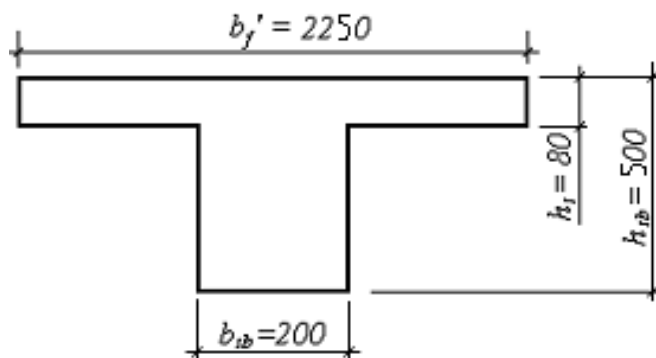


Рисунок 2.9 – Розрахунковий переріз другорядної балки в прольотах

$$M_{fu} = 801,09 \text{ кН.м.}$$

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

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

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

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

Армування консолей виконуємо із конструктивних міркувань і приймаємо 2Ø12A 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 2Ø8A 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 (см^2)
Перша проміжна опора	8,27	4Ø20 A 400C	12,56
Середні опори	12,23	4Ø20 A 400C	12,56
Перший проліт	0,76	2Ø12 A 400C	2,26
Консолі	-	2Ø12 A 400C	2,26
Середні прольоти	4,79	4Ø16 A 400C	8,04

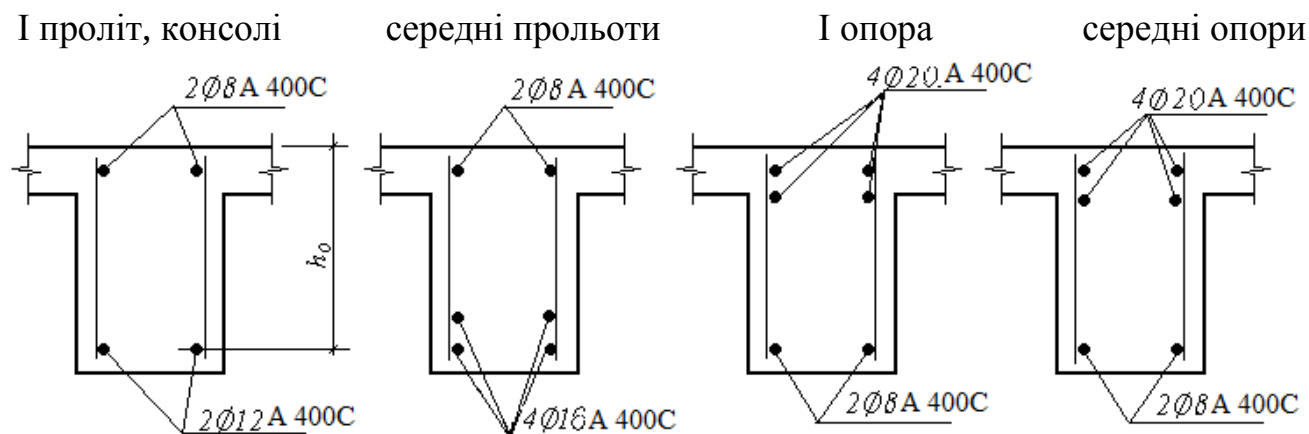


Рисунок 2.10 – Армування другорядної балки зварними каркасами

2.1.3.3 Розрахунок міцності похилих перерізів другорядної балки

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

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

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

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

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 :

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

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

Розрахунок за деформаціями

Визначаємо геометричні характеристики перерізу:

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

Обчислюємо :

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

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

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

Обчислюємо:

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

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

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

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

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

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

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.

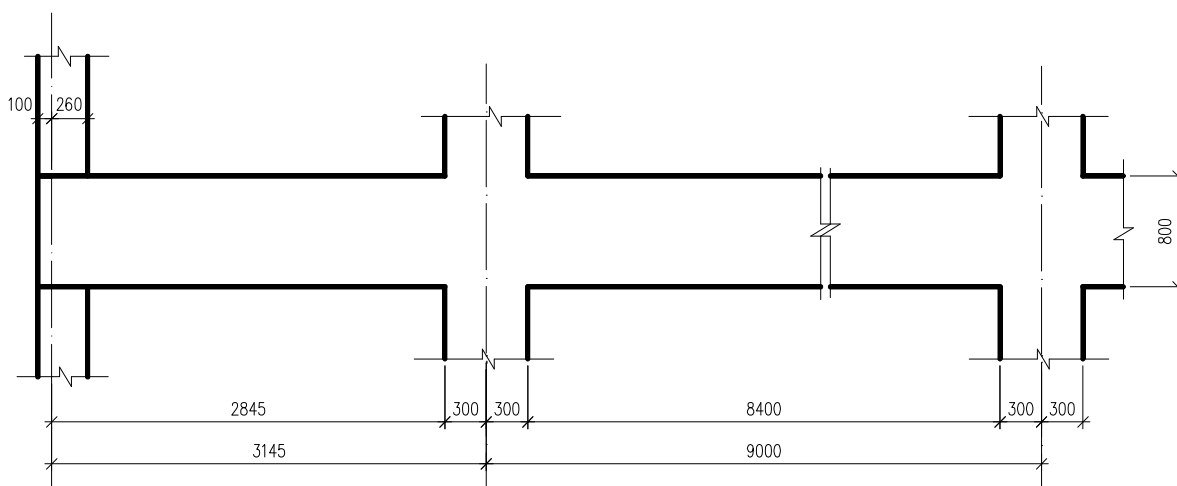


Рисунок 2.11 – До визначення розрахункових прольотів головної балки

Характеристичне значення вітрового тиску для м. Тернополя згідно [1] 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:

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

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

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

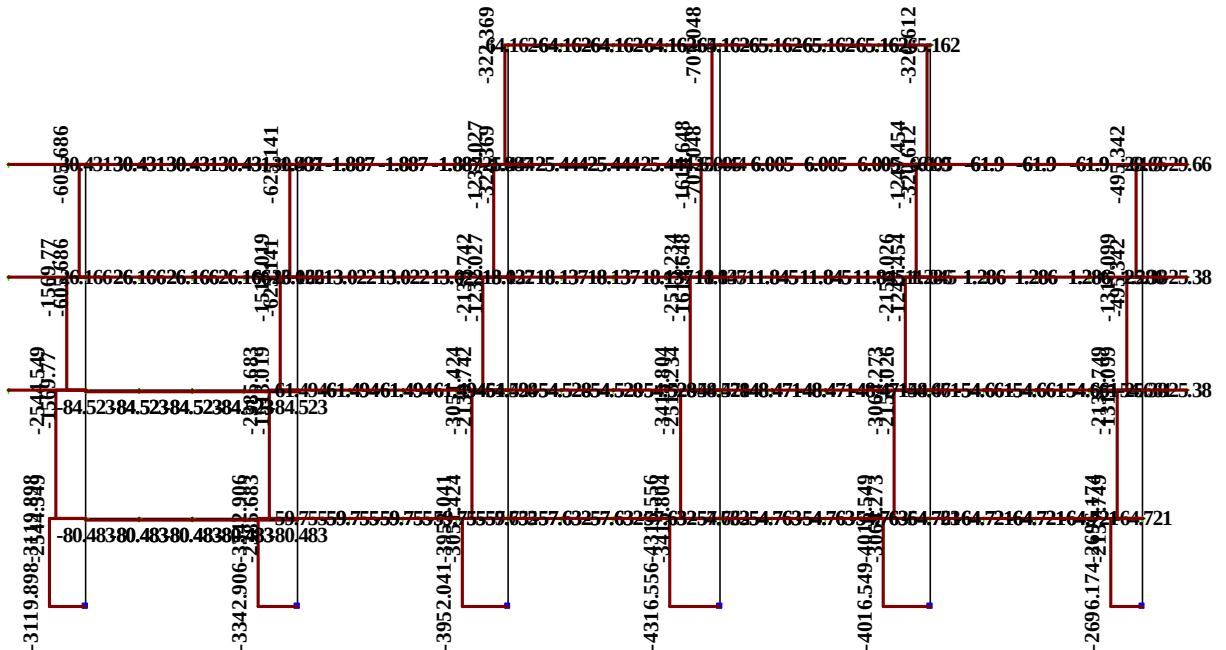
$$H_4 = W_4 \cdot l_4 \cdot h_4 = 0,659 \cdot 9,0 \cdot 5,0 = 29,66 \text{ кН},$$

