

Міністерство освіти і науки України

Луцький національний технічний університет
(повне найменування закладу вищої освіти)

Факультет архітектури, будівництва та дизайну
(повне найменування факультету)

Кафедра будівництва та цивільної інженерії
(повне найменування кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
ЗА СТУПЕНЕМ ВИЩОЇ ОСВІТИ «МАГІСТР»

**ГУРТОЖИТОК СІМЕЙНОГО ТИПУ В
М. РІВНЕ**

спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»
(назва освітньої програми)

Виконав: здобувач вищої освіти
групи БЦІм-21
**ТЕРЛЕЦЬКИЙ Олександр
Ярославович**

(підпис)

Керівник:
к.т.н., доцент
ПАСІЧНИК Руслан Володимирович

(підпис)

Кваліфікаційну роботу
допущено до захисту
«__» _____ 2025 р.

к.т.н., доцент

Гарант освітньої програми:
КИСЛЮК Дмитро Ярославович

(підпис)

Луцьк – 2025 року

ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет архітектури, будівництва та дизайну

Кафедра будівництва та цивільної інженерії

Ступінь вищої освіти: магістр

Галузь знань: 19 Архітектура та будівництво

Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма: «Будівництво та цивільна інженерія»

Індивідуальна освітня траєкторія здобувача: «Промислове та цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

_____ О. УЖЕГОВА

" 23 " жовтня 2025 року

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ ЗДОБУВАЧУ ВИЩОЇ ОСВІТИ

Терлецькому Олександрю Ярославичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема кваліфікаційної роботи **Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне**

Керівник роботи **Руслан Пасічник, кандидат технічних наук, доцент**

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

затверджені наказом закладу вищої освіти від " 05 " лютого 2025 року №68/01-02

та змінами до цього наказу №439/01-02 від 23 жовтня 2025 року.

2. Строк подання здобувачем вищої освіти кваліфікаційної роботи 01 грудня 2025 р.

3. Вихідні дані до роботи район будівництва, ситуаційна схема ділянки, інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, схеми планів, фасадів та розрізів будівлі

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)

об'ємно-планувальне рішення; архітектурно-конструктивне рішення; інженерне обладнання

(принципове вирішення водопостачання і водовідведення, теплозапостачання); будівельна

фізика (теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни, покриття або розрахунок освітлення);

техніко-економічні показники проєкту. Обґрунтування вибору конструкцій. Проєктування

таких несучих конструкцій будівлі: **Фундаменти, колона, ригель**

Визначення номенклатури та об'ємів робіт; вибір методів виконання робіт; вибір кранів;

складання календарного плану або сіткового графіка будівництва; проєктування бюджету

об'єкта, **розробка технологічної карти на влаштування покрівлі**

Складання локального кошторису на загальнобудівельні роботи. Заходи з охорони праці.

Наукова частина.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень): архітектурно-будівельна частина виконується на стадії робочого проєкту, включає: плани, фасади, розрізи, схеми елементів покриття, перекриття, покрівлі та фундаментів будівлі.

Розрахунково-конструктивна частина виконується на стадії робочого проєкту, викреслюють основні несучі конструкції запроєктованої будівлі, розраховані у розділі 2.

Розділ "Технологія та організація будівництва" виконується на стадії робочого проєкту, включає проєкт виконання робіт, будівельний генеральний план, календарний або сітковий графік зведення об'єкту, технологічна карта.

Наукова частина (подача графічного матеріалу необмежена)

6. Консультанти розділів кваліфікаційної роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина	САМЧУК В.П. к.т.н., доцент	05.02.2025	14.10.2025
2. Розрахунково-конструктивна частина	ПАСІЧНИК Р.В. к.т.н., доцент	05.02.2025	25.10.2025
3. Технологія та організація будівництва	ПАХОЛЮК О.А. к.т.н., доцент	05.02.2025	25.10.2025
4. Економічна частина	ПАСІЧНИК Р.В. к.т.н., доцент	05.02.2025	29.11.2025
5. Охорона праці	ПАСІЧНИК Р.В. к.т.н., доцент	05.02.2025	29.11.2025
6. Наукова частина	ПАСІЧНИК Р.В. к.т.н., доцент	05.02.2025	29.11.2025

7. Дата видачі завдання "05" лютого 2025 року

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Збір вихідних даних за темою роботи. Виконання архітектурно-будівельної частини	14.10.2025	
2	Виконання розрахунково-конструктивного розділу. Виконання розділу з технології та організації будівництва	25.10.2025	
3	Складання кошторису. Розробка розділу з охорони праці. Виконання наукової частини	29.11.2025	
4	Подання виконаної кваліфікаційної роботи на інструментальну перевірку щодо академічного плагіату	04.12.2025	
5	Подання виконаної роботи з відгуком керівника на підпис завідувачу кафедри, направлення на рецензію	12.12.2025	
6	Подання виконаної роботи на підпис декану та відповідальному секретарю екзаменаційної комісії	12.12.2025	
7	Захист кваліфікаційної роботи	18.12.2025, 20.12.2025	

Здобувач вищої освіти _____
(підпис)

Керівник кваліфікаційної роботи _____
(підпис)

Олександр Терлецький
(ім'я та прізвище)

Руслан Пасічник
(ім'я та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Студент групи БЦМ-22 Терлецький О.Я. Назва теми: «Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне». Рукопис.

Кваліфікаційна робота магістра ОП «Будівництво та цивільна інженерія» спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія. Луцький національний технічний університет. Луцьк, 2025.

Кваліфікаційна робота магістра складається з шістьох розділів, списку використаних джерел, додатків.

В Архітектурно-будівельній частині кваліфікаційної роботи розроблені архітектурні рішення проектної будівлі, зокрема плани поверхів, фасади із кольоровим рішенням, розрізи та план покрівлі.

В розрахунково-конструктивній частині наведені розрахунки залізобетонного пустотного настилу покриття, залізобетонної колони та палевих фундаментів.

В технологічній частині роботи проведено розрахунок обсягів робіт, виконано підбір монтажного крану, розраховано параметри календарного графіка та будженплану.

Розроблено локальний кошторис на загальнобудівельні роботи.

У науковій роботі виконано дослідження напружено-деформованого стану залізобетонного коробчатого настилу перекриттів.

Ключові слова: залізобетонний коробчатий настил; напружено-деформований стан; замкнений поперечний переріз; матеріалоемність.

ANNOTATION

Student of group BCI_M-22 Terletskyi O.Y. Topic: “Family-Type Dormitory in the City of Rivne”. Manuscript.

Master’s qualification thesis of the educational program “Construction and Civil Engineering”, specialty 192 Construction and Civil Engineering. Lutsk National Technical University. Lutsk, 2025.

The master’s qualification thesis consists of six chapters, a list of references, and appendices.

The architectural and construction part of the thesis presents the architectural design solutions of the proposed building, including floor plans, facades with a color scheme, sections, and a roof plan.

The structural and calculation part includes calculations of a reinforced concrete hollow-core roof slab, a reinforced concrete column, and pile foundations.

In the technological part of the thesis, the volumes of construction works are calculated, a crane for installation works is selected, and the parameters of the construction schedule and the construction site master plan are determined.

A local cost estimate for general construction works has been developed.

The scientific part of the thesis investigates the stress–strain state of a reinforced concrete box-type floor slab.

Keywords: reinforced concrete box-type slab; stress–strain state; closed cross-section; material consumption.

ЗМІСТ

Зміст	4
Вступ	5
Вихідні дані для проектування	7
Розділ 1 Архітектурно-будівельна частина	9
1.1. Об'ємно-планувальне рішення	9
1.2. Архітектурно-конструктивне рішення	11
1.3. Будівельна фізика.	13
1.4. Техніко-економічні показники	15
Розділ 2 Розрахунково-конструктивна частина	16
2.1. Обґрунтування вибору конструкцій	16
2.2 Розрахунок залізобетонного пустотного настилу покриття	17
2.3. Розрахунок рами	39
2.4. Розрахунок палевих фундаментів	51
Розділ 3 Технологія та організація будівництва	52
3.1. Визначення номенклатури та об'ємів робіт	52
3.2. Вибір методів виконання робіт	54
3.3. Підбір монтажних кранів	56
3.4. Визначення необхідності у транспортних засобах	57
3.5. Розроблення технологічної карти	57
3.6. Календарний план	59
3.7. Проектування будівельного генплану	60
Розділ 4 Економіка будівництва	66
Розділ 5 Охорона праці	66
Розділ 6 Наукова частина кваліфікаційної роботи магістра	67
Література до розділу 6	87
Література	88
Додатки	90

Вступ

У сучасних соціально-економічних умовах актуальною є проблема забезпечення житлом молодих сімей, що потребують доступного, безпечного та комфортного житлового середовища. Одним із ефективних напрямів розв'язання цього питання є проєктування гуртожитків сімейного типу, які поєднують компактні житлові осередки з необхідною інфраструктурою для проживання та відпочинку. У зв'язку з цим розроблення магістерського проєкту гуртожитку сімейного типу в місті Рівне є актуальним і соціально обґрунтованим.

Земельна ділянка, відведена під розміщення об'єкта, не має існуючої забудови, інженерних мереж та цінних зелених насаджень, що створює сприятливі умови для реалізації архітектурно-планувальних рішень. Планувальна організація території передбачає зручні пішохідні та транспортні зв'язки. Головний вхід до будівлі запроєктовано з західного боку та орієнтовано на пішохідні маршрути, під'їзд автотранспорту передбачено зі східного боку, а з північної сторони запроєктовано автостоянку. Благоустрій території вирішено з урахуванням функціонального зонування, із виділенням зон відпочинку, дитячих і спортивних майданчиків, а також із розширенням площ озеленення.

Магістерський проєкт на тему «Гуртожиток сімейного типу в місті Рівне» виконано в обсязі графічної частини на листах формату А1 та пояснювальної записки, що містить відповідні розділи згідно з вимогами до магістерських робіт. Архітектурно-конструктивний розділ представлено на графічних листах, де наведено фасади будівлі в осях, плани поверхів на основних відмітках, а також розроблено пояснювальну частину до зазначених матеріалів.

Розрахунково-конструктивний розділ включає опрацювання основних несучих елементів будівлі. Результати розрахунків підтверджують прийняті конструктивні рішення та їхню відповідність вимогам міцності, жорсткості й експлуатаційної надійності.

Окрім цього, у проєкті опрацьовано розділи з технології та організації будівництва, економічного обґрунтування, а також питання охорони праці, техніки безпеки та захисту навколишнього середовища. Архітектурно-

будівельні рішення прийнято на підставі вихідних даних із дотриманням чинних будівельних норм і правил проектування.

Вихідні дані для проєктування

Вихідні дані прийнято для проєктування гуртожитку сімейного типу в місті Рівне з урахуванням кліматичних, інженерно-геологічних та природних умов району будівництва відповідно до чинних державних будівельних норм України.

Місце будівництва

Україна, Рівненська область, місто Рівне.

Рельєф ділянки

Рельєф спокійний, з незначним ухилом у північно-південному напрямку. Перепади відміток незначні та не потребують складних заходів вертикального планування.

Снігове навантаження

Місто Рівне відноситься до II снігового району України.

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну поверхню:

$$S_0 = 1,2 \text{ кПа}$$

Значення прийнято відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 (зі змінами).

Вітрове навантаження

Район будівництва належить до I вітрового району України.

Нормативний швидкісний тиск вітру: $w_0 = 0,30 \text{ кПа}$

Прийнято згідно з ДБН В.1.2-2:2006 з урахуванням категорії місцевості.

Кліматична зона та вологість

Клімат району - помірно континентальний.

Зона вологості зовнішнього повітря - нормальна.

Середньорічна відносна вологість повітря становить близько 60 відсотків.

Прийнято відповідно до ДБН В.2.6-31:2021.

Інженерно-геологічні умови

Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика оцінюються як складні.

Геологічний розріз включає такі шари:

- насипні ґрунти;
- суглинки тугопластичні;

- піски пілуваті середньої щільності;
- глини напівтверді;
- пісковик (скельний ґрунт).

Розрахункові характеристики ґрунтів основи прийнято за результатами інженерно-геологічних вишукувань відповідно до ДБН В.2.1-10:2018.

Ґрунтові та підземні води

Рівень ґрунтових вод залягає на глибині понад 7,0 м від поверхні землі та не впливає на умови експлуатації фундаментів.

Підземні води карстового походження залягають на глибині близько 8,0 м та на значній відстані від будівельного майданчика, що виключає їхній вплив на проєктні рішення.

Глибина сезонного промерзання ґрунту

Розрахункова глибина промерзання ґрунту для м. Рівне: $h_p = 0,9$ м

Прийнято відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 та кліматичних даних регіону.

Температурні характеристики зовнішнього повітря

Розрахункові температури для району будівництва:

- абсолютна мінімальна температура: мінус 30 °С;
- середня температура найбільш холодної п'ятиденки: мінус 19 °С;
- середня температура найбільш холодної доби: мінус 23 °С;
- абсолютна максимальна температура: плюс 35 °С.

Значення прийнято згідно з кліматичними даними та ДБН В.1.2-2:2006.

Вітровий режим

Переважаючі напрямки вітру - західний та південно-західний, що враховано при орієнтації будівлі та формуванні архітектурно-планувальних рішень.

Розділ 1

Архітектурно-будівельна частина

1.1 Об'ємно-планувальні рішення

Під час проєктування гуртожитку сімейного типу архітектурно-планувальні та об'ємно-просторові рішення прийнято з урахуванням демографічних особливостей молодих сімей, а також їхніх побутових і санітарно-гігієнічних потреб. Планувальна структура будівлі спрямована на забезпечення комфортних умов проживання, раціонального використання площ та зручної організації внутрішніх зв'язків.

Запроєктована будівля гуртожитку є дев'ятиповерховою, з підвальним рівнем і технічним горищем, а також одноповерховою вхідно-вестибюльною частиною. Об'ємно-просторова композиція формується трьома житловими блоками, які об'єднані між собою двома комунікаційними вузлами. Кожен комунікаційний вузол включає сходову клітку та два пасажирські ліфти вантажопідйомністю 630 кг. Прийнята схема організації житлових поверхів - коридорного типу.

Базовою планувальною одиницею є житлова кімнатка з розмірами в осях 6,4×6,4 м. Квартири передбачені для проживання однієї сім'ї та включають житлову кімнату зі спальнею або дві окремі житлові кімнати, кухню або кухонну нішу, передпокій, суміщений санітарний вузол, балкон, а також вбудовані меблі та необхідне інженерне обладнання.