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

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

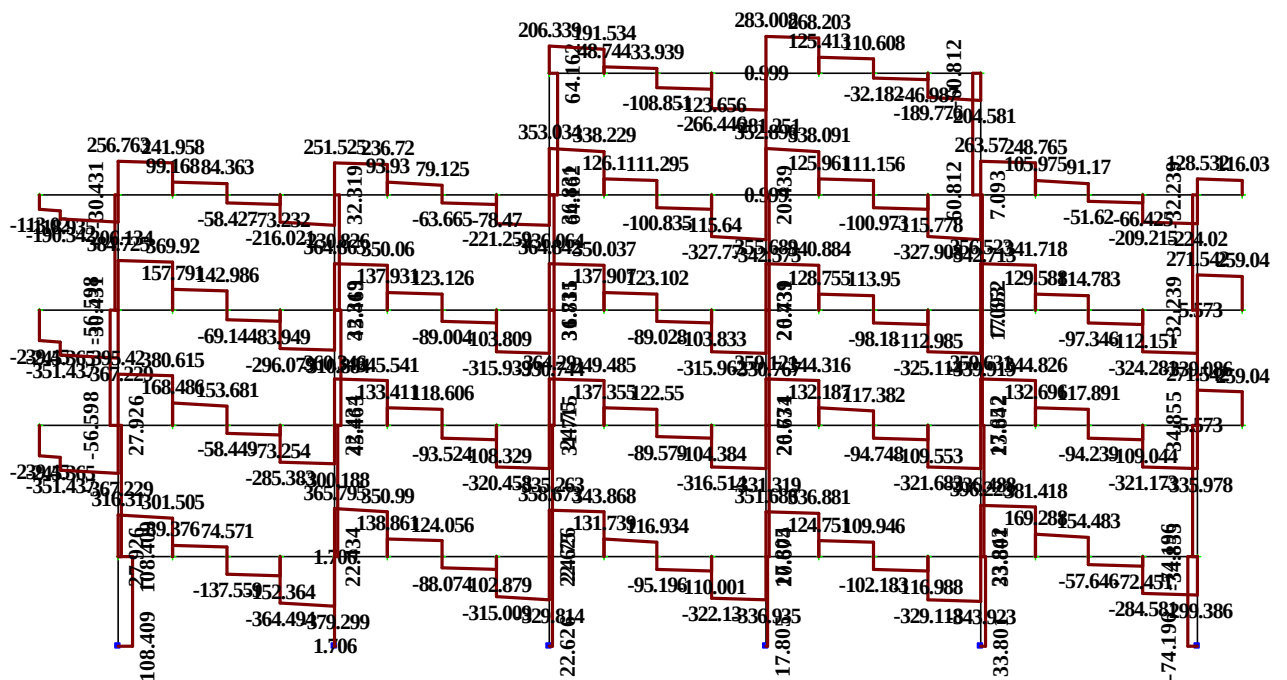
а)

Запружение 1
Эпюра N
Единицы измерения - кН



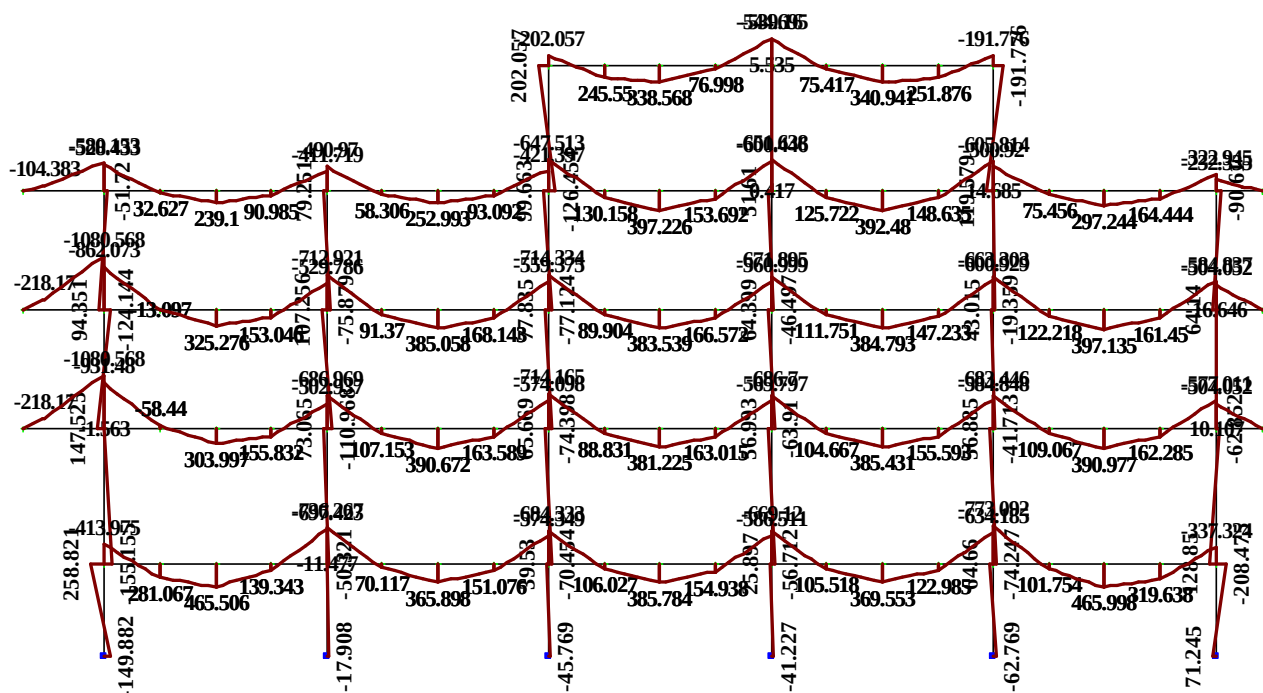
б)

Запружение 1
Эпюра Qz
Единицы измерения - кН



В)

Заружение 1
Эпюра M_y
Единицы измерения - кН*м



Z
 Y
 X
 Минимальное усилие -1080.57
 Максимальное усилие 465.998

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.

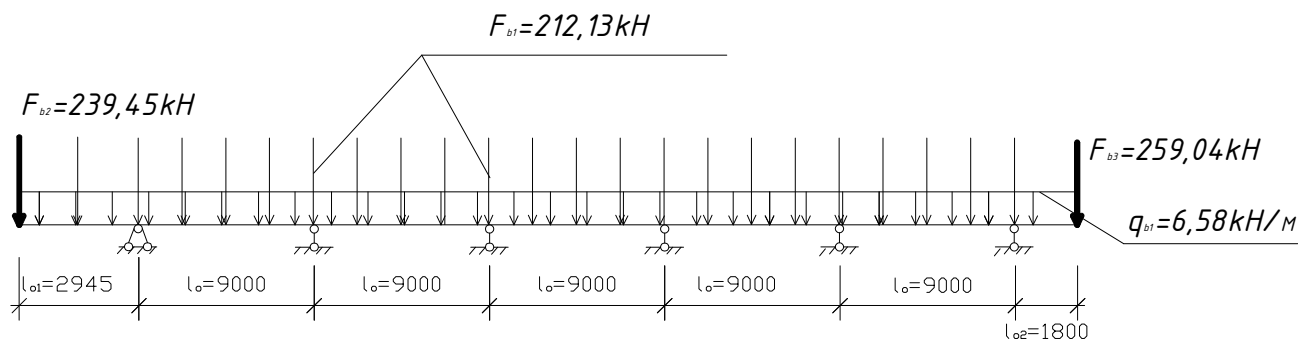
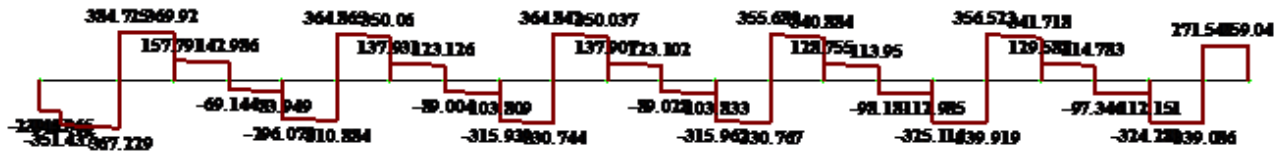


Рисунок 2.13 – Розрахункова схема головної балки

а)



б)

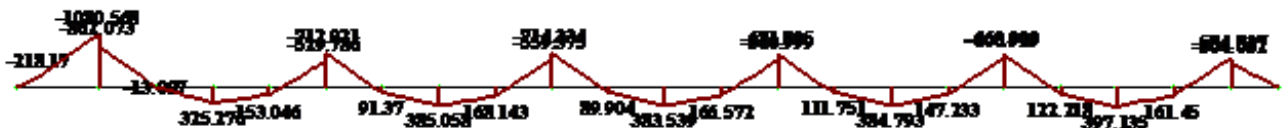


Рисунок 2.14 – Епюри: а)поперечних сил, б) згинальних моментів

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:

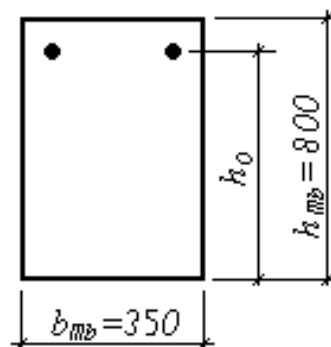


Рисунок 2.15 – Розрахунковий переріз головної балки на опорах

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

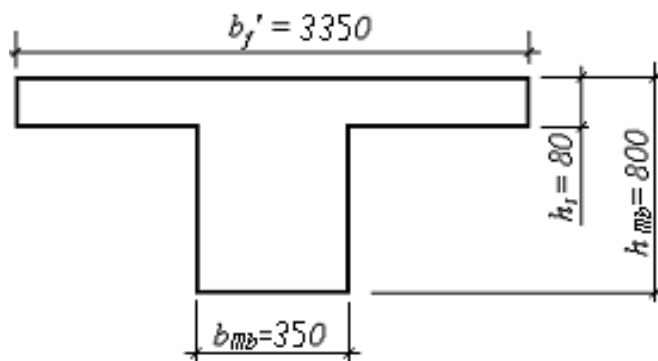


Рисунок 2.16 – Розрахунковий переріз головної балки в прольотах

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

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 (см^2)
Перша проміжна опора	Розт. 57,4	6Ø36 А 400С	61,08
	Стис. 14,89	4Ø22 А 400С	15,2
Середні опори	41,29	6Ø32 А 400С	48,26
Перший проліт	12,11	3Ø25 А 400С	24,63
Консолі	-	2Ø22 А 400С	7,6
Середні прольоти	14,82	4Ø28 А 400С	24,63

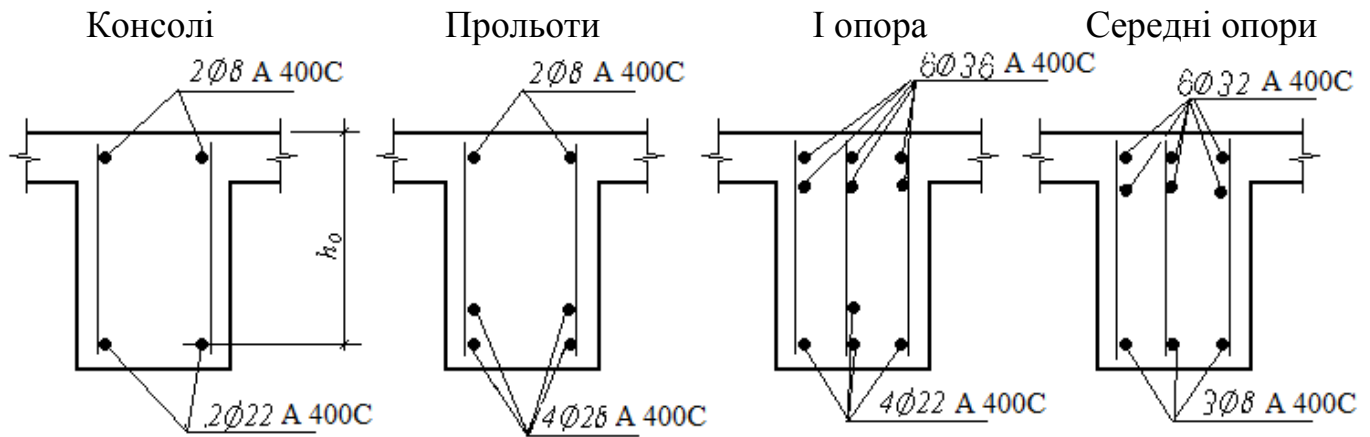


Рисунок 2.17 – Армування головної балки зварними каркасами

2.1.4.3 Розрахунок міцності похилих перерізів головної балки

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

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

$$\text{де } q_1 = q_b = 0,406 \text{ кН/см},$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

Розрахунок за деформаціями

Визначаємо геометричні характеристики перерізу:

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

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

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

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

Обчислюємо:

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

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 за новими нормами проектування

2.2.1 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. 2.18.

Розглянемо колону першого поверху, як найбільш завантажену:

2.2.2 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 :

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

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

прогин елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

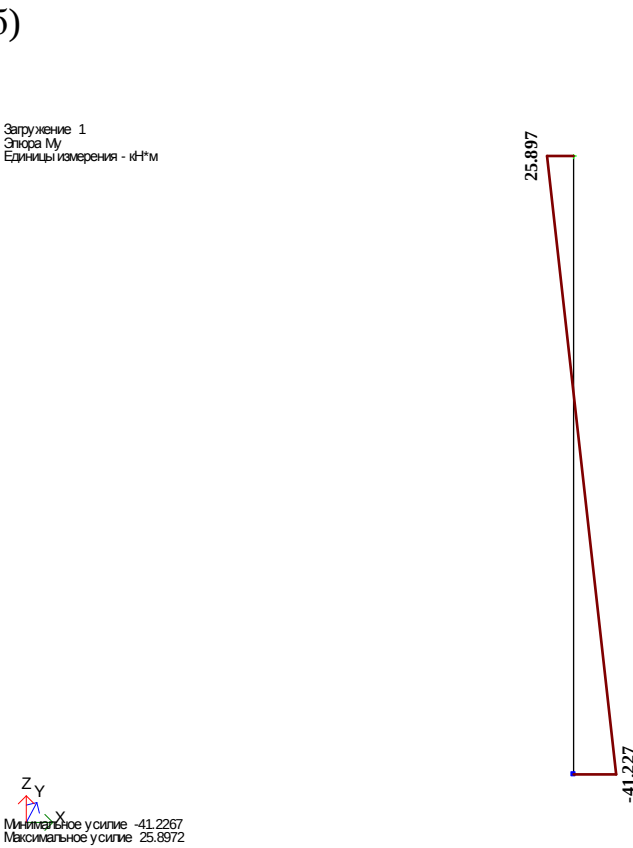
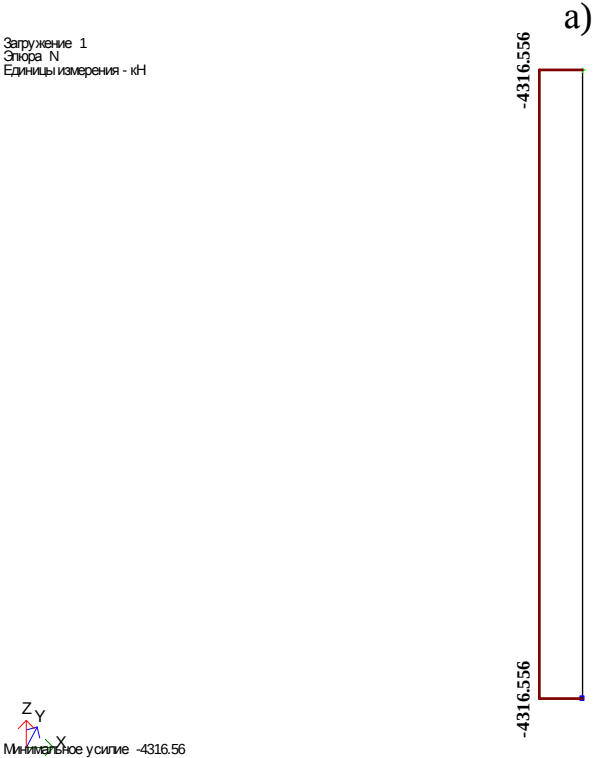


Рисунок 2.18 – Епюри: а) повздовжніх сил, б) згинальних моментів
Значення початкових ексцентриситетів:

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

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

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

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

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

Відношення: $\frac{l_0}{r} = \frac{380}{17,34} = 21,9 > 14$, 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 $\delta_e = 0,333$.

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

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

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

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

Обчислюємо коефіцієнт η як:

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

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

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:

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

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

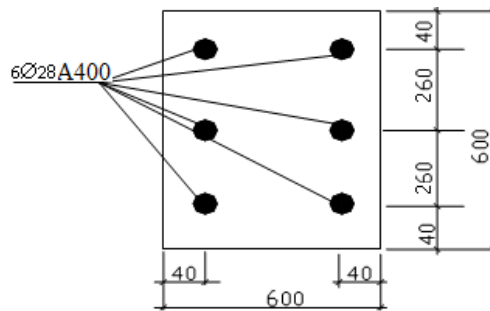


Рисунок 2.19 – Розміщення робочої арматури в перерізі колони

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 Тернопіль, неподалік промислової зони, на правому березі Тернопільського озера, за 300м від залізниці. Інженерно-геологічний розріз та план будівельного майданчика дивись лист 5.