У кожному з трьох житлових блоків на типовому поверсі запроєктовано по вісім квартир. Крім житлових приміщень, на поверсі передбачено коридор, приміщення сміттєпроводу та технічне приміщення для обслуговування будівлі.

Приміщення загального користування розміщені на першому та восьмому поверхах, а також у підвальній частині будівлі. В одноповерховій вхідно-вестибюльній частині запроєктовано тамбур, вестибюль із зонами очікування, приміщення чергового персоналу, а також ігрові кімнати для короткочасного перебування дітей. До вестибюльної зони примикають зал для проведення урочистих та громадських заходів, буфет, тренажерний зал і адміністративні

приміщення. На першому поверсі також розташовані кімнати відпочинку для дітей і дорослих, оснащені відповідним обладнанням, а також медичний пункт.

У підвальній частині будівлі передбачено індивідуальні господарські комори для кожної сім'ї, приміщення пральні, ремонтні майстерні, камеру зберігання та технічні приміщення інженерного призначення.

Кімнати спільного користування облаштовані столами, стільцями та іншими елементами меблювання, що забезпечують можливість дозвілля, спілкування та виконання побутових занять. У вітальні для дітей передбачено розміщення ігрового та спортивного обладнання, зокрема гойдалок, дитячої гірки та гімнастичних елементів. У приміщеннях відпочинку для дорослих запроєктовано столи для настільних ігор, журнальні столики та зону перегляду телевізійних програм.

Буфет функціонально пов'язаний із залом урочистих подій. До складу буфету входять торговельна зала, кухня, мийне відділення, комора для зберігання продуктів, приміщення для приготування холодних страв, гардероб і санітарний вузол. Приміщення буфету оснащене торговельно-технологічним і немеханізованим обладнанням, передбачено підведення холодного та гарячого водопостачання, систем вентиляції й каналізації.

Ремонтні майстерні, зокрема сантехнічна, електромеханічна, столярна та слюсарна, обладнані необхідними стояками інженерних мереж і спеціалізованим устаткуванням для виконання ремонтних робіт. Пральня складається з приміщень для прання, сушіння та прасування білизни, оснащених побутовими пральними і сушильними машинами, а також робочими столами. У приміщеннях передбачено підведення холодної та гарячої води, системи вентиляції та водовідведення.

Експлікація приміщень

№	Назва	Площа (м ²)
1	Житлова кімната	16–18 м ²
2	Кухня	10 м ²
3	Дитяча кімната	14 м ²
4	Кімната для занять	16 м ²
5	Технічне приміщення	8 м ²
6	Буфет	50 м ²
7	Зал урочистих подій	180 м ²
8	Тренажерний зал	70 м ²
9	Комендант	12 м ²
10	Вітальня для дорослих	40 м ²
11	Вітальня для дітей	40 м ²
12	Кімната персоналу	15 м ²
13	Медпункт	25 м ²

1.2 Архітектурно-конструктивні рішення

Конструктивна система гуртожитку сімейного типу прийнята з урахуванням поверховості будівлі, функціонального призначення та інженерно-геологічних умов будівельного майданчика. Будівля запроектована з поперечними несучими та частково несучими поздовжніми стінами. Перекриття та покриття виконані зі збірних залізобетонних елементів. Покрівля - плоска, з рулонним гідроізоляційним килимом по утеплювачу, відповідно до вимог чинних будівельних норм.

Фундаменти

Фундаментна частина будівлі запроектована пальово-ростверковою. Як основні несучі елементи застосовано забивні залізобетонні палі перерізом 300×300 мм. Голови паль об'єднані монолітним залізобетонним ростверком

висотою 600 мм. Ростверк армований просторовими арматурними каркасами та сітками. Бетон для паль і ростверку прийнято з підвищеною щільністю та водонепроникністю відповідно до вимог ДБН В.2.1-10:2018 та ДБН В.2.6-98:2009.

Стіни

Зовнішні та внутрішні стіни підземної частини будівлі виконані зі збірних бетонних блоків фундаментного типу, укладених на цементно-піщаний розчин. Шви між блоками ретельно заповнюються розчином з подальшим ущільненням. Для захисту конструкцій від впливу вологи зовнішні поверхні підземних стін покриваються обмазувальною гідроізоляцією на бітумній основі.

Стіни надземної частини виконані з керамічної повнотілої цегли на цементно-піщаному розчині. Товщина зовнішніх стін становить 510 мм, внутрішніх несучих - 380 мм, що забезпечує необхідну несучу здатність і відповідність теплотехнічним вимогам ДБН В.2.6-31:2021.

Перекрыття та покриття

Міжповерхові перекрыття та покриття запроектовані зі збірних багатопустотних залізобетонних плит товщиною 220 мм. Плити укладаються на вирівнювальний шар цементно-піщаного розчину з наступним заповненням стиків дрібнозернистим бетоном. Прийняті конструктивні рішення забезпечують необхідну жорсткість та просторову роботу будівлі.

Сходи

Сходові клітки виконані зі збірних залізобетонних маршів і площадок заводського виготовлення. Конструкція сходів відповідає вимогам з безпеки евакуації, довговічності та вогнестійкості згідно з чинними нормативними документами.

Перегородки

Внутрішні перегородки запроектовані з гіпсобетонних елементів заводського виготовлення товщиною 80 мм, а також із цегляної кладки товщиною 120 мм із локальним армуванням у місцях підвищених навантажень.

Перемички

Над віконними та дверними прорізами передбачено використання збірних залізобетонних перемичок, підібраних за розрахунком відповідно до навантажень.

Вікна та двері

Віконні блоки прийняті сучасного типу з енергоефективними склопакетами у дерев'яних або комбінованих рамах заводського виготовлення. Двері зовнішні - утеплені, металеві або алюмінієві, внутрішні - дерев'яні або ламіновані, що відповідають вимогам експлуатаційної надійності та пожежної безпеки.

Ліфти

Будівля обладнана вантажопасажирськими ліфтами вантажопідйомністю 630 кг. Ліфтові шахти виконані з цегляної кладки на цементно-піщаному розчині з забезпеченням необхідної жорсткості та вогнестійкості.

Конструктивні рішення одноповерхової частини

Конструктивна схема одноповерхової вестибюльної частини прийнята у вигляді однопрольотної залізобетонної рами, що складається з колон перерізом 400×400 мм і двоконсольного ригеля перерізом 300×800 мм. По ригелю влаштовується збірне залізобетонне покриття.

Оздоблення

Внутрішні поверхні стін приміщень оштукатурюються цементно-вапняним розчином товщиною 20 мм. Оздоблення фасадів виконано цементно-піщаним штукатурним розчином товщиною 20 мм з подальшим декоративним опорядженням.

1.3. Будівельна фізика

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

(з утепленням мінватою 150мм)

Нормативна вимога для м. Рівне

М. Рівне належить до **I температурної зони** (II зона охоплює південні області, Рівненська область до неї не відноситься). Для зовнішніх стін житлових і громадських будівель мінімально допустимий приведений опір теплопередачі:

$R_{qmin}=4,00 \text{ м}^2\text{К/Вт}$ (для I температурної зони).

Розрахункові параметри внутрішнього повітря для житлових приміщень приймаємо:

$t_{int}=20^\circ\text{C}$, $\varphi_{int}=55\%$.

Прийнята конструкція стіни (зсередини назовні)

1. Внутрішня штукатурка цементно-піщана, $\delta_1=0,02\text{м}$, $\lambda_1=0,93 \text{ Вт/(м}^2\text{К)}$
2. Несуча цегляна кладка (керамічна повнотіла), $\delta_2=0,51\text{м}$, $\lambda_2=0,81 \text{ Вт/(м}^2\text{К)}$
3. Теплоізоляція мінераловатна (фасадні плити), $\delta_3=0,15\text{м}$, $\lambda_3=0,041 \text{ Вт/(м}^2\text{К)}$
4. Зовнішня штукатурка цементно-піщана, $\delta_4=0,02\text{м}$, $\lambda_4=0,93 \text{ Вт/(м}^2\text{К)}$

Поверхневі опори тепловіддачі для вертикальної стіни:

$R_{si}=0,13 \text{ м}^2\text{К/Вт}$

$R_{se}=0,04 \text{ м}^2\text{К/Вт}$

Розрахунок опорів шарів ($R=\delta/\lambda$)

$R_1=0,02/0,93=0,022 \text{ м}^2\text{К/Вт}$

$R_2=0,51/0,81=0,630 \text{ м}^2\text{К/Вт}$

$R_3=0,15/0,041=3,659 \text{ м}^2\text{К/Вт}$

$R_4=0,02/0,93=0,022 \text{ м}^2\text{К/Вт}$

Загальний опір теплопередачі стіни

$R_{total}=R_{si}+R_1+R_2+R_3+R_4+R_{se}$

$R_{total}=0,13+0,022+0,630+3,659+0,022+0,04=4,503 \text{ м}^2\text{К/Вт}$

Перевірка за ДБН

$R_{total}=4,50 \text{ м}^2\text{К/Вт} > R_{qmin}=4,00 \text{ м}^2\text{К/Вт}$, умова виконується.

Порівняння: стіна без утеплювача

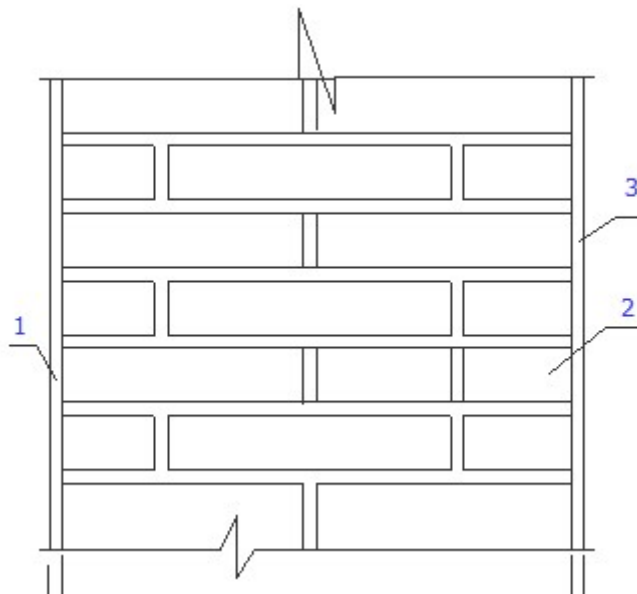


Рис. 1.1. Конструкція зовнішньої стіни (без утеплювача)

Якщо шар мінеральної вати не враховувати:

$$R_{total}(\text{безутепл})=0,13+0,022+0,630+0,022+0,04=0,844 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$$

$0,84 \text{ м}^2\text{К}/\text{Вт} < 4,00 \text{ м}^2\text{К}/\text{Вт}$, отже без утеплення вимога ДБН не виконується.

Висновок :

Для забезпечення вимог ДБН В.2.6-31:2021 щодо мінімального опору теплопередачі зовнішніх стін у м. Рівне (І температурна зона) необхідно передбачити теплоізоляційний шар з мінеральної вати товщиною 150мм, що забезпечує R_{total} приблизно $4,50 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$.

1.4 Техніко-економічні показники

Основні техніко-економічні характеристики запроєктованого гуртожитку сімейного типу наведено нижче та відображають просторові й функціональні параметри будівлі.

Будівельний об'єм будівлі дорівнює 67232,0 м³.

Площа забудови становить 2100,0 м².

Загальна корисна площа будівлі становить 11343,0 м².

Житлова площа складає 3915,0 м².

Розділ 2

Розрахунково-конструктивна частина

2.1 Обґрунтування вибору конструктивних рішень

Конструктивна схема будівлі гуртожитку сімейного типу в місті Рівне прийнята з урахуванням поверховості, функціонального призначення об'єкта, інженерно-геологічних умов майданчика та вимог чинних будівельних норм. Будівля запроєктована з поперечними несучими стінами та поздовжніми стінами, що частково виконують несучу функцію, що забезпечує просторову жорсткість і надійність конструкції.

Фундаментна система прийнята пальово-ростверковою, що зумовлено наявністю слабких ґрунтів у верхніх шарах основи. Для передавання навантажень від будівлі на більш міцні ґрунти нижчих шарів застосовано забивні залізобетонні палі квадратного перерізу 300×300 мм. Оголовки паль об'єднані монолітним залізобетонним ростверком висотою 600 мм, який забезпечує рівномірний розподіл зусиль та спільну роботу фундаментів.

Міжповерхові перекриття та покриття основної частини будівлі виконані зі збірних багатопустотних залізобетонних плит товщиною 220 мм. Застосування даного типу перекриттів обумовлене їхньою високою несучою здатністю, жорсткістю, індустріальністю монтажу та відповідністю вимогам пожежної безпеки і довговічності.

Вертикальні комунікації будівлі вирішені із застосуванням збірних залізобетонних сходових маршів і площадок заводського виготовлення, що забезпечує необхідний рівень безпеки та зручності евакуації мешканців.

Для одноповерхової вестибюльної частини будівлі прийнята рамна конструктивна схема у вигляді однопрольотної двоконсольної залізобетонної рами. Рама складається з двох колон перерізом 400×400 мм і ригеля перерізом 300×800 мм. Конструкцією покриття цієї частини будівлі є збірний залізобетонний пустотний настил висотою 920 мм та шириною 1930 мм, який забезпечує необхідну несучу здатність і просторову жорсткість при заданих прольотах.

Прийняті конструктивні рішення забезпечують надійну роботу будівлі в цілому, відповідають умовам експлуатації, технологічним вимогам зведення та чинним нормативним документам у галузі будівництва.

2.2 Розрахунок залізобетонного пустотного настилу покриття

Конструктивний переріз залізобетонного пустотного настилу коробчастого типу прийнято з урахуванням особливостей його виготовлення, монтажу та подальшої роботи у складі покриття будівлі. Геометричні параметри елемента обґрунтовані вимогами несучої здатності, жорсткості та технологічності виробництва. Загальна висота настилу становить **92 см**, що забезпечує ефективну роботу конструкції при заданих прольотах і навантаженнях.

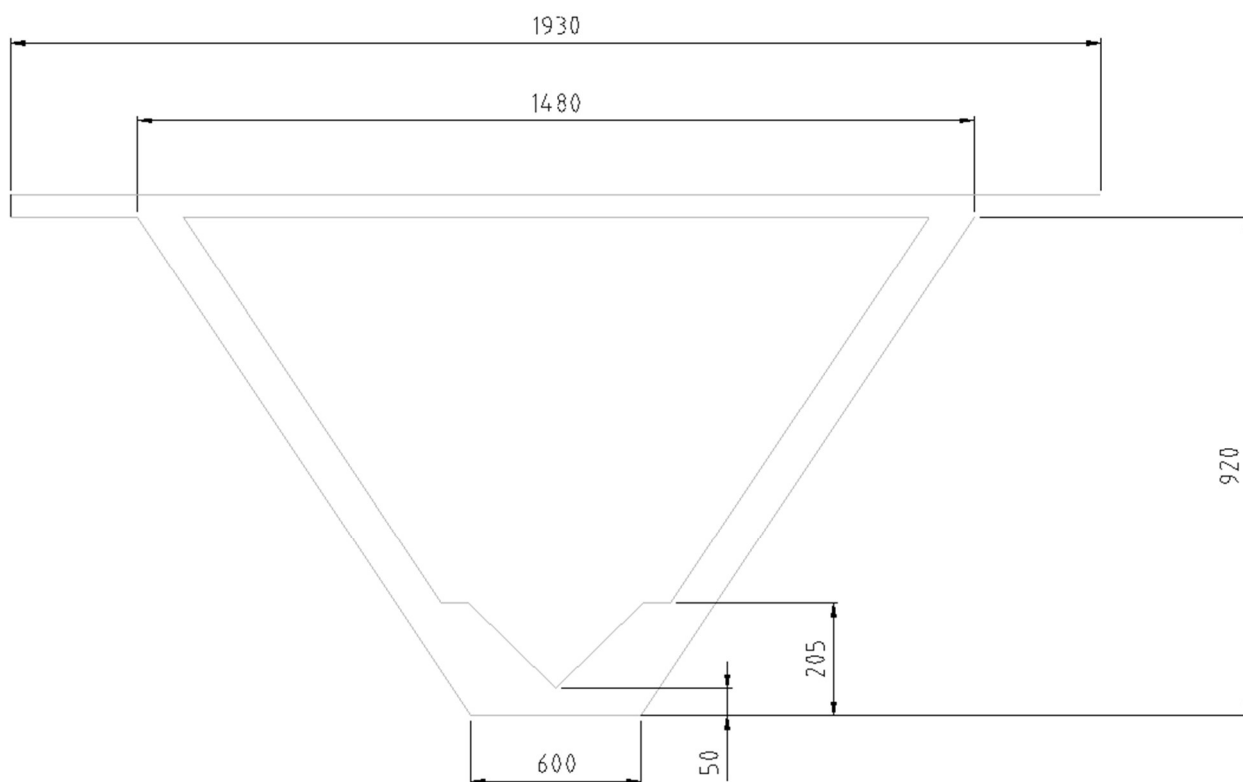


Рис. 2.1. Січення залізобетонного пустотного настилу покриття

Конструкція пустотного настилу формується відповідно до прийнятої технологічної схеми виготовлення, яка передбачає поетапне бетонування та надання елемента просторової форми. Виготовлення настилу здійснюється у кілька послідовних етапів.

На першому етапі виконується бетонування плоскої залізобетонної плити у горизонтальній формі. Після досягнення бетоном початкової міцності плита розділяється по заздалегідь передбачених лініях, при цьому окремі частини з'єднуються між собою гнучкими арматурними зв'язками, що забезпечують спільну роботу елементів у подальшому.

Після тверднення бетону настил підіймають із форми за допомогою технологічних петель. У процесі підйому під дією власної ваги та конструктивних особливостей елемент набуває криволінійної форми. На наступному етапі настил встановлюють у спеціальний кондуктор, де йому надається проєктна геометрія.

Зафіксована в кондукторі форма забезпечується шляхом зварювання закладних деталей у зоні нижнього стиску, що дозволяє стабілізувати просторову конфігурацію елемента. Після цього безпосередньо в кондукторі виконується бетонування верхньої полицки та шпонок, які забезпечують жорсткість перерізу та спільну роботу настилу з іншими елементами покриття.

Прийнята технологія виготовлення пустотного настилу дозволяє отримати конструкцію з високою несучою здатністю, зменшеною матеріалоемністю та ефективним використанням залізобетону, що є доцільним для застосування в покриттях будівель житлового та громадського призначення.

Збір навантаження на 1 м^2 покриття винесено в додаток 1.

Визначення зусиль

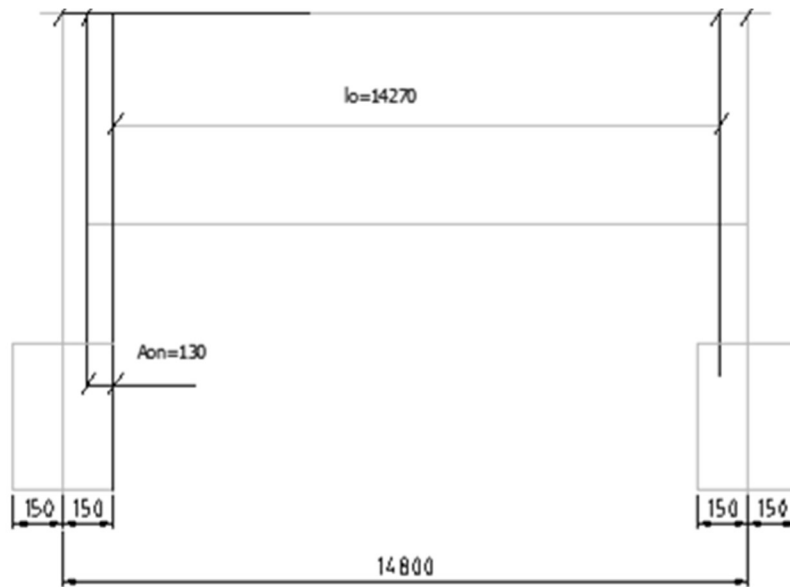


Рис. 2.2. Величину розрахункового прольоту

Визначення геометричних параметрів настилу

Розрахунковий проліт пустотного настилу визначається з урахуванням довжини опирання на опори:

$$l_0 = l_k - a_1 - a_2$$

де

l_k - конструктивний проліт між осями опор;

a_1, a_2 - довжини опирання настилу на кожній з опор.

Приймаємо:

$$l_k = 14400 \text{ мм}$$

$$a_1 = 135 \text{ мм}$$

$$a_2 = 135 \text{ мм}$$

Тоді:

$$l_0 = 14400 - 135 - 135$$

$$l_0 = 14130 \text{ мм}$$

$$l_0 = 14,13 \text{ м}$$

Ширина розрахункової смуги настилу прийнята:

$$b = 2,0 \text{ м}$$

Зусилля від нормативних навантажень

Від повного нормативного навантаження

Нормативне рівномірно розподілене навантаження:

$$q_n = 7,45 \text{ кН/м}^2$$

Лінійне навантаження на настил:

$$q_{n,lin} = q_n * b = 7,45 * 2 = 14,90 \text{ кН/м}$$

Максимальний згинальний момент у середині прольоту:

$$M_n = q_{n,lin} * l_0^2 / 8$$

$$M_n = 14,90 * 14,13^2 / 8$$

$$M_n = 371,8 \text{ кНм}$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q_n = q_{n,lin} * l_0 / 2$$

$$Q_n = 14,90 * 14,13 / 2$$

$$Q_n = 105,3 \text{ кН}$$

Від довгодіючого тимчасового та постійного навантаження

Довгодіюче навантаження:

$$q_l = g + \psi_i * p$$

Приймаємо:

$$g = 0,75 \text{ кН/м}^2$$

$$p = 6,20 \text{ кН/м}^2$$

$$\psi_i = 0,7$$

$$q_l = 0,75 + 0,7 * 6,20$$

$$q_l = 6,09 \text{ кН/м}^2$$

Лінійне довгодіюче навантаження:

$$q_{l,lin} = 6,09 * 2 = 12,18 \text{ кН/м}$$

Згинальний момент:

$$M_{n,l} = q_{l,lin} * l_0^2 / 8$$

$$M_{n,l} = 12,18 * 14,13^2 / 8$$

$$M_{n,l} = 304,1 \text{ кНм}$$

Від короткочасного тимчасового навантаження

Короткочасне навантаження:

$$q_s = 0,82 \text{ кН/м}^2$$

Лінійне навантаження:

$$q_{s,lin} = 0,82 * 2 = 1,64 \text{ кН/м}$$

Згинальний момент:

$$M_{n,sh} = q_{s,lin} * l_0^2 / 8$$

$$M_{n,sh} = 1,64 * 14,13^2 / 8$$

$$M_{n,sh} = 41,0 \text{ кНм}$$

Зусилля від розрахункових повних навантажень

Розрахункове навантаження визначається з урахуванням коефіцієнтів надійності:

$$q_d = \gamma_g * g + \gamma_p * p$$

Приймаємо:

$$\gamma_g = 1,1$$

$$\gamma_p = 1,3$$

$$q_d = 1,1 * 0,75 + 1,3 * 6,20$$

$$q_d = 8,94 \text{ кН/м}^2$$

Лінійне розрахункове навантаження:

$$q_{d,lin} = 8,94 * 2 = 17,88 \text{ кН/м}$$

Розрахунковий згинальний момент:

$$M_d = q_{d,lin} * l_0^2 / 8$$

$$M_d = 17,88 * 14,13^2 / 8$$

$$M_d = 446,9 \text{ кНм}$$

Розрахункова поперечна сила:

$$Q_d = q_{d,lin} * l_0 / 2$$

$$Q_d = 17,88 * 14,13 / 2$$

$$Q_d = 126,3 \text{ кН}$$

Розрахунок міцності нормальних перерізів

Для перевірки міцності нормального перерізу залізобетонного пустотного настилу визначаємо розрахункову ширину стисненої полицки та приводимо фактичний переріз елемента до еквівалентного двотаврового. Консольні звіси полицки у розрахунку не враховуємо, оскільки вони не беруть участі в роботі перерізу на згин.

Визначення ефективної ширини полицки

Розрахункова ширина полицки з кожного боку визначається з умови:

$$bf_1 = 0.05 * l_c = 0.05 * 92 = 4.6 \text{ см}$$

Загальна ефективна ширина стисненої зони:

$$bf = 2 * b_p + 2 * bf_1$$

$$bf = 2 * 95 + 2 * 4.6 = 114.2 \text{ см}$$

$$bf = 114 \text{ см}$$

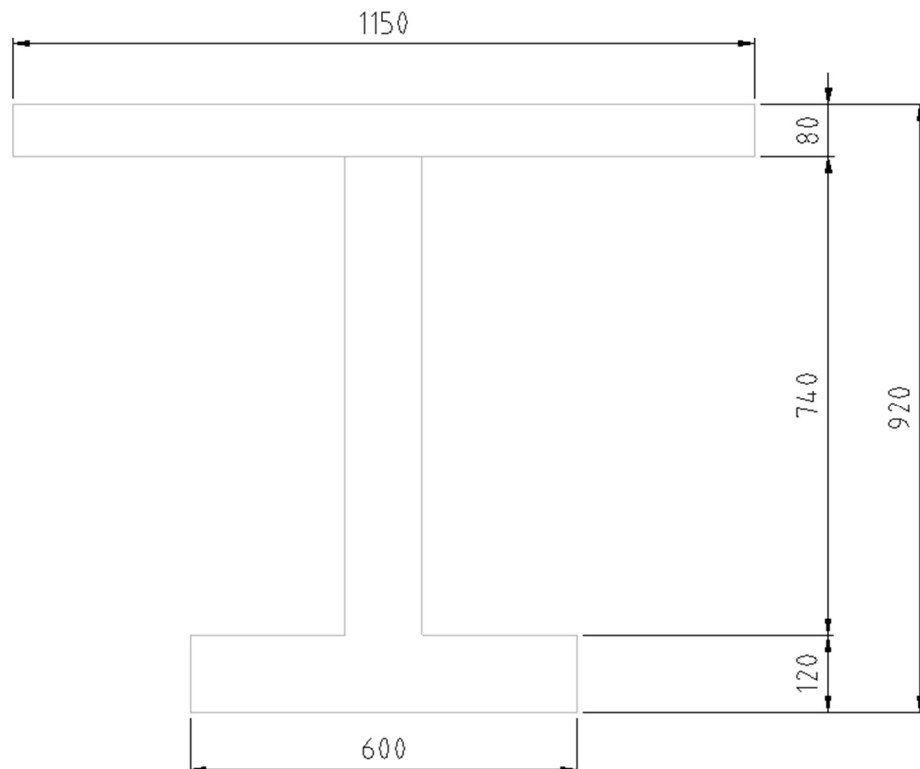


Рис 2.2. Приведений розрахунковий переріз настилу до двотаврового

Матеріали конструкції

Для елемента приймаємо бетон класу C30/37 з коефіцієнтом умов роботи:

$$\gamma_b = 0.9$$

Розрахункові характеристики бетону:

$$R_{bt} = 1.50 \text{ кН/см}^2$$

$$R_b = 0.108 \text{ кН/см}^2$$

$$R_{b,ser} = 2.15 \text{ кН/см}^2$$

$$R_{bt,ser} = 0.17 \text{ кН/см}^2$$

Модуль пружності бетону:

$$E_b = 2.85 * 10^3 \text{ кН/см}^2$$

Елемент підлягає тепловій обробці при нормальному атмосферному тиску.

Характеристики арматури

Напружена арматура класу A500:

$$R_s = 80.0 \text{ кН/см}^2$$

$$R_{s,ser} = 96.0 \text{ кН/см}^2$$

$$E_s = 1.9 * 10^4 \text{ кН/см}^2$$

Конструктивна арматура діаметром 5 мм, класу Вр-I:

$$R_{sw} = 26.5 \text{ кН/см}^2$$

Геометричні параметри перерізу

Робоча висота перерізу визначається як:

$$h_0 = h - a$$

$$h_0 = 92 - 4.5 = 87.5 \text{ см}$$

Перевірка положення нейтральної осі

Визначаємо, чи проходить межа стисненої зони бетону в межах полицки. Для цього порівнюємо розрахунковий момент із граничним:

$$M_d = 447.0 \text{ кНм}$$

Граничний згинальний момент для роботи в межах полицки:

$$M_{lim} = R_b * b_f * h_f * (h_0 - 0.5 * h_f)$$

Приймаємо $h_f = 8.0 \text{ см}$

$$M_{lim} = 1.50 * 114 * 8 * (87.5 - 0.5 * 8)$$

$$M_{lim} = 1138.5 \text{ кНм}$$

Оскільки:

$$M_d < M_{lim}$$

межа стисненої зони знаходиться в полиці, а переріз розраховується як прямокутний шириною:

$$b = b_f = 114 \text{ см}$$

Визначення відносної висоти стисненої зони

Відносна висота стисненої зони бетону визначається за формулою:

$$x_i = M_d / (R_b * b * h_0^2)$$

$$x_i = 44700 / (1.50 * 114 * 87.5^2)$$

$$x_i = 0.032$$

Приймаємо:

$$x_i = 0.033$$

Перевірка за граничним значенням

Для бетону класу С30/37 граничне значення відносної висоти стисненої зони:

$$x_{i_R} = 0.49$$

Оскільки:

$$x_i = 0.033 < x_{i_R} = 0.49$$

умова міцності нормального перерізу виконується.