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 0,4м.

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.

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

Остаточну назву ґрунтів і визначення їх похідних характеристик ґрунтів визначаємо з проведенням додаткових розрахунків.

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

ІГЕ - 2 - зв'язний ґрунт, товщиною 5,2 – 5,8м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 2.5.

Таблиця 2.5 – Фізико-механічні характеристики ґрунту ІГЕ - 2

№ грун- ту	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	ρ_s , <i>г/см³</i>	ρ , <i>г/см³</i>	W , %	W_L , %	W_P , %	E , <i>мПа</i>	φ , <i>град.</i>	c , <i>кПа</i>	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p , <i>кПа</i>		
									100	200	300
ІГЕ- 2	2,74	1,79	17,0	34,0	18,0	---	22	16	0,005	0,006	0,011

Вираховуємо *число пластичності*: $I_p = W_L - W_P = 34 - 18 = 16\%$. Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт - **суглинок** ($7 < I_p = 16 \leq 17$).

Вираховуємо *показник текучості*: $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{17 - 18}{34 - 18} = -0,063$. Згідно з табл.

Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що суглинок називається **твердим** ($I_L = -0,063 < 0$).

Вираховуємо *коефіцієнт пористості* e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,74}{1,79} (1 + 0,17) - 1 = 0,79.$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення S_r : $S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,74 \cdot 0,17}{0,79 \cdot 1,00} = 0,58$.

Оскільки найбільше відносне просідання $\varepsilon_{sl} = 0,011 > 0,01$, то ґрунт відноситься до **просідаючих**.

Остаточна назва ґрунту: **суглинок твердий просідаючий**.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,79 \cdot 10}{1,05} = 17,05 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,79 \cdot 10}{1,0} = 17,9 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 22}{1,15} = 19,4^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 22}{1,0} = 22^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{16}{1,0} = 16 \text{ кПа}.$$

ІГЕ - 3 - зв'язний ґрунт, товщиною 4,0 – 4,1м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 2.6.

Таблиця 2.6 – Фізико-механічні характеристики ґрунту ІГЕ - 3

№ грун- ту	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	ρ_s , <i>г/см³</i>	ρ , <i>г/см³</i>	W , %	W_L , %	W_P , %	E , <i>мПа</i>	φ , <i>град.</i>	c , <i>кПа</i>	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p , <i>кПа</i>		
									100	200	300
ІГЕ - 3	2,67	1,71	22,0	29,0	18,0	8	16	15	----	----	----

Вираховуємо число пластичності: $I_p = W_L - W_P = 29 - 18 = 11\%$. Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт - **суглинок** ($7 < I_p = 11 \leq 17$).

Вираховуємо показник текучості: $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{22 - 18}{29 - 18} = 0,36$. Згідно з табл.

Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що суглинок знаходиться в **тугопластичному стані** ($I_L = 0,36$).

Вираховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,67}{1,71} (1 + 0,22) - 1 = 0,905.$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,22}{0,905 \cdot 1,00} = 0,65.$$

Остаточна назва ґрунту: **суглинок тугопластичний**.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,71 \cdot 10}{1,05} = 16,3 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,71 \cdot 10}{1,0} = 17,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 16}{1,15} = 14^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 16}{1,0} = 16^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{15}{1,5} = 10 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{15}{1,0} = 15 \text{ кПа}.$$

ІГЕ - 4 - зв'язний ґрунт, товщиною 2,0 – 2,1м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 2.7.

Таблиця 2.7 – Фізико-механічні характеристики ґрунту ІГЕ - 4

№ грун- ту	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	W_L , %	W_P , %	E , мПа	φ , град.	c , кПа	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p , кПа		
									100	200	300
ІГЕ - 4	2,7	1,78	25,0	28,5	18,5	10	14	14	-----	-----	-----

Вираховуємо число пластичності: $I_p = W_L - W_P = 28,5 - 18,5 = 10\%$. Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт - **суглинок** ($7 < I_p = 10 \leq 17$).

Вираховуємо показник текучості: $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{25 - 18,5}{28,5 - 18,5} = 0,65$. Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що суглинок знаходиться в

м'якопластичному стані ($I_L = 0,65$).

Вираховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,7}{1,78} (1 + 0,25) - 1 = 0,896.$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,7 \cdot 0,25}{0,896 \cdot 1,00} = 0,75.$$

Остаточна назва ґрунту: суглинок м'якопластичний.

Визначаємо *розрахункові характеристики* ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,78 \cdot 10}{1,05} = 16,95 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,78 \cdot 10}{1,0} = 17,8 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 14}{1,15} = 12,2^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 14}{1,0} = 14^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{14}{1,5} = 9,3 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{14}{1,0} = 14 \text{ кПа}.$$

ІГЕ - 5 – незв'язний ґрунт, товщиною 3,5 – 3,6м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 2.8

Таблиця 2.8 – Фізико-механічні характеристики ґрунту ІГЕ - 5

№ ґрун-ту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥ 10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	E, МПа	φ , град.	c, кПа
ІГЕ - 5	2,0	2,0	13,0	13,0	28,0	14,0	12,0	10,0	6,0	---	2,60	1,97	24,0	32	36	2

Це незв'язний ґрунт, в складі якого є 58% частинок крупніших 0,25мм. Згідно з табл. Б10 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт - **пісок середньої крупності**.

Вираховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{2,60}{1,97}(1 + 0,24) - 1 = 0,64. \text{ Згідно з табл. Б18 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що}$$

пісок середньої крупності буде **середньої щільності** ($0,55 \leq e = 0,64 \leq 0,70$).

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{2,6 \cdot 0,24}{0,64 \cdot 1,00} = 0,975. \text{ Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що}$$

пісок є **насиченим водою** ($0,8 < S_r = 0,975 \leq 1,0$).

Остаточна назва ґрунту: пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою.

Визначаємо *розрахункові характеристики* ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{1,97 \cdot 10}{1,05} = 18,76 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,97 \cdot 10}{1,0} = 19,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\operatorname{tg} 36}{1,1} = 33,44^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\operatorname{tg} 36}{1,0} = 36^\circ;$$

$$c_I = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{2,0}{1,0} = 2,0 \text{ кПа}.$$

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 $h_i \leq 2 \text{ м}$ (див. табл. 3.5).

2. Визначаємо вологість замоченого ґрунту w_{sat} і його питому вагу γ_{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:

$$\sigma_{zg,sat} = \sum_{i=1}^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i \quad (\text{див. табл. 3.5}).$$

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

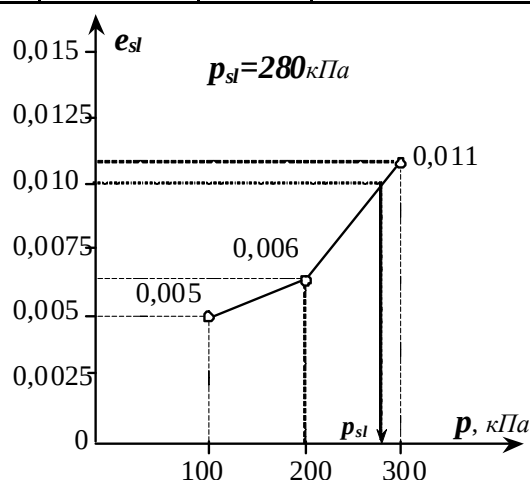
5. З графіку $\epsilon_{sl,i} = f(\sigma_{zg,sat,i})$ (рис. 2.20) визначаємо початковий тиск просідання p_{sl} відповідного ІГЕ і відносне просідання $\epsilon_{sl,i}$ для кожного розрахункового шару. Якщо $\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$ (напруження в середині розрахункового шару менше початкового тиску 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: $S_{sl,i} = \epsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}$, 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 2.9 – До визначення типу ґрунтових умов за просіданням

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина ІГЕ, м	Питома вага замоченого ґрунту γ_{sat} , кН/м ³	Товщина розрахункового шару h_i , м	$\sigma_{zg,sat}$, кПа	$\sigma_{zg,sat,i}$, кПа	$\epsilon_{sl,i}$	$S_{sl,i}$, м
ГЕ -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 **I-го** типу за просіданням.