Визначення параметрів стисненої зони та підбір робочої арматури

Граничне значення відносної висоти стисненої зони бетону для бетону класу С30/37:

$$x_{i_R} = 0.49$$

Раніше отримане значення відносної висоти стисненої зони:

$$x_i = 0.034$$

Перевірка умови:

$$x_i < x_{i_R}$$

$$0.034 < 0.49$$

Коефіцієнт умов роботи арматури

Для ненапруженої високоміцної стрижневої арматури класу А800:

$$\gamma_s = 1.0$$

Визначення необхідної площі перерізу робочої арматури

$$A_{sp} = \xi_i * b_f * h_0 * R_b / (\gamma_s * R_s)$$

Підстановка числових значень:

$$A_{sp} = 0.034 * 114 * 87.5 * 1.70 / (1.0 * 80.0)$$

$$A_{sp} = 6.30 \text{ см}^2$$

Прийняття арматури

Приймаємо робочу арматуру:

6Ø14 A500

Площа одного стрижня Ø14:

$$A_1 = 1.54 \text{ см}^2$$

Фактична площа арматури:

$$A_{sp,pr} = 6 * 1.54 = 9.24 \text{ см}^2$$

Перевірка умови:

$$A_{sp,pr} \geq A_{sp}$$

$$9.24 \geq 6.30$$

Геометричні характеристики поперечного перерізу настилу

При визначенні геометричних характеристик враховується весь поперечний переріз настилу.

Коефіцієнт приведення матеріалів:

$$L = E_s / E_b$$

$$L = 1.9104 / 2.9103 = 6.55$$

Площа приведенного перерізу

$$A_{real} = 2(7492 + 264 + 1270.5-76440.5-3441.7-1312-12.959.2-43.88.9-15.38.90.5-25.241.70.5-21120.5-133.50.5) + 6.55*9.24$$

$$A_{real} = 3685 \text{ см}^2$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані

$$S_{real} = 2(749246 + 26490 + 1270.584-764425.5-3441.741.35-131214.5-12.959.268.65-43.88.979.2-15.38.90.578.2-25.241.70.548.6-21120.516.7-133.50.57.3) + 6.559.24*4$$

$$S_{real} = 205400 \text{ см}^3$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до нижньої грані

$$Y_0 = S_{real} / A_{real}$$

$$Y_0 = 205400 / 3685 = 55.75 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу

$$\begin{aligned} I_{real} = & 2(74923/12 + 7492*(46-55.75)^2 + 264^3/12 + 264*(90-55.75)^2 + 712^3/12 + \\ & 712*(27.9-55.75)^2 - 4476^3/36 - 7644*(30.6-55.75)^2 - 3441.7^3/12 - 3441.7*(14.8-55.75)^2 - \\ & 1312^3/12 - 1312*(41.6-55.75)^2 - 59.212.9^3/12 - 59.212.9*(52.4-55.75)^2 - 43.88.9^3/12 - \\ & 43.88.9*(23.6-55.75)^2 - 158.9^3/12 - 158.9*(22.0-55.75)^2 - 25.241.7^3/36 - 25.241.7*(5.8- \\ & 55.75)^2 - 2112^3/36 - 2112*(39.8-55.75)^2 - 133.5^3/36 - 133.5*(48.9-55.75)^2) + \\ & 6.559.24(52.0-55.75)^2 \end{aligned}$$

$$I_{real} = 421900 \text{ см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу відносно нижньої грані

$$W_{real} = I_{real} / Y_0$$

$$W_{real} = 421900 / 55.75 = 75660 \text{ см}^3$$

Момент опору відносно верхньої грані

$$W'_{real} = I_{real} / (h - Y_0)$$

$$W'_{real} = 421900 / (92 - 55.75) = 11630 \text{ см}^3$$

Розрахунок міцності нормальних перерізів бокової грані настилу від початкового обтиску

Перевірку міцності нормальних перерізів бокової грані настилу при початковому обтиску виконують, виходячи з припущення, що під час обтиску в плоскому положенні елементи коробчастого настилу працюють незалежно один від одного. У зв'язку з цим бокова грань розглядається як окремий конструктивний елемент, для якого розрахунок виконується самостійно, без урахування спільної роботи з іншими частинами перерізу настилу.

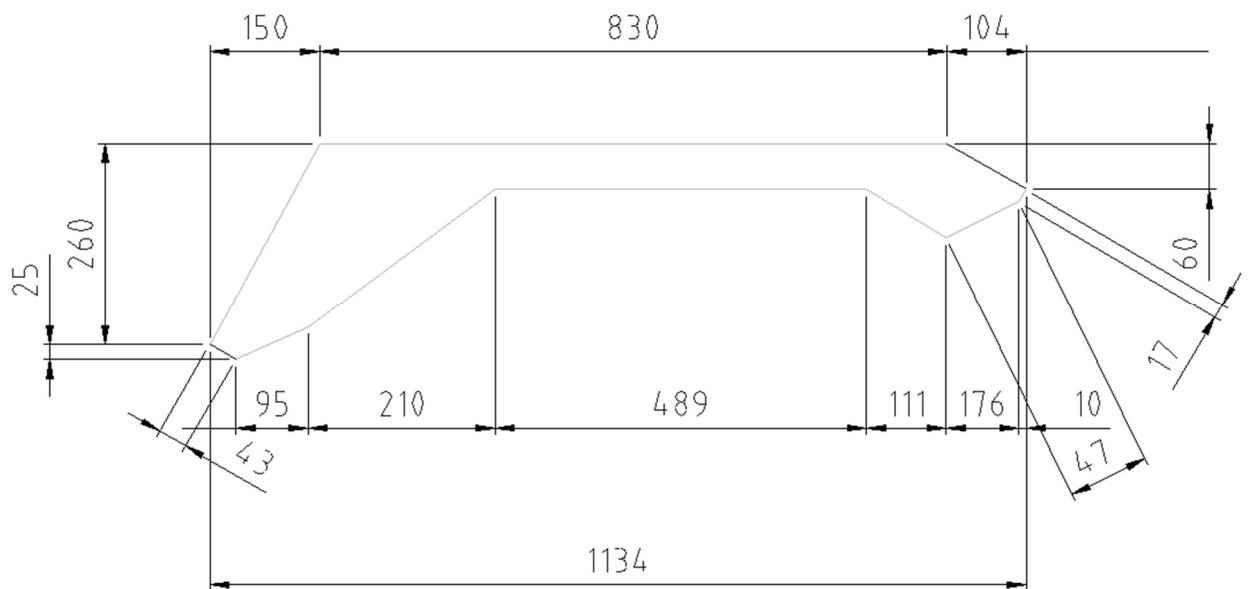


Рис. 2.3. Геометричні характеристики

Геометричні характеристики бокової грані настилу

Площа приведенного перерізу:

$$A_{real} = 78.66 + 28.534.8 + 11.16.40.5 + 4.747.60.5 + 1.717.6 - 26150.5 - 2.54.30.5 - 9.59.50.5 - 2112.10.5 - 219.5 - 10.460.5 + 1.01.70.5 + 6.55 \cdot 4.62$$

$$A_{real} = 1002 \text{ см}^2$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{real} = 78.674.16 + 28.534.817.4 + 11.16.40.591.1 + 1.717.6106.0 - 26150.55.1 - 2.54.30.51.5 - 9.59.50.57.3 - 2112.10.520.6 - 219.524.0 - 10.460.5108.5 + 1.01.70.5112.6 + 6.554.62 \cdot 14.3 + 4.717.60.5 \cdot 106.0$$

$$S_{real} = 50280 \text{ см}^3$$

Відстань від центра ваги приведенного перерізу до нижньої грані:

$$y_0 = S_{real} / A_{real}$$

$$y_0 = 50280 / 1002 = 50.2 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу

$$I_{real} = 678.6^3/12 + 678.6 \cdot (23.1)^2 + 28.534.8^3/12 + 28.534.8 \cdot (33.1)^2 + 6.411.1^3/12 + 6.411.10.5(40.1)^2 + 1.717.6^3/12 + 1.717.6 \cdot (55.4)^2 - 2615^3/36 - 26150.5(45.2)^2 - 2.54.3^3/12 - 2.54.30.5(49.0)^2 - 9.59.521^3/12 - 9.521(26.1)^2 - 610.4^3/12 - 610.40.5(58.6)^2 + 1.71.0^3/12 + 1.71.00.5(61.9)^2 + 6.554.62(36.0)^2 + 4.717.6^3/12 + 4.717.60.5(55.4)^2$$

$$I_{real} = 1.14 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

Початковий обтиск бокової грані

Натяг арматури виконується на упорах стенда механічним способом.

Передавальна міцність бетону:

$$R_{bp} = 0.7 \cdot 30 = 21.0 \text{ МПа} = 2.10 \text{ кН/см}^2$$

Початкове напруження в арматурі:

$$\sigma_{sp} = 0.95 R_{s,ser} \sigma_{sp} = 0.9598 = 93.1 \text{ кН/см}^2$$

Втрати напружень до обтиску бетону

1. Від релаксації арматури:

$$\sigma_1 = 0.1 \sigma_{sp} - 2 \sigma_1 = 0.193.1 - 2 = 7.3 \text{ кН/см}^2$$

2. Від температурного перепаду:

$$\sigma_2 = 0.1 \Delta t \sigma_2 = 0.164 = 6.4 \text{ кН/см}^2$$

3. Від деформацій анкерних закріплень:

$$\Delta l = 1.25 + 0.15 d \Delta l = 1.25 + 0.1520 = 4.25 \text{ мм}$$

$$\sigma_3 = \Delta l / e * E_s \sigma_3 = 4.25 / 14400 * 1.9 \cdot 10^4 = 5.6 \text{ кН/см}^2$$

Напруження в бетоні від початкового обтиску

Зусилля попереднього обтиску:

$$P_i = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) P_i = 4.62 \cdot (93.1 - 7.3 - 6.4 - 5.6) P_i = 340 \text{ кН}$$

Плече дії сили:

$$l_0 = y_0 - a$$

$$l_0 = 50.2 - 4 = 46.2 \text{ см}$$

Напруження в бетоні:

$$\sigma_{bp} = P_i / A_{real} + P_i l_0 y_0 / I_{real}$$

$$\sigma_{bp} = 340 / 1002 + 340 \cdot 46.2 \cdot 6.246.2 / 114000$$

$$\sigma_{bp} = 0.96 \text{ кН/см}^2$$

Перевірка:

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 0.96 / 2.10 = 0.46 < 0.8$$

Допустиме напруження:

$$\sigma_0 = 3.4 \sigma_{bp} / R_{bp}$$

$$\sigma_0 = 3.4 \cdot 0.46 = 1.56 \text{ кН/см}^2$$

Разом перші втрати напружень:

$$\sigma_{eos} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_0$$

$$\sigma_{eos} = 7.3 + 6.4 + 5.6 + 1.55 = 20.85 \text{ кН/см}^2$$

Сила обтиску з урахуванням перших втрат:

$$P_1 = A_{sp} * (\sigma_{sp} - \sigma_{eos})$$

$$P_1 = 4.62 * (93.1 - 20.85) = 333 \text{ кН}$$

Ексцентриситет прикладання сили обтиску:

$$e_{01} = l_0 = 46.2 \text{ см}$$

Розрахункове зусилля обтиску для перевірки міцності на стадії виготовлення:

$$N_p = (\sigma_{sp1} - \sigma_0) * A_{sp}'$$

Де

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{eos}$$

$$\sigma_{sp1} = 93.1 - 20.85 = 72.25 \text{ кН/см}^2$$

$$N_p = (72.25 - 33.0) = 1815 \text{ кН}$$

У розтягнутій зоні приймаємо арматуру:

2Ø5 Вр-I

$$a = 8.0 \text{ см}$$

$$A_s = 0.39 \text{ см}^2$$

Висота стисненої зони бетону:

$$x = (N_p + R_s * A_s) / (R_b * b)$$

$$x = (1815 + 36.0 * 0.39) / (1.21 * 6)$$

$$x = 26.8 \text{ см}$$

Відносна висота стисненої зони:

$$\xi = x / (h_0 - a)$$

$$\xi = 26.8 / (113.4 - 8) = 0.25 < \xi_R = 0.49$$

Перевірка міцності нормального перерізу:

$$R_b * b * x * (h_0 - 0.5 * x) = 1.21 * 6 * 26.8 * (105.4 - 0.5 * 26.8) = 1790 \text{ кНсм} = 179.0 \text{ кНм}$$

Порівняння з розрахунковим згинальним моментом:

$$M_p = N_p * e$$

$$e = h_0 - a'p$$

$$e = 105.4 - 14.5 = 90.9 \text{ см}$$

$$M_p = 1815 * 90.9 = 1650 \text{ кНсм} = 165.0 \text{ кНм}$$

Міцність на стадії виготовлення забезпечена.

Перевірка стискуючих напружень у бетоні на рівні найбільш стисненої зони.

$$\sigma_{bp} = P_1/A_{real} + P_1 y_0 e_0 / I_{real}$$

$$\sigma_{bp} = 333/1002 + 33350.246.2/114000$$

$$\sigma_{bp} = 0.98 \text{ кН/см}^2$$

Відносна величина напруження:

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 0.98/2.10 = 0.47 < 0.95$$

Визначення других втрат напружень.

1. Від усадки бетону:

$$\sigma_s = 3.6 \text{ кН/см}^2$$

2. Від повзучості бетону:

$$\sigma_c = 12.8 * \sigma_{bp}$$

$$\sigma_c = 12.8 * 0.47 = 6.02 \text{ кН/см}^2$$

Разом другі втрати напружень:

$$\sigma_{eos2} = \sigma_s + \sigma_c$$

$$\sigma_{eos2} = 3.6 + 6.02 = 9.62 \text{ кН/см}^2$$

Повні втрати напружень:

$$\sigma_{eos} = \sigma_{eos1} + \sigma_{eos2}$$

$$\sigma_{eos} = 20.85 + 9.62 = 30.47 \text{ кН/см}^2$$

Зусилля обтиску з урахуванням повних втрат:

$$P_2 = \sigma_{eos} * A_{sp}$$

$$P_2 = 30.47 * 9.24 = 282 \text{ кН}$$

Ексцентриситет прикладання сили обтиску:

$$e_02 = y_0 - a$$

$$e_02 = 55.75 - 4 = 51.75 \text{ см}$$

Розрахунок настилу за похилими перерізами.

$$Q_{\max} = 130 \text{ кН}$$

Визначаємо коефіцієнти, що враховують обтиск стисненої полицки бетону.

$$\varphi_f = 2 * 0.75 * 3 * 8 / (12 * 88) = 0.27 < 0.5$$

$$\varphi_n = 0.1 * P_2 / (R_{bt} * b * h_0)$$

$$\varphi_n = 0.1 * 580 / (0.11 * 12 * 88) = 0.50 < 0.5$$

Приймаємо:

$$1 + \varphi_f + \varphi_n = 1.7$$

Розрахунковий момент, що сприймається бетоном:

$$M_b = \varphi_b * (1 + \varphi_f + \varphi_n) * R_{bt} * b * h_0^2$$

$$M_b = 2 * 1.7 * 0.11 * 12 * 88^2$$

$$M_b = 30100 \text{ кНсм}$$

Рівномірно розподілене навантаження:

$$q = g + p/2$$

$$q = 2 * (6.95 + 2.10)/2 = 16.1 \text{ кН/м} = 0.161 \text{ кН/см}$$

Поперечна сила, що сприймається бетоном:

$$Q_b = 2 * \sqrt{M_b * q}$$

$$Q_b = 2 * \sqrt{30100 * 0.161} = 139.8 \text{ кН}$$

Порівняння:

$$Q_b / 0.6 = 139.8 / 0.6 = 233 \text{ кН} > Q_{\max} = 130 \text{ кН}$$

Інтенсивність поперечної арматури:

$$q_{sw} = (Q_{\max}^2 - Q_b^2) / (4 * M_b)$$

$$q_{sw} = (130^2 - 233^2) / (4 * 30100) < 0$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно:

Ø5 Вр-I

$$A_{sw} = 0.393 \text{ см}^2$$

Крок хомутів біля опори:

$$S \leq h / 3$$

$$S \leq 92 / 3 = 30.7 \text{ см}$$

Приймаємо:

$$S = 20 \text{ см}$$

Фактична інтенсивність поперечної арматури:

$$q_{sw} = A_{sw} * R_s / S$$

$$q_{sw} = 0.393 * 27 / 20 = 0.53 \text{ кН/см}$$

Розрахунок за утворенням нормальних тріщин.

Конструкція експлуатується в закритому приміщенні та відноситься до III категорії тріщиностійкості.

Розрахунок виконуємо з умови:

$$M_n \leq M_{cr}$$

де розрахунковий момент тріщиностійкості:

$$M_{cr} = R_{bt,ser} * W_{pl} + P_2 * (e_0 + v)$$

Пластичний момент опору перерізу:

$$W_{pl} = \gamma * W_{real}$$

$$W_{pl} = 1.25 * 75660 = 94580 \text{ см}^3$$

Коефіцієнт γ прийнято згідно з табл. 3.8:

$$\gamma = 1.25$$

Перевірка умов застосування формули:

$$b_f / b = 200 / 12 = 16.7 > 8$$

$$h_f / h = 12 / 92 = 0.13 < 0.3$$

Максимальне стискуюче напруження в бетоні в стадії експлуатації:

$$\sigma_b = P_2 / A_{real} + (M_2 - P_2 * e_0) / W_{real}$$

$$\sigma_b = 580 / 3685 + (38740 - 580 * 51.75) / 75660$$

$$\sigma_b = 0.22 \text{ кН/см}^2$$

Коефіцієнт впливу напружень:

$$\varphi = 1.6 - \sigma_b / R_{b,ser}$$

$$\varphi = 1.6 - 0.22 / 2.15 = 1.50 > 1.0$$

Приймаємо:

$$\varphi = 1.0$$

Додаткове плече внутрішніх сил:

$$v = \varphi * W_{real} / A_{real}$$

$$v = 1.0 * 75660 / 3685 = 20.5 \text{ см}$$

Перевірка умови тріщиностійкості:

$$M_{cr} = R_{bt,ser} * W_{pl} + P_2 * (e_0 + v)$$

$$M_{cr} = 0.18 * 94580 + 580 * (51.75 + 20.5)$$

$$M_{cr} = 5920 \text{ кНсм} = 592.0 \text{ кНм}$$

$$M_n = 387.4 \text{ кНм}$$

$$M_n < M_{cr}$$

Розрахунок на прогини.

Визначаємо кривизну елемента на ділянках без утворення тріщин у розтягнутій зоні.

Кривизна від короточасного навантаження:

$$1/V_1 = M_{sh} / (\phi_{b1} * E_b * I_{real})$$

$$1/V_1 = 4050 / (0.85 * 2.910^3 * 114000)$$

$$1/V_1 = 0.3710^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Кривизна від довгодіючого навантаження:

$$1/V_2 = M_{\ell} / (\phi_{b1} * E_b * I_{real})$$

$$1/V_2 = 3420 / (0.85 * 2.910^3 * 114000)$$

$$1/V_2 = 6.410^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Кривизна, обумовлена вигином елемента від дії початкового обтиску:

$$1/V_3 = P_2 * e_{02} / (\phi_{b1} * E_b * I_{real})$$

$$1/V_3 = 580 * 51.75 / (0.85 * 2.910^3 * 114000)$$

$$1/V_3 = 2.7510^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Сумарна кривизна:

$$1/V = 1/V_1 + 1/V_2 - 1/V_3$$

$$1/V = (0.37 + 6.4 - 2.75)10^{-6}$$

$$1/V = 4.0210^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Прогин настилу:

$$f = (1/V) * l^2 / 48$$

$$f = 4.02 * 10^{-6} * 1427^2 / 48$$

$$f = 0.85 \text{ см}$$

Допустимий прогин:

$$[f] = 1 / 400$$

$$[f] = 1427 / 400 = 3.57 \text{ см}$$

$$f < [f]$$

Прогин настилу, визначений без урахування додаткового вигину елемента, що виникає внаслідок усадки та повзучості бетону під дією початкового обтиску, не перевищує допустимих нормативних значень.

Розрахунок пустотного настилу

Розрахунок пустотного настилу виконують для виділеної розрахункової смуги шириною 1 м. Виділений елемент розглядають як рамну систему, навантажену рівномірно розподіленим навантаженням по полицці, при цьому врівноваження дії навантаження забезпечується за рахунок дотичних напружень, що виникають у бокових гранях настилу.

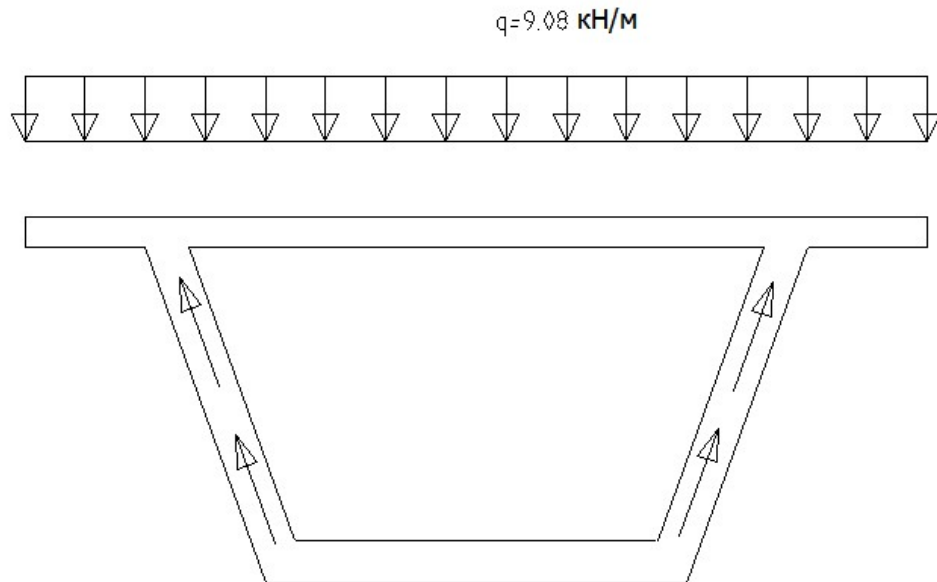


Рис.2.8. Схема навантаження

Раму розраховуємо методом сил.

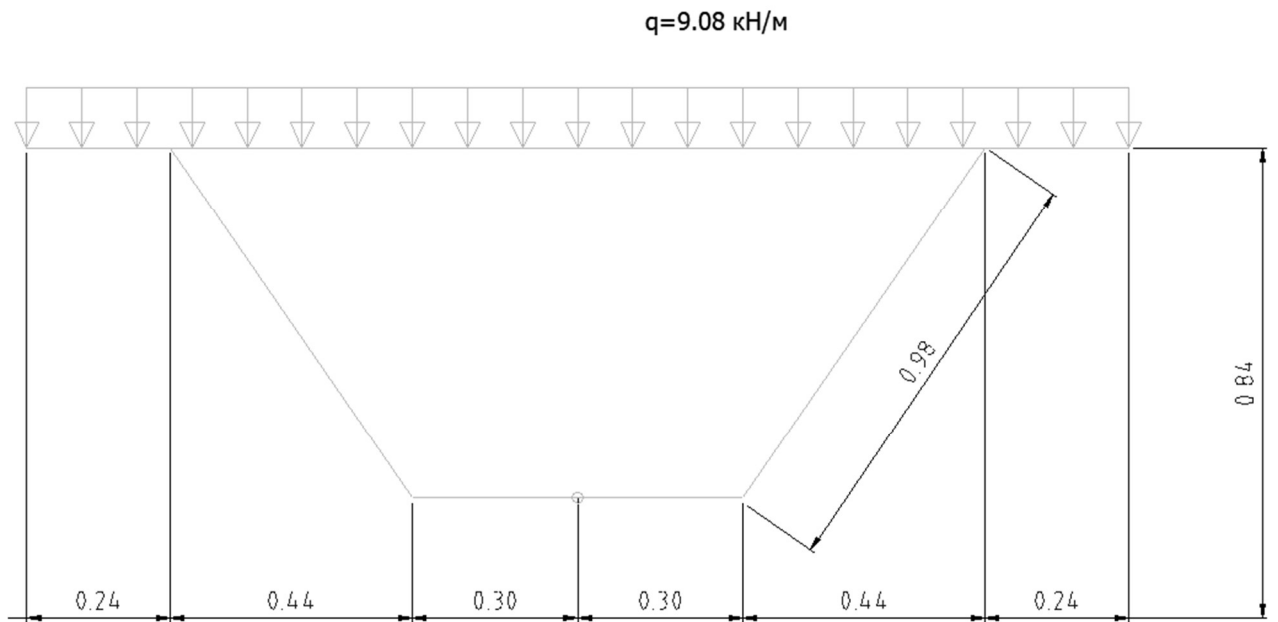


Рис. 2.9. Розрахункова схема

В основній розрахунковій системі виконують побудову епюр від дії одиничних зусиль та прикладеного зовнішнього навантаження.