Рисунок 2.20 – Графік залежності $\epsilon_{sl} = f(p)$ 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 пункті 2.2.4.1. Епюри зусиль та моментів, що виникають в рамі від дії навантажень наведені в розділі 2.

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, защемлення паль в ньому – жорстке.

1) Визначаємо несучу здатність палі за властивостями ґрунту.

Згідно з ДБН В.2.1-10-2009 несуча здатність забивних висячих паль визначається за формулою:

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

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

γ_{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 $H=12,93\text{м}$. Визначається з табл.1 ДБН, $R = 4234,4\text{кПа}$.

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 у табличній формі (табл. 2.10)

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

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:

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

γ_k – коефіцієнт надійності, що приймається за пунктом 3.10 ДБН В.2.1-10-2009, 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 2.10 – Розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина, м	Діаметр палі, 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	0,3	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	0,35	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	0,35	6	2,0	10,53	14,61	1	14,61
ІГЕ-5	Пісок середньої крупності, середньої щільності насичений водою	3,6	0,35	7	1,4	12,23	68,12	1	68,12

$$\Sigma = 156,13$$

2.4.2 Перевірка несучої здатності пальового 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 паль n для сприйняття навантаження N_I становить: $n = 7$ 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):

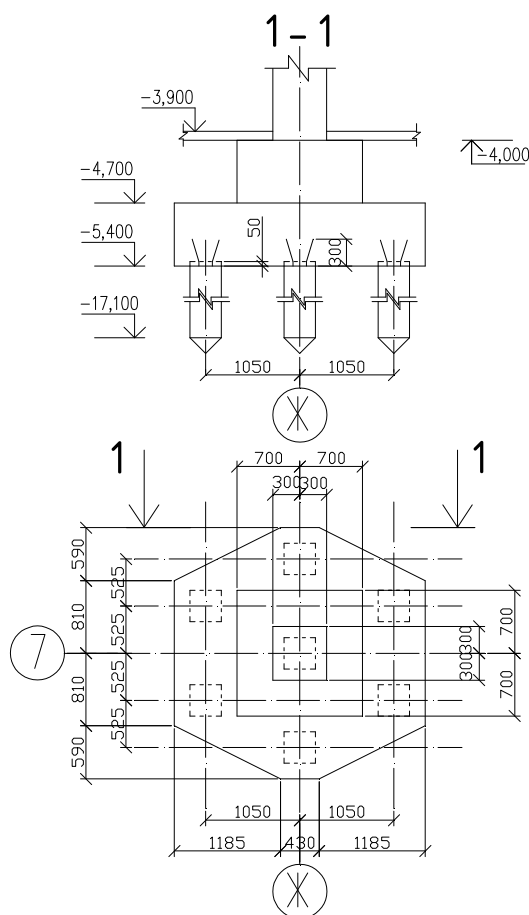


Рисунок 2.21 – Пальовий фундамент під колону крайнього ряду

- 3) Перевіримо виконання умов:

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

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

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_{PI} - вага ростверка та ґрунту на його обрізах;

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

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. 3.3).

- 3) Перевіряємо виконання умов:

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

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

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_{PI} - вага ростверка та ґрунту на його обрізах;

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

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

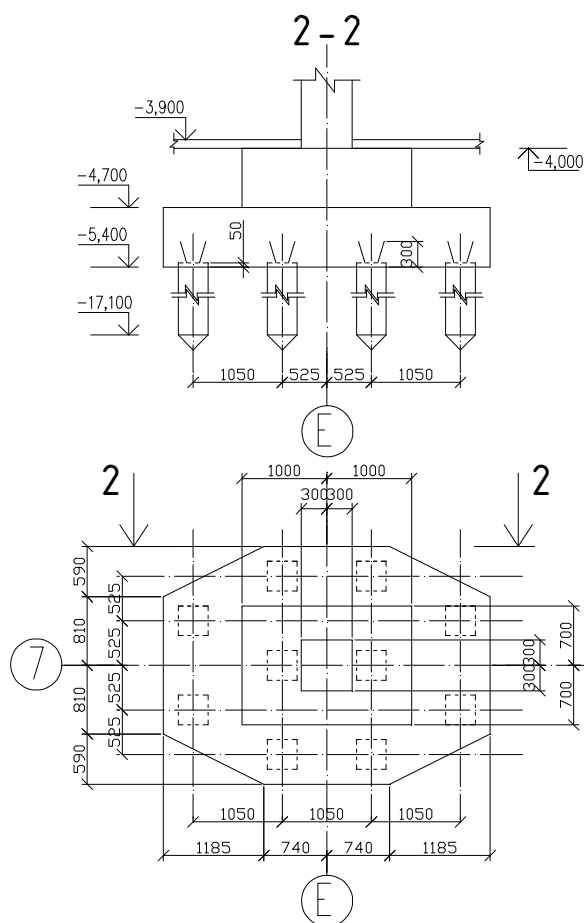


Рисунок 2.22 – Пальовий фундамент під колону середнього ряду

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

Тоді:

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

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

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

РОЗДІЛ 3. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Технологічна карта на зовнішнє опорядження з утепленням

3.1.1 Галузь застосування та технологічні вимоги

Технологічна карта розроблена на влаштування штукатурного покриття стін фасадів виконаних із керамзитобетонних блоків з утепленням, при використанні в якості утеплювача мінераловатних плит на синтетичному зв'язуючому. Дана техкарта може застосовуватись при будівництві, реконструкції та ремонті житлових, громадських та промислових будівель.

При виконанні робіт по обробці зовнішніх стін, виконаних з керамзитобетонних блоків, необхідно дотримувати вимоги норм, які є основними документами на виробництво робіт по обробці зовнішніх стенів, виконаних з керамзитобетонних блоків.

Роботи повинні проводитися тільки за наявності повного комплексу документації.

Роботи повинні здійснювати будівельні організації, працівники яких пройшли спеціальне навчання і мають право на виробництво даного виду робіт.

Роботи забороняється виконувати:

- без пристрою покрівельної огорожі і огорожі, що захищає від атмосферних опадів;
- при середньодобовій температурі нижче +5 °C і вище +27 °C;
- при прямій дії сонячних променів;
- під час дощу, безпосередньо після дощу по поверхні, що не ввібрала воду;
- при вітрі, швидкість якого перевищує 10 м/с.

Не допускається заміна матеріалів, що входять в обробну систему.

Приймання матеріалів будівельною організацією, їх зберігання на будівельному майданчику, оцінка стану поверхонь, що підлягають обробці, поетапне нанесення і пристрій обробних шарів, що входять в систему, повинні виконуватися відповідно до вимог рекомендацій.

Виконання робіт повинне супроводжуватися інженерно-технічним контролем.

При проведенні робіт по обробці зовнішніх стін, виконаних з керамзитобетонних блоків необхідно дотримувати вимоги ДБН «Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

4.1.2 Організація та технологія будівельного процесу

Обробка зовнішніх стін, з керамзитобетонних блоків виконується системою матеріалів в наступній технологічній послідовності:

- ґрунтовка зовнішніх стін з керамзитобетонних блоків ґрунтовкою (просоченням);
- влаштування пароізоляції із одного шару руберойду на дюбелях;
- влаштування утеплювача із мінераловатних плит на синтетичному зв'язуючому за допомогою дюбелів;
- нанесення на поверхню утеплювача штукатурно-клеєвого розчину на основі шпаклювально-клеєвої суміші «Церезіт»;
- армування штукатурки посиленою стеклотканевою сіткою ССК 5×5;
- після повного висихання штукатурного покриття вирівнювання поверхні розчином шпаклювально-клеєвої суміші «Церезіт»;
- ґрунтовка поверхні ґрунтовкою;
- нанесення фактурного декоративного складу фарби.

Обробка зовнішніх стін повинна проводитися після виконання штукатурних робіт усередині приміщення складними цементно-вапняними розчинами М 75 - 100 для уникнення випадання конденсату в конструкції стіни.

При обробці зовнішніх стін, з керамзитобетонних блоків повинні бути строго дотримані наступні технологічні інтервали:

- штукатурка зовнішніх стін повинна виконуватися після проведення штукатурних робіт усередині приміщення;
- після ґрунтовки поверхонь до початку виконання штукатурних зовнішніх

робіт інтервал повинен складати не менше 0,5 год;

- після влаштування армуючого шару інтервал до нанесення вирівнюючого шару повинен складати не менше 24 год;

- після влаштування вирівнюючого шару до нанесення ґрунтовочного і фарбувального покриття, інтервал повинен складати не менше 48 год.