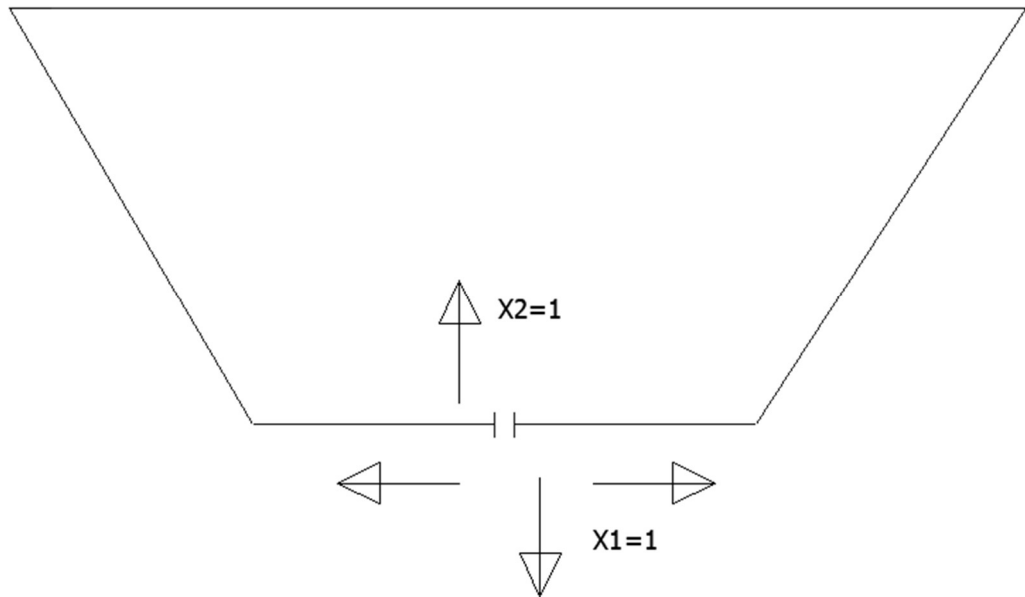


Рис. 2.10. Основна система

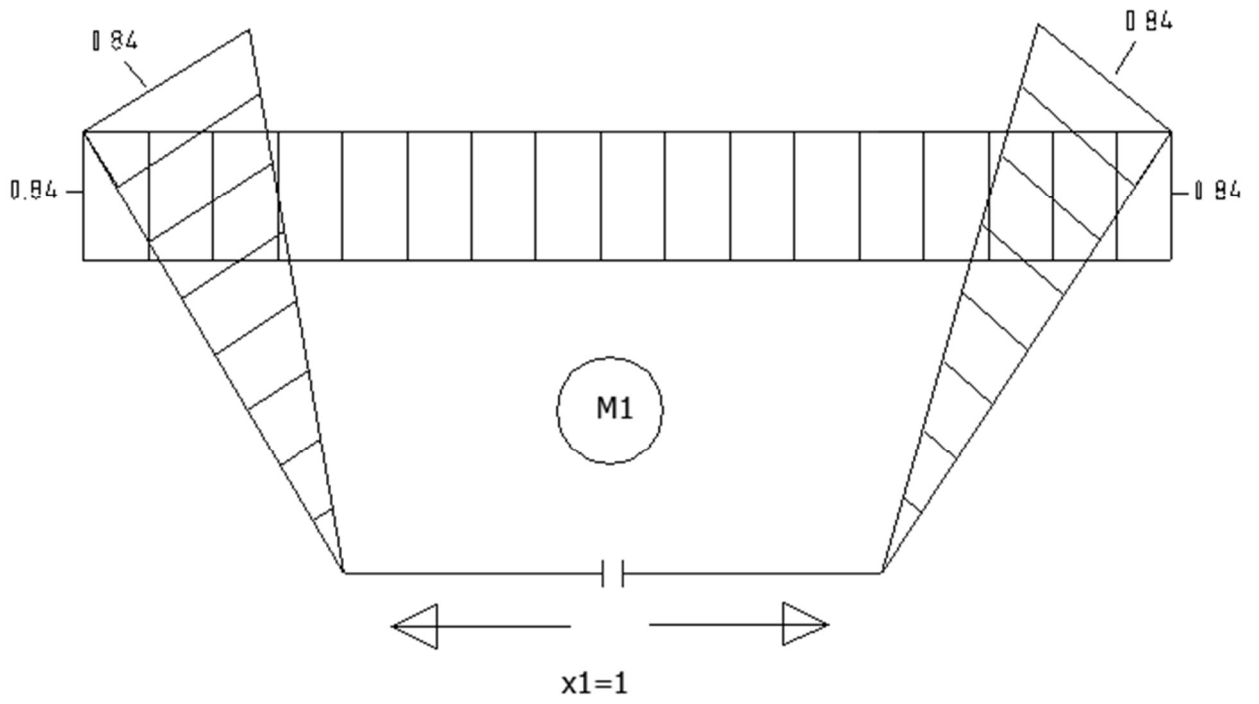


Рис. 2.11. Однична епюра M1

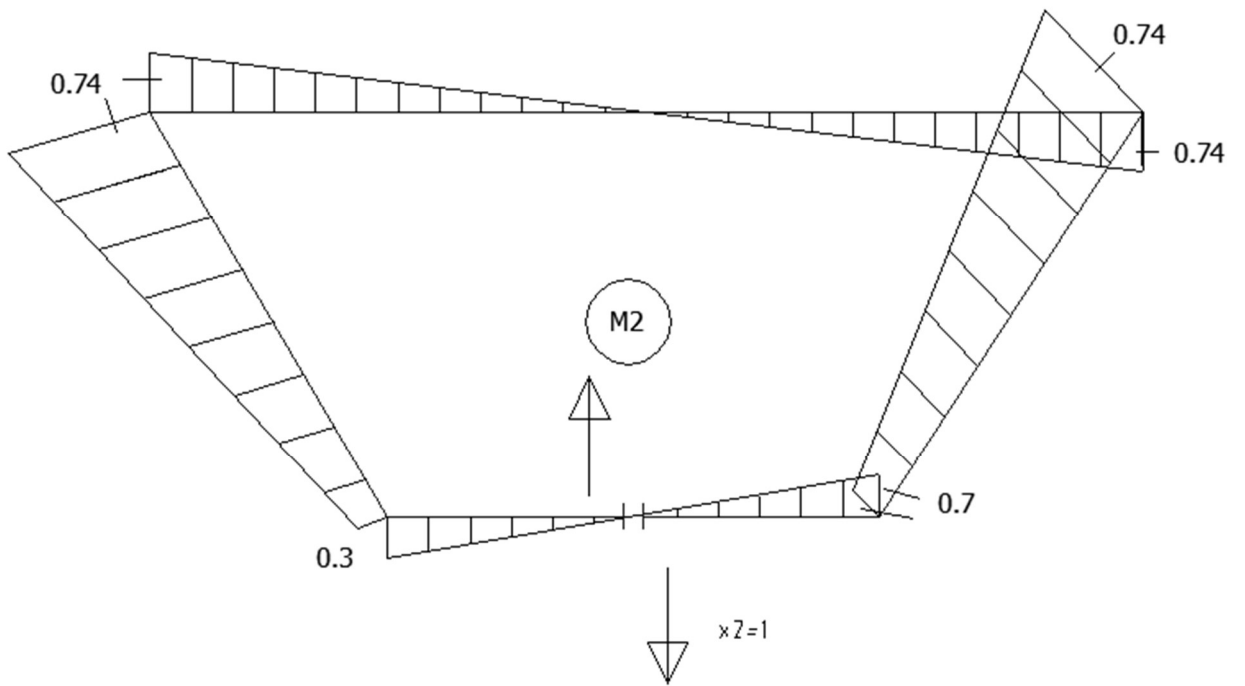


Рис. 2.12. Однична епюра M2

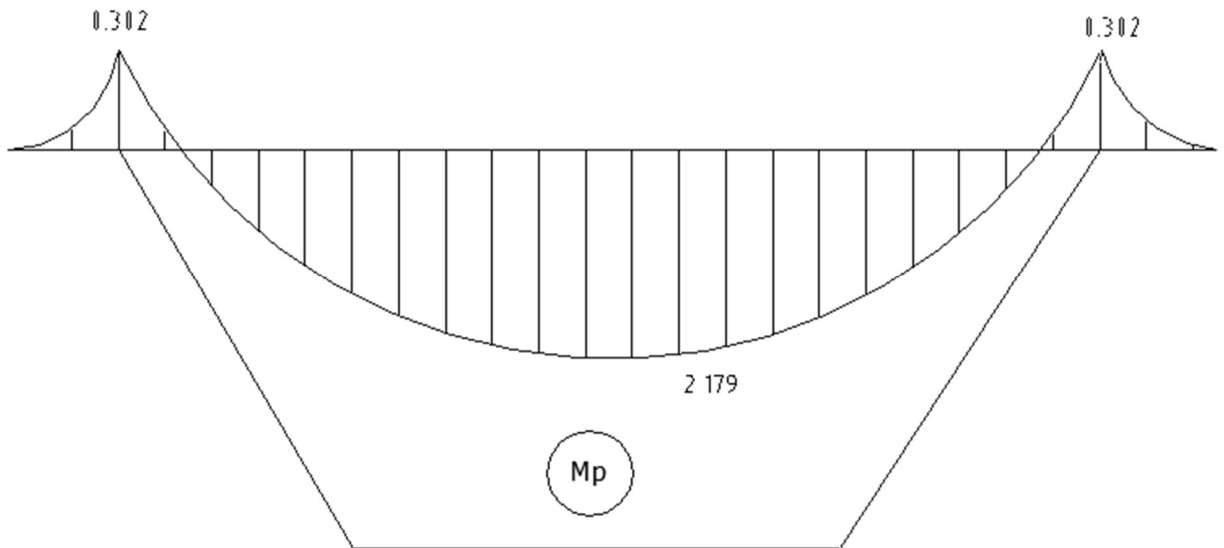


Рис. 2.13. Вантажна епюра M_2

Складаємо систему канонічних рівнянь для визначення невідомих зусиль у основній системі:

$$x_1 \sigma_{11} + x_2 \sigma_{12} + \Delta_{1p} = 0$$

$$x_1 \sigma_{21} + x_2 \sigma_{22} + \Delta_{2p} = 0$$

Оскільки взаємні переміщення δ_{12} і δ_{21} дорівнюють нулю, система рівнянь спрощується і набуває вигляду:

$$x_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} = 0$$

$$x_2 \delta_{22} = 0$$

Звідси отримуємо:

$$x_2 = 0$$

Визначаємо коефіцієнти переміщень:

$$\delta_{11} = 1.480.840.84 * (1/EI) * 2 * (0.840.95/2) * (2/3) * 0.84(1/EI)$$

$$\delta_{11} = 1.491 * (1/EI)$$

Визначаємо вільний член рівняння:

$$\Delta_{1p} = [2 * (2.179 + 0.307)/3] * 1.480.84 * (1/EI) - 0.307 * 1.480.84 * (1/EI)$$

$$\Delta_{1p} = 1.679 * (1/EI)$$

Підставляємо значення у канонічне рівняння:

$$1.491 * x_1 + 1.679 = 0$$

Звідси:

$$x_1 = -1.679 / 1.491$$

$$x_1 = -1.13 \text{ кН}$$

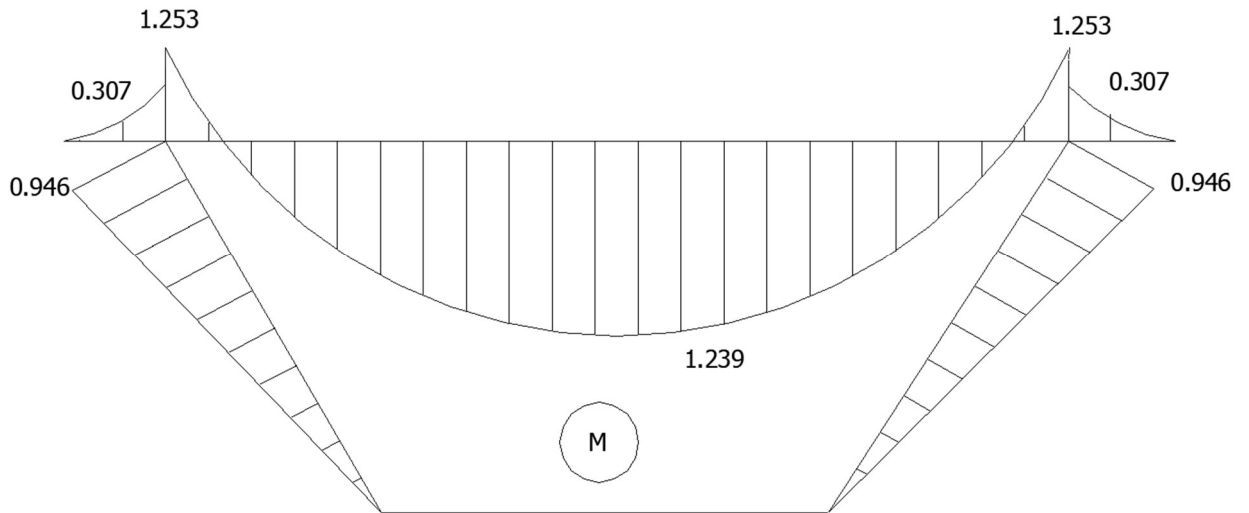


Рис. 2.14. Кінцева епюра М

Підбір арматури полицки настилу та бокових граней

Поличка настилу

Максимальний згинальний момент у полицці:

$$M_{\max} = 1.253 \text{ кНм}$$

Робоча висота перерізу визначається як:

$$h_0 = h - a = 8 - 1.5 = 6.5 \text{ см}$$

Відносний параметр згину:

$$\alpha_m = M / (R_b * b * h_0^2)$$

$$\alpha_m = 125.3 / (1.55 * 100 * 6.5^2) = 0.019$$

$$\xi = 0.019$$

Необхідна площа робочої арматури:

$$A_s = \xi * b * h_0 * (R_b / R_s)$$

$$A_s = 0.019 * 100 * 6.5 * (1.55 / 36) = 0.54 \text{ см}^2$$

Для забезпечення несучої здатності на 1 м ширини полицки приймаємо арматуру:

5Ø5 Вр-I

Фактична площа арматури:

$$A_s = 0.982 \text{ см}^2$$

Крок стержнів - 200 мм.

Бокова грань настилу

Максимальний згинальний момент у боковій грані:

$$M_{\max} = 0.946 \text{ кНм}$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = 6 - 1.5 = 4.5 \text{ см}$$

Відносний параметр згину:

$$\alpha_m = M / (R_b * b * h_0^2)$$

$$\alpha_m = 94.6 / (1.55 * 100 * 4.5^2) = 0.03$$

$$\xi = 0.03$$

Необхідна площа робочої арматури:

$$A_s = 0.03 * 100 * 4.5 * (1.55 / 36) = 0.58 \text{ см}^2$$

На 1 м ширини бокової грані приймаємо арматуру:

5Ø5 Вр-I

Фактична площа арматури:

$$A_s = 0.982 \text{ см}^2$$

Крок стержнів - 200 мм.

2.3. Розрахунок рами

Вихідні дані для виконання розрахунку рами прийнято на підставі таблиці зведення навантажень, наведеної в додатку 1.

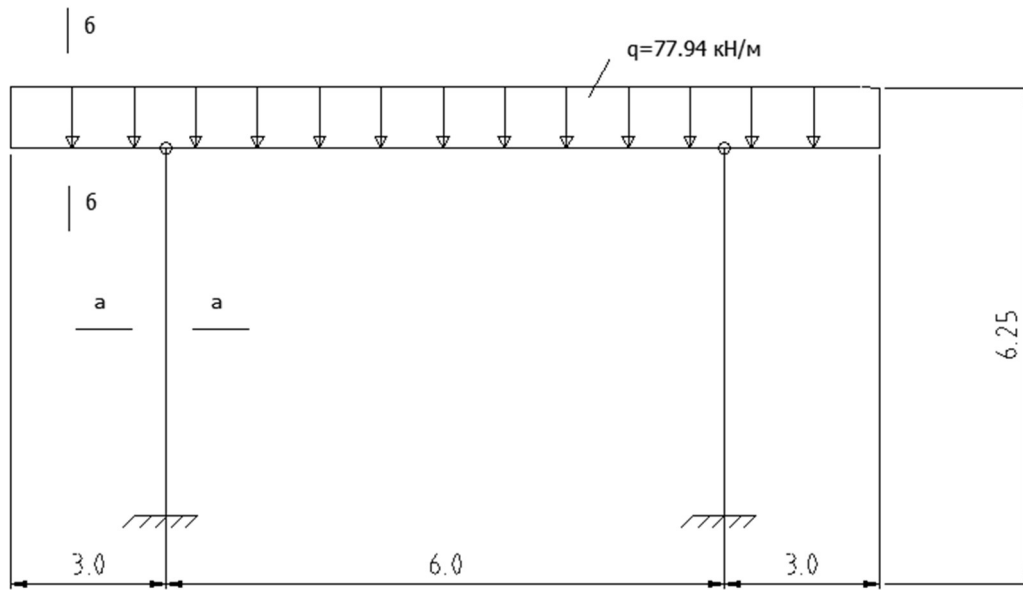


Рис. 2.15. Схема навантаження 1.

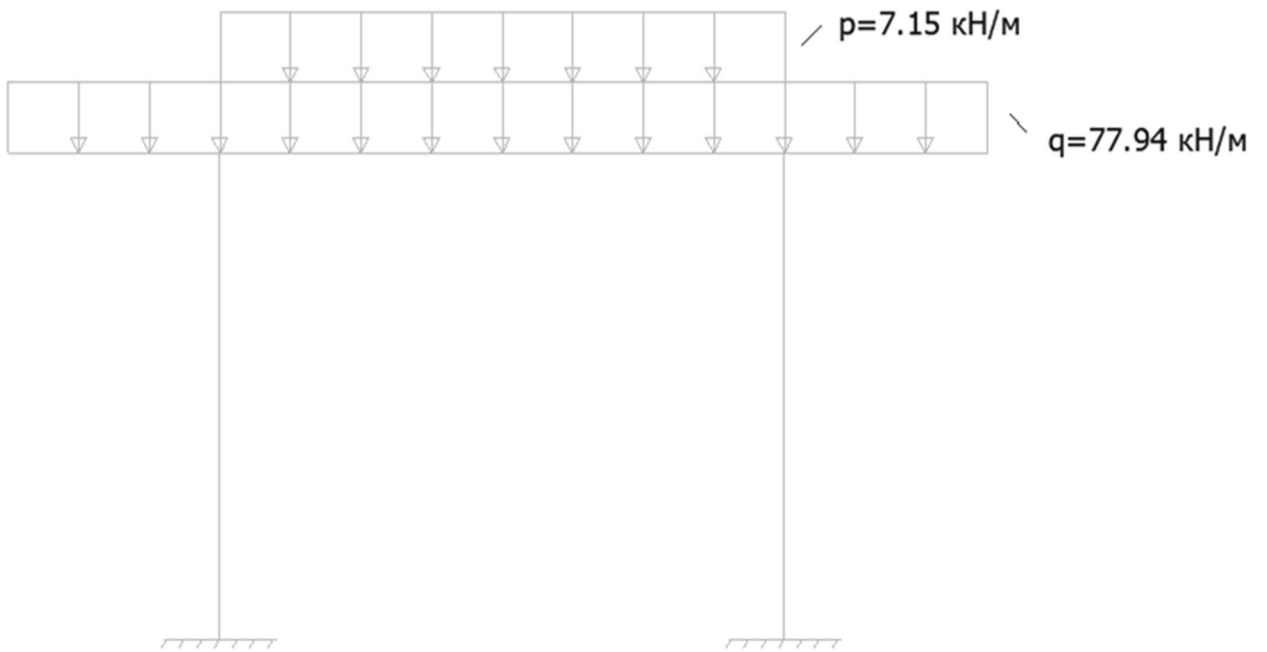


Рис. 2.16. Схема навантаження 2.

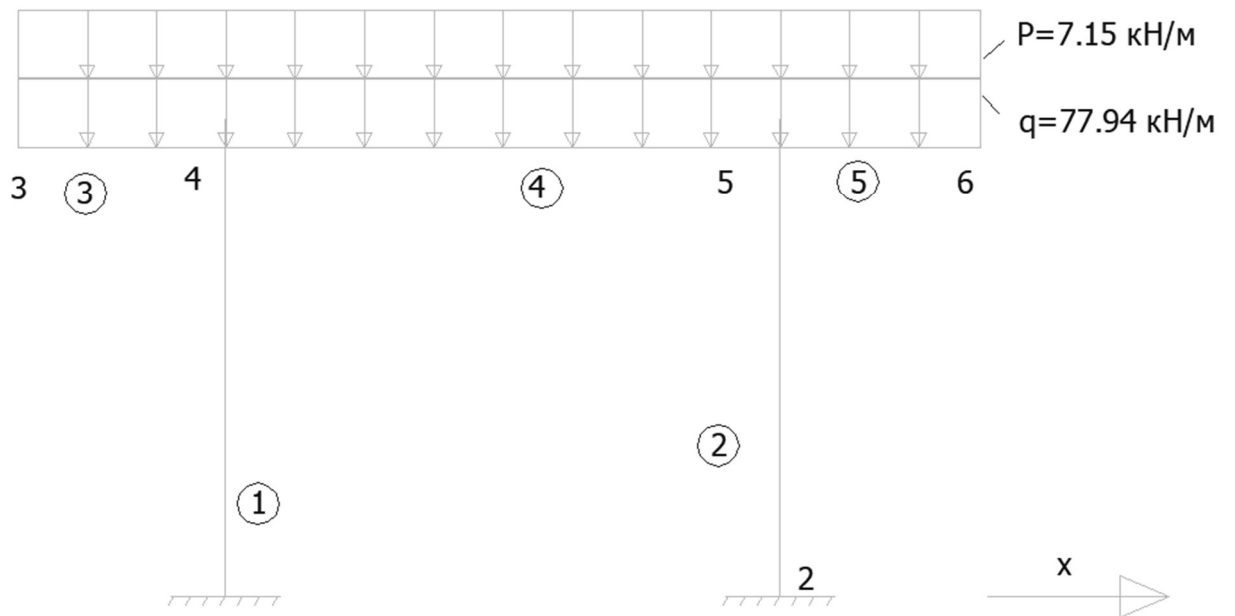


Рис. 2.17. Схема навантаження 3.

Розрахунок залізобетонної однопролітної двохконсольної балки

Для розрахунку приймається залізобетонна балка однопролітної двохконсольної схеми з прямокутним поперечним перерізом розмірами 300x800 мм. Вихідні навантаження на балку визначені за результатами зведення навантажень, наведеними в додатку 1.

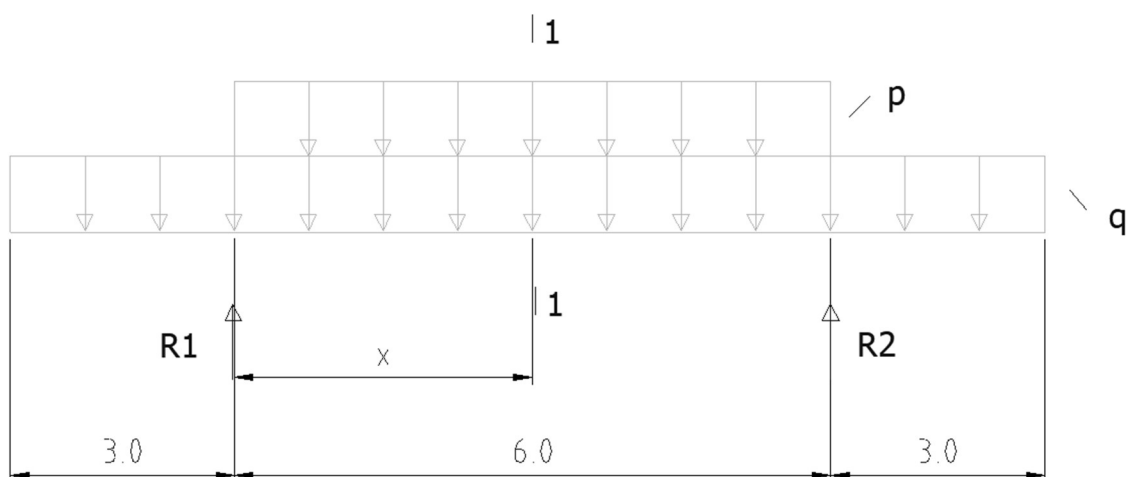


Рис. 2.18. Розрахункова схема балки

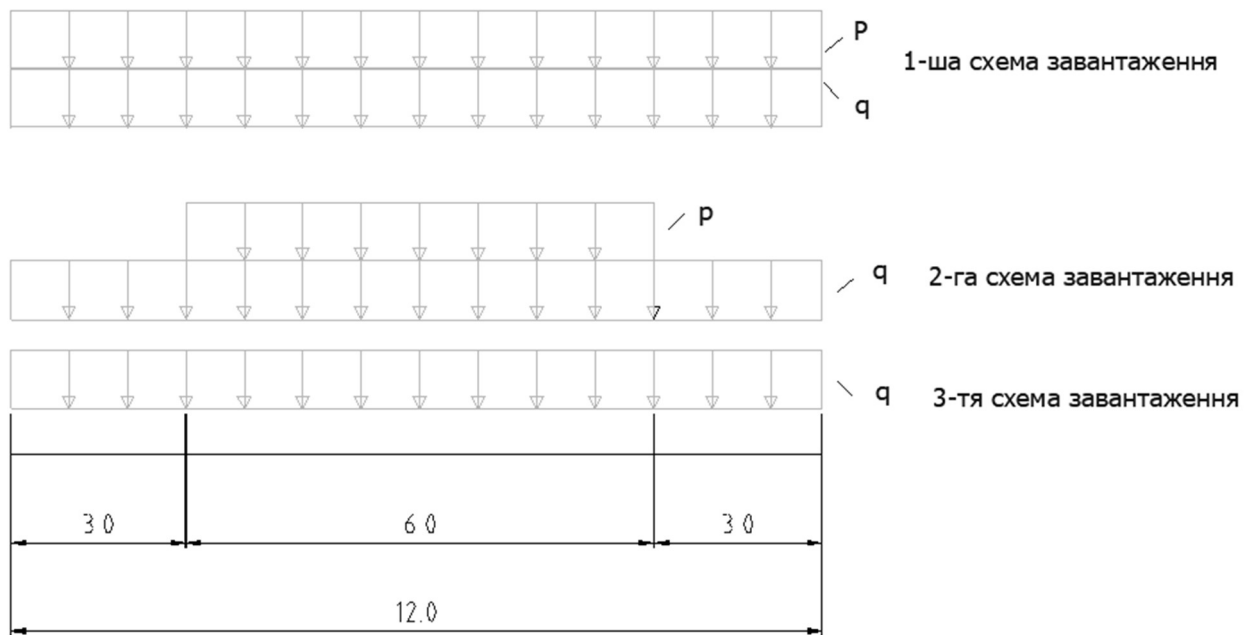


Рис. 2.19. Схеми навантаження на балку

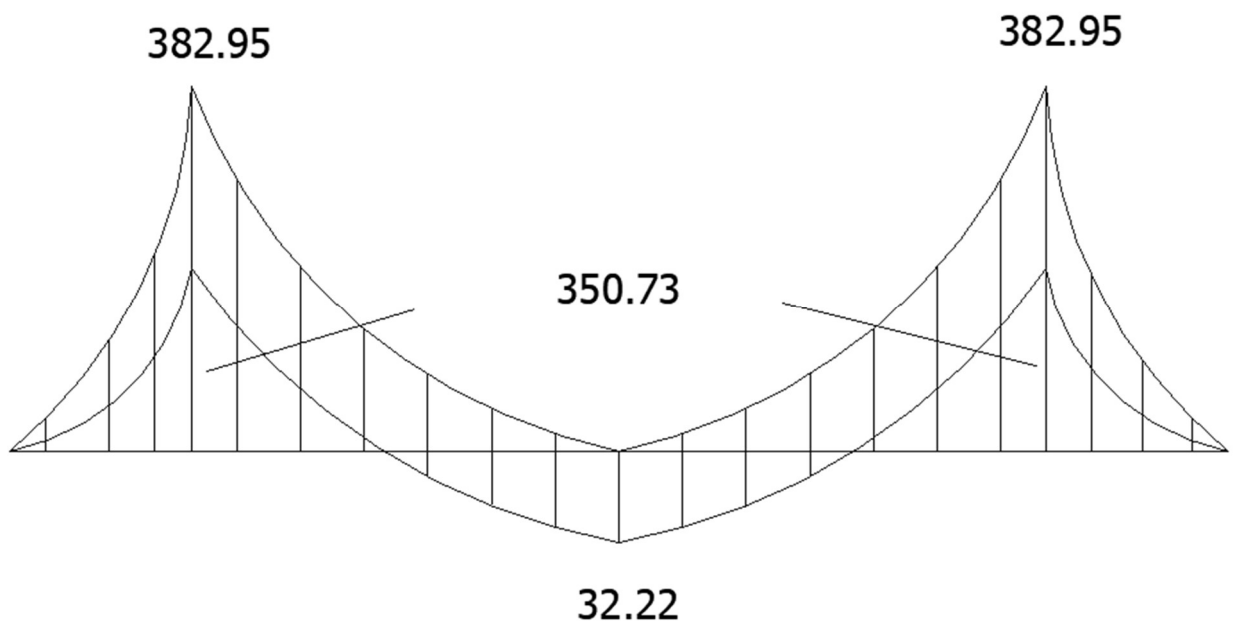


Рис. 2.20. Епюра згинальних моментів

Перша розрахункова схема

Максимальний згинальний момент у прольоті визначається за формулою:

$$M_{\max, \text{on}} = (q + p) * l^3 / 2$$

$$M_{\max, \text{on}} = 85.1 * 3^3 / 2 = 382.95 \text{ кНм}$$

Друга розрахункова схема

Мінімальний згинальний момент від дії рівномірно розподіленого навантаження:

$$M_{\min, \text{оп}} = q * l^3 / 2$$

$$M_{\min, \text{оп}} = 77.94 * 3^3 / 2 = 350.73 \text{ кНм}$$

Третя розрахункова схема

Максимальний згинальний момент у середині прольоту:

$$M_{\max, l/2} = 32.22 \text{ кНм}$$

Розрахунок балки за умовою утворення нормальних тріщин

Балка експлуатується в закритому приміщенні та належить до **III категорії тріщиностійкості**. Розрахунок виконуємо при коефіцієнті надійності за навантаженням:

$$\gamma_f = 1.0$$

Згинальні моменти від дії навантажень.

Від повного навантаження:

$$M_n = 73.55 * 3^2 / 2 = 331.0 \text{ кНм}$$

Від постійної складової навантаження:

$$M_{n, ld} = 68.44 * 3^2 / 2 = 308.0 \text{ кНм}$$

Від короткочасної складової навантаження:

$$M_{n, sh} = 5.11 * 3^2 / 2 = 23.0 \text{ кНм}$$

Перевірку тріщиностійкості виконуємо за умовою:

$$M_n \leq M_{cr}$$

де граничний момент тріщиностійкості визначається як:

$$M_{cr} = R_{bt, ser} * W_{pl}$$

Пластичний момент опору перерізу:

$$W_{pl} = \gamma * W_{real}$$

$$W_{pl} = 1.75 * 32000 = 56000 \text{ см}^3$$

Геометричний момент опору перерізу:

$$W_{real} = b * h^2 / 6$$

$$W_{real} = 30 * 80^2 / 6 = 32000 \text{ см}^3$$

Порівняння розрахункових значень:

$$M_n = 331 \text{ кНм}$$

$$M_{cr} = 0.2 * 56000 = 11200 \text{ кНсм} = 112 \text{ кНм}$$

$$M_n > M_{cr}$$

Таким чином, за розрахунковими даними в балці можливе утворення нормальних тріщин.