Технологічна послідовність операцій, матеріали, технологія виконання робіт, методи контролю виконання робіт і контрольовані параметри приведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Технологічна послідовність операцій, матеріали, технологія виконання робіт, методи контролю і контрольовані параметри

№ з/п	Найменування операції	Опис операції	Використовувані матеріали	Витрата матеріалів	Інструменти, пристосування, засоби	Методи контролю	Контрольовані параметри
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Підготовка поверхні	1.Механічне очищення поверхні стін металевими щітками від пилу і грязі 2.Ґрунтовка поверхні складом ґрунтовки	Ґрунтовка	0,1 - 0,15 кг/м ²	Шкрябки, щітки металеві, пиłosоси, агрегат високого тиску з підігрівом води «Керхер», кельми, терки, напівтерки, гладилки, валики, рейки, правила, отвеси	Візуальний вимірник (рейкою, отвесом, рівнем)	Рівність поверхні
2	Влаштування пароізоляції	1.Розгорнути рулон руберойду. 2.Розпрямити і приложити до стіни. 3.Закріпити за допомогою дюбелів.	Руберойд, дюбеля	1м ² /м ² 5шт/ м ²	Ножі, електрична дрель, сверла	Візуальний	Рівність поверхні, щільність прилягання і стиковки рулонів.

Продовження таблиці 3.1

3	Влаштування утеплювача	1.Прилаштувати плиту. 2.При необхідності обрізати. 3.Закріпити за допомогою дюбелів.	Мінераловатні плити, дюбеля	1м ² /м ² 5шт/ м ²	Ножі, електрична дрель, сверла	Візуальний	Рівність поверхні, щільність прилягання і стиковки рулонів.
4	Приготування розчину	1.Розкрити стандартний 25 кг мішок сухої суміші. 2. У чисту ємність об'ємом не менше 10 л налити 3 - 4 л води і, додаючи у воду суху суміш невеликими порціями, перемішувати її нізкооборотной дрилем із спеціальною насадкою до отримання однорідної сметаноподібної маси. 3.Після перерви протягом 5 хв ще раз перемішати готову клейову масу. 4.Приготування клейової маси проводиться на повітрі при температурі +5 °С і вище.	Суха суміш «Церезіт»		Ємність, об'ємом не менше 10 літрів, міксер (дріль і спеціальні насадки), відра	Візуальний, лабораторний	Дозування компонентів, відповідність клейових мас (однорідність, рухливість, адгезійна міцність) вимогам ТУ.

Продовження таблиці 3.1

5	Нанесення армуючого шару на стіни	1. Рівномірно нанести шпаклювальнo-клейовий розчин на площину стіни. 2. Втиснути в свіжо укладену клейову масу посилену армуючу сітку без пропусків, з накладанням полотен 100 мм на вертикальних і горизонтальних стиках.	Клейова маса, армуюча сітка ССКО	10 - 12 кг/м ² коефіцієнт витрати 1,15	Зубчаті і гладкі терки, напівтерки, терки, кельми, рейки, правила	Візуальний, циркулем, рулеткою	Дозування компонентів, відповідність клейових мас (однорідність, рухливість, адгезійна міцність) вимогам ТУ.
5.1	Монтаж кутових елементів	1. Нарізувати кутову армуючу сітку смугами шириною 500 мм. 2. Нанести клейову масу на стіну по периметру отвору суцільною смугою шириною 150 мм. 3. Втиснути в клейову масу армуючу кутову сітку з накладанням смуг 100 мм. 4. Після висихання першого шару приклеїти додаткові смуги діагональною армуючою сіткою (косинки) на кутах віконних, дверних і інших отворів.	Кутова армуюча сітка ССК Клейова маса	коефіцієнт витрати 1,15 2,5 кг/м ²	Зубчаті і гладкі терки, напівтерки, терки, кельми, рейки, правила	Візуальний	Наявність порожнин, якість прикріплення накладок.

Продовження таблиці 3.1

6	Нанесення базового армуючого шару	1.Нанести клейову масу для вирівнювання на висохлу поверхню армуючого шару, повністю вкриваючи армуючу сітку і створюючи гладку поверхню. 2.Після висихання вирівнюючого шару зачистити нерівності наждачним папером.	Суша суміш «Цирезіт»		Шпателі, щітки, напівтерки, гладилки, брусок шліфувальний з нажимним пристосуванням, рейки, правила	Візуальний вимірний	Товщина склеювальної маси для вирівнювання відповідно до Технічного Свідоцтва, рівність поверхні
7	Нанесення складу ґрунтовки	1. Приготувати склад ґрунтовки до роботи. 2.Знепилити обштукатурену поверхню. 3.Нанести склад ґрунтовки вручну валиком або механічним способом на всю поверхню без пропусків в один шар.	Ґрунтовка	0,1 - 0,15 кг/м ²	Валики, краскопульти, компресор, пістолет фарбувальний	Візуальний	Рівномірність ґрунтування, відповідність ґрунтовки
8	Нанесення фарбувального покриття	1. Приготувати склад фарби до роботи. 2.Нанести склад фарби вручну валиком або механічним способом за два рази з укріпленням всієї заґрунтованої поверхні.	Фарба	0,7 кг/м ²	Валики, структурні валики, малярні установки	Візуальний	Рівномірність забарвлення, однорідність, відсутність потьоків, зморшок, стиків ділянок

3.1.3 Техніко-економічні показники

1. Термін виконання робіт: 86 днів.
2. Витрати праці на виконання робіт: 1940,37 людино-дні.
3. Витрати часу роботи машин: 155,72 машино-зміни.
4. Сума заробітної плати: 212288,5 грн. коп.

РОЗДІЛ 4. БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Загальна структура управління охороною праці

Управління охороною праці в країні поділяється на рівні:

- загальнодержавний;
- регіональний (обласний, районний, міський, районний у місті, селі);
- галузевий;
- виробничий (рівень підприємств).

Державне управління охороною праці здійснюють:

- Кабінет Міністрів України;
- Державний комітет з нагляду за охороною праці;
- міністерства та інші центральні органи державної виконавчої влади;
- місцева державна адміністрація, органи місцевого самоврядування.

Кабінет Міністрів України:

- забезпечує реалізацію державної політики в галузі охорони праці;
- подає на затвердження Верховною Радою України загальнодержавну програму покращення стану безпеки, гігієни праці та виробничого середовища;
- спрямовує і координує діяльність міністерств, інших центральних органів виконавчої влади щодо створення безпечних і здорових умов праці та нагляду за охороною праці;
- встановлює єдину державну статистичну звітність з питань охорони праці.

З метою координації діяльності органів державного управління охороною праці створюється Національна рада з питань безпечної життєдіяльності населення, яку очолює віце-прем'єр-міністр України.

Державний нагляд за дотриманням законів та інших нормативно-правових актів про охорону праці здійснюють спеціально уповноважені:

- центральний орган виконавчої влади з нагляду за охороною праці (Держнаглядохоронпраці);
- державний орган з питань радіаційної безпеки;

- державний орган з питань пожежної безпеки;
- державний орган з питань гігієни праці.

Органи державного нагляду за охороною праці не залежать від жодних господарських органів, суб'єктів підприємництва, об'єднань громадян, політичних формувань, місцевих державних адміністрацій і органів місцевого самоврядування, їм не підзвітні і не підконтрольні.

Державний нагляд за станом охорони праці:

- здійснює комплексне управління охороною праці на державному рівні, реалізує державну політику в цій галузі та здійснює контроль за виконанням функцій державного управління охороною праці міністерствами, іншими центральними органами виконавчої влади. Радою міністрів Автономної Республіки Крим, місцевими державними адміністраціями та органами місцевого самоврядування;

- за участю міністерств, інших центральних органів виконавчої влади, Фонду соціального страхування від нещасних випадків, всеукраїнських об'єднань роботодавців та профспілок розробляє загальнодержавну програму покращення стану безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і контролює її виконання;

- здійснює нормотворчу діяльність, розробляє і затверджує правила, норми, положення, інструкції та інші нормативно-правові акти з охорони праці або зміни до них;

- координує роботу міністерств, інших центральних органів виконавчої влади. Ради міністрів Автономної Республіки Крим, місцевих державних адміністрацій, органів місцевого самоврядування, підприємств, інших суб'єктів підприємницької діяльності в галузі безпеки, гігієни праці та виробничого середовища;

- отримує безкоштовно від міністерств, інших центральних органів виконавчої влади. Ради міністрів Автономної Республіки Крим, місцевих державних адміністрацій, органів статистики, підприємств, інших суб'єктів підприємницької діяльності відомості та інформацію, необхідні для виконання покладених на нього завдань;

— бере участь у міжнародному співробітництві та в організації виконання міжнародних договорів, згода на обов'язковість яких надана Верховною Радою України, з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища, вивчає, узагальнює і поширює світовий досвід з цих питань, опрацьовує та подає у встановленому порядку пропозиції щодо вдосконалення і поступового наближення чинного законодавства про охорону праці до відповідних міжнародних та європейських норм.

4.2 Техніка безпеки при виконанні покрівельних робіт

Оскільки метою моєї магістерської роботи реконструкція Супермаркету будівельних матеріалів, то основні роботи ведуться на покрівлі і тому я розглядаю техніку безпеки лише при покрівельних роботах.

Допуск робочих до виконання покрівельних робіт вирішується після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром справності несучих конструкцій даху і огорож. При виконанні покрівельних робіт необхідно виконувати вимоги норм.

Для проходу робочих, що виконують роботи на даху з ухилом більш 20°, а також на даху з покриттям, не розрахованим на навантаження від ваги робітників, влаштовують трапи шириною не менше 0,3 м з поперечними планками для упору ніг. Трапи на час роботи закріплені. Для запобігання падіння з висоти робочі місця огорожують інвентарними пристроями і підмостями.

Перед нанесенням гідроізоляційних матеріалів конструкції треба відповідно підготувати, очистити від пилу і бруду, просушити і обґрунтувати. Підготовку поверхонь для ізоляції виконують за допомогою пневматичних і електроударних інструментів, піскоструйними апаратами і механічними дротяними щітками. Після висихання ґрунтуючого шару наносять постійний ізоляційний шар.

Матеріали розміщувати на даху тільки в місцях, передбачених проектом виконання робіт, з вживанням заходів проти їх падіння, зокрема від дії вітру. Під

час перерв в роботі технологічні пристосування, інструмент і матеріали закріплюють або прибирають з даху.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози і вітру швидкістю 15 м/с і більше.

Елементи і деталі покрівель, зокрема компенсатори в швах, захисні фартухи, ланки водостічних труб, зливи, відвіси і тому подібне подають на робочі місця в заготовленому вигляді. Заготівка вказаних елементів і деталей безпосередньо на даху не допускається.

При виконанні робіт по влаштуванню покрівлі із застосуванням бітумних мастик дотримуються наступні вимоги:

- при виконанні ізоляційних робіт (гідроізоляційних, теплоізоляційних, антикорозійних) із застосуванням вогнебезпечних матеріалів слід забезпечити захист працівників від термічних і хімічних опіків, а також від дії шкідливих речовин;

- бітумну мастику слід доставляти до робочих місць, як правило, по бітумопроводу або за допомогою вантажопідйомних машин. При необхідності переміщення гарячого бітуму на робочих місцях вручну слід застосовувати металеві бачки, що мають форму усіченого конуса, оберненого широкою частиною вниз, з кришками, що щільно закриваються, і замковими пристроями;

- в роботі не використовуються бітумні мастики температурою вище 180 °С;

- казани для варки і розігрівання бітумних мастик повинні бути обладнані приладами для виміру температури мастики і кришками, що щільно закриваються. Завантажуваний в казан наповнювач повинен бути сухим. Не допускається попадання в казан льоду і снігу. Біля варильного казана повинні бути засоби пожежогасіння;

- для підігріву бітумних складів усередині приміщень не допускається застосування пристрою з відкритим вогнем;

- перед початком ізоляційних робіт в апаратах і інших закритих ємкостях всі електродвигуни слід відключити, а на підвідних технологічних трубопроводах

поставити заглушки і у відповідних місцях вивісити плакати (написи), що попереджають про проведення робіт усередині апаратів;

- при виконанні робіт із застосуванням гарячого бітуму декількома робочими ланками, відстань між ними повинна бути не менше 10 м;

- скловату і шлаковату слід подавати до місця роботи в контейнерах або пакетах, дотримуючи умови, що виключають розпилювання;

- на поверхнях конструкцій або устаткування після покриття їх теплоізоляційними матеріалами, закріпленими в'язальним дротом з метою підготовки під обмазувальну ізоляцію, не повинно бути виступаючих кінців дроту;

- теплоізоляційні роботи на технологічному устаткуванні і трубопроводах повинні виконуватися згідно норм і, як правило, до їх установки або після постійного закріплення відповідно до проекту;

- при приготуванні ґрунтовки, що складається з розчинника і бітуму, слід розплавлений бітум вливати в розчинник;

- не допускається вливати розчинник в розплавлений бітум.

Оскільки на будівельному майданчику виконують покрівельні роботи із застосуванням бітумних мастик, приміщення для відпочинку, обігріву людей, зберігання і прийому їжі розміщені на відстані перевищуючій 10 м від робочих місць.

Працівники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту, спецодягом і спецвзуттям, що передбачений типовими галузевими нормами (костюми, черевики, рукавиці, при наклеїці рулонних матеріалів, крім цього, брезентові наколінники). Одяг повинен бути щільно застебнутий навколо шиї, рук і ніг. При роботі з матеріалами із мінеральної вати чи повсті робітнику повинен видаватися комбінезон з щільної тканини з зав'язками на рукавах, кінцях штанів, біля коміра, гумові рукавиці, окуляри і респіратори.

Всі особи, що знаходяться на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски: каска повинна складатись із корпусу, внутрішньої оснастки і підборідочного ремінця, корпуси касок повинні бути чотирьох кольорів:білого –

для керівного складу організацій, начальників ділень, інспекторів по охороні праці, робітників служби техніки безпеки; червоного – для майстрів, прорабів, інженерно-технічних працівників, головних механіків і енергетиків; жовтого і оранжевого – для робочих та молодшого обслуговуючого персоналу. Робочі і інженерно-технічні працівники без захисних касок і інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються.

При виконанні покрівельних робіт широко використовуються електроприлади (підйомники, люльки, піскоструйні апарати, механічні щітки та інше), а тому необхідно забезпечити профілактику електротравм.

На майданчику виконують технічні заходи, що забезпечують електробезпеку. До них відносяться: відключення напруги, вивішування попереджувальних плакатів, огороження місця роботи, перевірка відсутності напруги, накладання тимчасових заземлень.

При роботі на лінії на рубильниках вивішуються плакати типу: “невключати працюють люди”, на місці виконання робіт встановлюють плакати типу: “Стій висока напруга”. Ізоляційні засоби перевіряють зовнішнім оглядом перед кожним вживленням і періодично випробують через 6...12 місяців. Правилами техніки безпеки встановлені вимоги до персоналу, що обслуговує електроустановки. До роботи на електроустановках допускаються робітники, не молодші 18 років, які пройшли медичний огляд. Крім того робітники проходять навчання по правилам техніки безпеки і надання долікарняної медичної допомоги.

4.3 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;

$P_{\text{л}} = 500 \text{ Вт}$ - 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

$$I_{\text{max}} = 50000 \text{ кД}.$$

Мінімальна висота встановлення прожекторів:

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

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

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

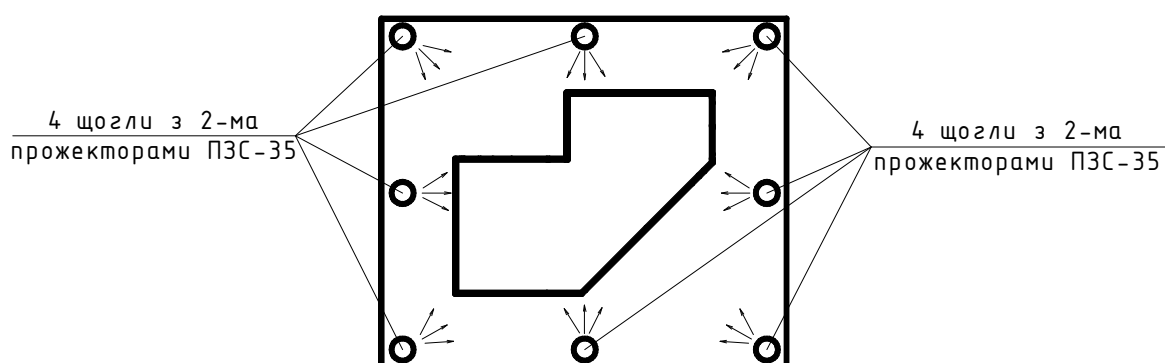


Рисунок 4.1 – Схема прожекторного освітлення майданчика

4.4 Забезпечення стійкості магазину будівельних матеріалів до пожеж

Закон України про пожежну безпеку визначає загальні правові, економічні та соціальні основи забезпечення пожежної безпеки на території України, регулює відносини державних органів, юридичних і фізичних осіб у цій галузі незалежно від виду їх діяльності та форм власності.

Забезпечення пожежної безпеки при проектуванні та забудові населених пунктів, будівництві, розширенні, реконструкції та технічному переоснащенні підприємств, будівель і споруд покладається на органи архітектури, замовників, забудовників, проектні та будівельні організації.

Обов'язки підприємств, установ та організацій щодо забезпечення пожежної безпеки регламентовані статтею 5 Закону України “Про пожежну безпеку”. Власники підприємств, установ та організацій або уповноважені ними органи, а також орендарі зобов'язані: забезпечувати дотримання протипожежних вимог стандартів, норм, правил, виконувати вимоги приписів і постанов органів державного пожежного нагляду.

Усі працівники під час прийняття на роботу і щорічно за місцем роботи проходять інструктажі з питань пожежної безпеки відповідно до чинних нормативів. Допуск до роботи осіб, які не пройшли навчання, інструктаж і перевірку знань з питань пожежної безпеки, забороняється.

Дотримання вимог пожежної безпеки при проектуванні, будівництві та реконструкції об'єктів виробничого та іншого призначення регулюються статтею 10 Закону.

Забороняється будівництво, реконструкція, технічне переоснащення об'єктів виробничого та іншого призначення, впровадження нових технологій, випуск пожежонебезпечної продукції без попередньої експертизи (перевірки) та іншої документації на відповідність нормативним актам з пожежної безпеки. Фінансування цих робіт може проводитися лише після одержання позитивних результатів експертизи.

Проектні організації зобов'язані здійснювати авторський нагляд за дотриманням проектних рішень з пожежної безпеки при будівництві, реконструкції, технічному переоснащенні та експлуатації запроектованих ними об'єктів.

Розвиток пожеж значною мірою залежить від ступеня вогнестійкості будинків і споруд та пожежонебезпеки технологічних процесів.

Будинки і споруди по вогнестійкості поділяються на п'ять ступенів:

I – основні елементи виконані з матеріалів, що не горять, несучі конструкції мають підвищену опірність до впливу вогню;

II – основні елементи виконані з матеріалів, що не горять;

III – стіни кам'яні (цегляні), перегородки і перекриття дерев'яні оштукатурені;

IV – дерев'яні оштукатурені будинки;

V – дерев'яні неоштукатурені будівлі.

Найбільш небезпечними є будинки і споруди, виконані з матеріалів, що згорають, – III, IV і V ступенів вогнестійкості. Орієнтовний час розвитку пожежі до повного охоплення вогнем: для будинків і споруд I і II ступенів – не менше 2 год., III ступеня – не менше 1,5 год., IV та V ступенів – не менше 1 год.

Поширення пожеж і перетворення їх у суцільні істотно залежить від густоти забудови території об'єкта. Вогонь швидко поширюється на ділянках, на яких переважно розташовані будинки I та II ступенів вогнестійкості з густотою забудови 30%, або будинки III ступеня вогнестійкості з густотою 20%, або будинки IV і V ступенів вогнестійкості при густоті забудови 10%.

При збільшенні густоти забудови будинками III, IV і V ступенів ще на 10% створюються сприятливі умови для виникнення вогняного шторму.

В умовах пожежі за незначний час різко підвищується температура, виникають динамічні навантаження від падаючих уламків елементів будівель та пролітої для гасіння пожежі води, можливі різкі коливання температур й тиску, які можуть призвести до руйнування окремих конструкцій і будівлі в цілому. Зрозуміло, що стійкість до впливу факторів пожежі визначається, перш за все, матеріалами, з яких виконано будівельні конструкції.

Залізобетонні конструкції досить стійкі в умовах пожежі через негорючість і невелику теплопровідність. Вони виконують свої функції в умовах пожежі до 1 год., іноді менше. Дія води при їх гасінні може спричинити вибух бетону й швидке руйнування конструкції, тому для підвищення їх вогнестійкості необхідно:

– збільшити товщину конструкції;

- вибирати бетон з меншим коефіцієнтом теплопровідності;
- знизити статичні і динамічні навантаження;
- добирати в'язучі матеріали і відповідні наповнювачі;
- збільшити товщину захисного шару бетону;
- зменшити теплопровідність шляхом нанесення штукатурок чи облицювання;
- добирати арматуру з більш високою критичною температурою.

Під час реконструкції старих та будівництві нових об'єктів необхідно передбачати протипожежні розриви, які б забезпечували умови для маневру пожежних сил і засобів у період гасіння чи локалізації пожеж, зведення спеціальних протипожежних резервуарів з водою та штучних водойм.

Для запобігання розповсюдженню пожежі та продуктів горіння з приміщень або пожежного відсіку з осередком пожежі в інші приміщення, влаштовують протипожежні перешкоди. До них належать: протипожежні стіни, перегородки, перекриття, тамбури-шлюзи, двері, вікна, люки, клапани, гребні, тощо. За допомогою перешкод, які обмежують розповсюдження пожежі та продуктів горіння, можуть бути створені безпечні зони або приміщення для тривалого чи короткочасного перебування людей, що сприяє успішному проведенню операцій по їх рятуванню в разі пожежі.

Отже, можна зробити висновок, що протипожежні заходи щодо захисту об'єктів від впливу надзвичайних ситуацій повинні бути спрямовані на створення умов, які забезпечують мінімальний ризик виникнення пожеж, що виникають унаслідок прямої дії світлового випромінювання, загорянь, які можуть бути викликані дією ударної хвилі, а також на обмеження розповсюдження вогню і на створення необхідних умов для ліквідації пожеж.

Для попередження пожеж у будівлях і спорудах повинні застосовуватися вогнестійкі конструкції, вогнезахисна обробка горючих елементів, спеціальні протипожежні перешкоди (великі будівлі розділяють на секції вогнетривкими стінами-брандмауерами).

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Запроектовано нові об'ємно-планувальні рішення при реконструкції (завершені будівництва) магазину будівельних матеріалів в місті Тернопіль з урахуванням сучасних вимог норм проектування.
2. Проведено перевірочні розрахунки монолітного залізобетонного ребристого перекриття та покриття й встановлено можливість їх подальшої надійної та безпечної експлуатації без необхідності підсилення.
3. Розроблено технологічну каруту влаштування фасаду з утепленням.
4. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці при реконструкції будівлі та розглянуто заходи по забезпеченню стійкості магазину будівельних матеріалів до пожеж.

БІБЛІОГРАФІЯ:

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
2. Закон України «Про охорону праці» від 01.01.2004 № 229-IV.
3. Закон України «Про пожежну безпеку» від 17.12.1993 № 3745-XII.
4. Закон України «Про правові засади цивільного захисту» від 24.06.2004 № 1859-IV.
5. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. – К.: 2009. – 115ст.
6. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
7. Методичні вказівки до написання розділу з Охорони праці в будівництві для спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / Каспрук В.Б. - Тернопіль: ТНТУ, 2024 – 15 с.
8. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання «Безпека в надзвичайних ситуаціях» / В.С.Стручок – Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., –156 с.
9. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель. Київ: Мінбуд України, 2021. – 71 с.
10. ДБН В.2.5-28:2018. Інженерне обладнання будинків і споруд. Природне і штучне освітлення. Київ: Мінбуд України, 2018. – 65 с.
11. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проектів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.
12. ДБН В.1.1-7:2016 "Пожежна безпека об'єктів будівництва". Київ: Держбуд України, 2016. – 33 с.
13. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві
14. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О.

Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.

15. Методичні вказівки до практичних занять «Статичний аналіз напружено-деформованого консольного сталевго стержня» з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Укладачі: Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 26 с.

16. Методичні вказівки до практичних занять «Моделювання згинальної залізобетонної балки методом скінченних елементів» з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Укладачі: Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 48 с.

17. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання «Безпека в надзвичайних ситуаціях» / В.С.Стручок – Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., –156 с.

18. Конспект лекцій з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 133 с.

19. Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 22 с.

20. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.

21. Конончук О.П. Дослідження товщини захисного шару та діаметру арматури магнітним методом // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: зб. наук. пр. – Луцьк: Луцький НТУ, 2016. – Вип. 5. – С. 240 – 247.

22. Ясній П.В. Дослідження міцності бетону неруйнівними методами контролю / П.В. Ясній, О.П. Конончук, О.М. Якубишин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 296 – 303.

23. Kononchuk, O., Iasnii, V., Lutsyk, N., 2022. Prediction of reinforced concrete structures behavior using finite element method. 1st Virtual International Conference «In service Damage of Materials: Diagnostics and Prediction». Procedia Structural Integrity 36, 177 – 181.