Розрахунок поперечної арматури

Для сприйняття поперечних зусиль приймаємо поперечну арматуру **3Ø8 A240**, площа перерізу якої становить

$$A_s = 1.51 \text{ см}^2.$$

При кроці хомутів $S = 20$ см інтенсивність поперечної арматури дорівнює:

$$q_{sw} = R_{sw} * A_s / S$$

$$q_{sw} = 17.5 * 1.51 / 20 = 1.31 \text{ кН/см}$$

Мінімальна поперечна сила, що сприймається бетоном:

$$Q_{b,min} = \varphi_b * R_{bt} * b * h_0$$

$$Q_{b,min} = 0.6 * 0.125 * 30 * 75 = 168.8 \text{ кН}$$

Оскільки:

$$Q_{b,min} / (2 * h_0) = 168.8 / (2 * 75) = 1.13 \text{ кН/см} < q_{sw} = 1.32 \text{ кН/см},$$

значення M_b в даному випадку не є визначальним.

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження:

$$q_1 = q + p / 2$$

$$q_1 = 77.94 + 7.15 / 2 = 81.52 \text{ кН/м} = 0.815 \text{ кН/см}$$

Оскільки:

$$0.56 * q_{sw} = 0.56 * 1.32 = 0.74 \text{ кН/см} < q_1 = 0.815 \text{ кН/см},$$

відстань між небезпечними похилими перерізами визначаємо за формулою:

$$c = \sqrt{(M_b / (q_1 - q_{sw}))}$$

$$c = \sqrt{(42188 / (0.815 - 1.32))} = 140.6 \text{ см}$$

Тоді поперечна сила:

$$Q_b = M_b / c$$

$$Q_b = 42188 / 140.6 = 300 \text{ кН} > Q_{\max} = 255.3 \text{ кН}$$

У середині прольоту крок хомутів приймаємо:

$$S = 40 \text{ см,}$$

що забезпечує необхідну тріщиностійкість елемента.

Перевірка несучої здатності перерізу

Несучу здатність перерізу при армуванні **6Ø20 A400C** визначаємо за умовою міцності:

$$x = R_s * A_s / (b * R_b)$$

$$x = 35.6 * 48.85 / (30 * 2) = 11.46 \text{ см}$$

Граничний згинальний момент:

$$M_{per} = R_b * b * x * (h_0 - 0.5 * x)$$

$$M_{per} = 2 * 30 * 11.46 * (76 - 0.5 * 11.46)$$

$$M_{per} = 47630 \text{ кНсм} = 476.3 \text{ кНм}$$

Порівняння:

$$M_{per} > 382.95 \text{ кНм}$$

Перевірка несучої здатності перерізу при армуванні 3Ø20 A400C

Площа робочої арматури:

$$A_s = 9.42 \text{ см}^2$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = 76 \text{ см}$$

Висота стисненої зони бетону:

$$x = R_s * A_s / (b * R_b)$$

$$x = 365 * 9.42 / (30 * 2) = 5.73 \text{ см}$$

Граничний згинальний момент перерізу:

$$M_{per} = R_b * b * x * (h_0 - 0.5 * x)$$

$$M_{per} = 2 * 30 * 5.73 * (76 - 0.5 * 5.73)$$

$$M_{per} = 251.4 \text{ кНм}$$

Розрахунок у прольоті балки

Згинальний момент у середині прольоту:

$$M = 32.22 \text{ кНм}$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = 80 - 3 = 77 \text{ см}$$

Необхідна площа робочої арматури:

$$A_s = M / (R_s * (h_0 - a'))$$

$$A_s = 3222 / (22.5 * (77 - 3)) = 1.99 \text{ см}^2$$

Приймаємо армування:

3Ø20 А400С

Фактична площа арматури:

$$A_s = 2.36 \text{ см}^2$$

Висота стисненої зони бетону:

$$x = R_s * A_s / (b * R_b)$$

$$x = 22.5 * 2.36 / (30 * 2) = 0.89 \text{ см}$$

Граничний згинальний момент перерізу:

$$M_{per} = R_b * b * x * (h_0 - 0.5 * x)$$

$$M_{per} = 2 * 30 * 0.89 * (77 - 0.5 * 0.89)$$

$$M_{per} = 40.88 \text{ кНм}$$

Визначення опорних зусиль і моментів

Опорні реакції:

$$R_1 = R_2 = q * (3 + 3) + p * 3$$

$$R_1 = R_2 = 77.94 * 6 + 7.15 * 3 = 489.09 \text{ кН}$$

Згинальний момент у перерізі на відстані x від опори:

$$M_{1-1} = R_1 * x - q * (3 + x) * (3 + x) / 2 - p * x / 2$$

При $x = l / 2 = 6 / 2 = 3 \text{ м}$:

$$M_{\max, l/2} = 489.09 * 3 - 77.94 * 6 * 3 / 2 - 7.15 * 3 * 3 / 2$$

$$M_{\max, l/2} = 32.22 \text{ кНм}$$

Третя розрахункова схема

Мінімальний згинальний момент у середині прольоту:

$$M_{\min, l/2} = 0$$

Максимальна поперечна сила:

$$Q_{\max} = 85.1 * 3 = 255.3 \text{ кН}$$

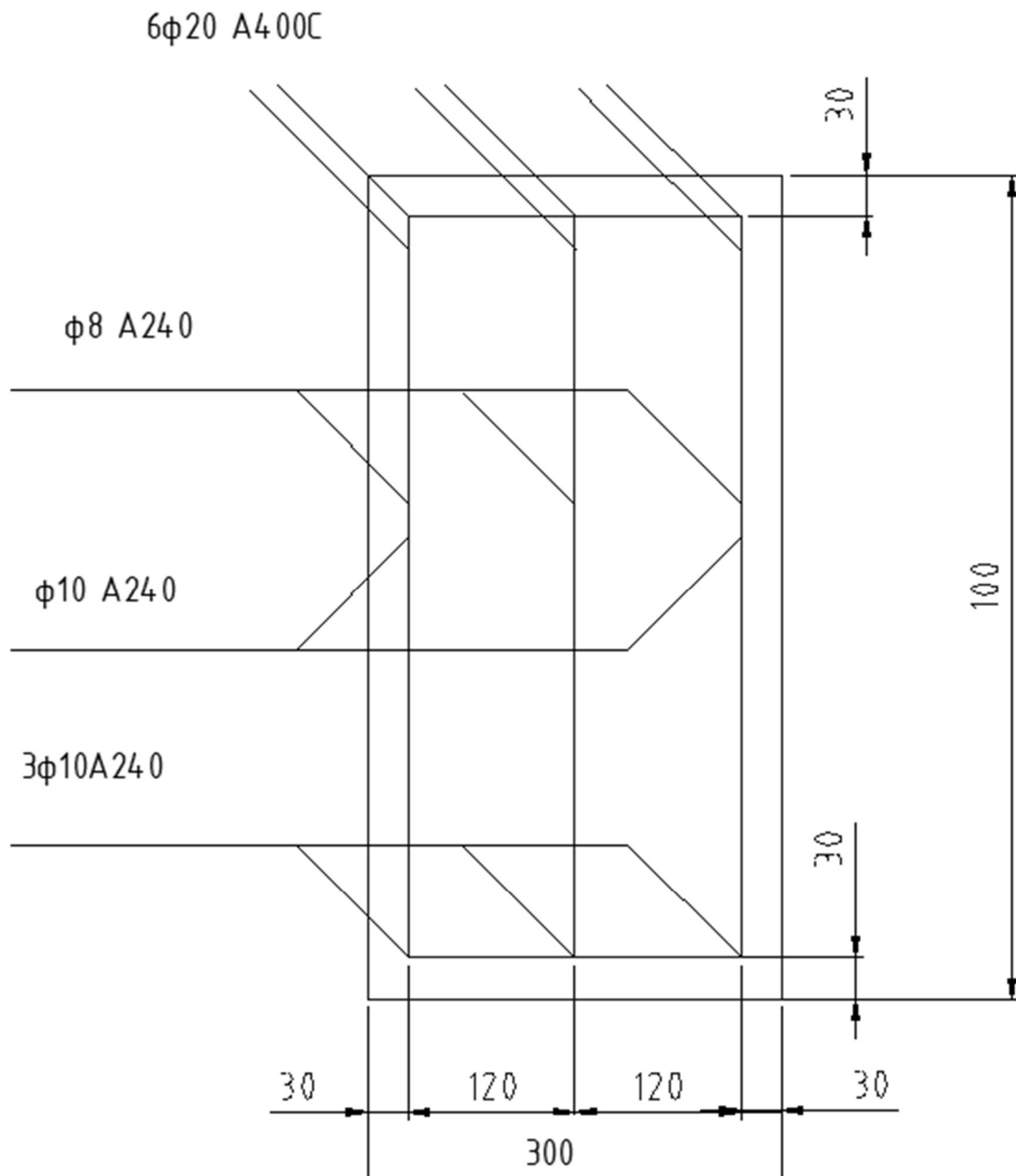


Рис 2.21 Січення балки.

Розрахунок залізобетонної колони

Для розрахунку прийнято залізобетонну колону з квадратним поперечним перерізом 300х300 мм. Колону запроєктовано з бетону класу **C12/15** відповідно до чинних нормативних документів України. Робоча арматура прийнята класу **A400C** з розрахунковим опором $R_s = 36.5 \text{ кН/см}^2$.

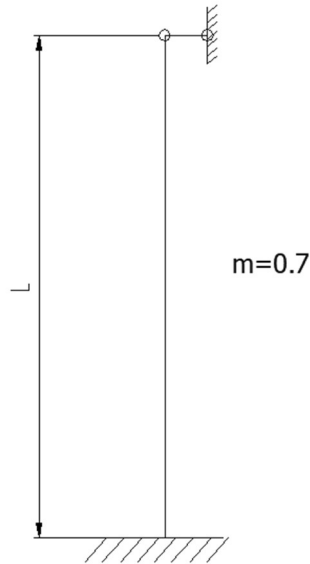


Рис 2.22. Рис. 2.17. Розрахункова схема колони

Конструктивна довжина колони становить

$$L = 625 \text{ см.}$$

Розрахункову довжину колони визначаємо з урахуванням коефіцієнта приведення:

$$l_0 = \mu * L = 0.7 * 625 = 438 \text{ см.}$$

Перевірка граничної гнучкості:

$$\text{при } l_0 = 438 \text{ см} < 20h = 20 * 40 = 800 \text{ см,}$$

умова виконується, тому подальший розрахунок проводимо за формулою для коротких колон.

Розрахунок несучої здатності виконуємо за залежністю:

$$N \leq \varphi (R_b * A + R_{sc} * A_{s,tot})$$

Розрахункові зусилля:

$$N = 510.9 \text{ кН;}$$

$$N_{ld} = 468.76 \text{ кН;}$$

$$l_0 = 438 \text{ см.}$$

Випадковий ексцентриситет визначаємо з умов:

$$e_a = h / 30 = 30 / 30 = 1.00 \text{ см} > e_0 = 0.136 \text{ см}$$

та

$$e_a = l_0 / 600 = 438 / 600 = 0.73 \text{ см} > e_0 = 0.136 \text{ см.}$$

Оскільки $e_a \geq 1$ см, приймаємо:

$$e_0 = e_a = 1.00 \text{ см.}$$

Розрахункові згинальні моменти:

$$M_1 = N * (h_0 - a') / 2$$

$$M_1 = 510.9 * (0.26 - 0.04) / 2 = 56.2 \text{ кНм}$$

$$M_{1l} = N_{ed} * (h_0 - a') / 2$$

$$M_{1l} = 468.76 * (0.26 - 0.04) / 2 = 51.56 \text{ кНм}$$

Коефіцієнт урахування поздовжнього згину:

$$\varphi_e = 1 + \beta * (M_{1l} / M)$$

$$\varphi_e = 1 + 1 * (51.56 / 56.2) = 1.917$$

де $\beta = 1$ - для важкого бетону.

Відносний ексцентриситет:

$$\delta_e = e_0 / h = 1 / 30 = 0.033$$

Перевіряємо умову:

$$\delta_e < \delta_{e,\min},$$

де

$$\delta_{e,\min} = 0.5 - 0.01 * (l_0 / h) - 0.1 * R_b$$

$$\delta_{e,\min} = 0.5 - 0.01 * (625 / 30) - 0.1 * 0.765 = 0.282.$$

Приймаємо:

$$\delta_e = 0.282,$$

$$\mu = 0.005.$$

Модульне відношення матеріалів:

$$\alpha = E_s / E_b$$

$$\alpha = 2 * 10^4 / 2.05 * 10^3 = 9.75.$$

Критичну поздовжню силу визначаємо за формулою:

$$N_{cr} = 1.6 * E_b * b * h / (e_0 / h)^2 * [0.11 / (0.1 + \delta_e) / (3 * \varphi_e) + \mu * \alpha * ((h_0 - a') / h)^2]$$

Підставляючи числові значення, одержуємо:

$$N_{cr} = 1.6 * 2.05 * 10^3 * 30 * 30 / (438 / 30)^2 * [0.11 / (0.1 + 0.282) / (3 * 1.917) + 0.005 * 9.75 * (26 - 4)^2 / 30^2]$$

$$N_{cr} = 2021.34 \text{ кН}$$

Коефіцієнт урахування впливу поздовжнього згину:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr})$$

$$\eta = 1 / (1 - 510.9 / 2021.34) = 1.34$$

Ексцентриситет з урахуванням прогину елемента:

$$e = \eta * e_0 + 0.5 * h - a'$$

$$e = 1.34 * 1 + 0.5 * 30 - 4 = 12.34 \text{ см}$$

Відносне поздовжнє зусилля:

$$\alpha_n = N / (R_b * b * h_0)$$

$$\alpha_n = 510.9 / (0.765 * 30 * 26) = 0.856$$

$$\xi_R = 0.564$$

Коефіцієнт W:

$$W = 0.85 - 0.08 * R_b$$

$$W = 0.85 - 0.08 * 0.765 = 0.789$$

Граничне значення відносної висоти стисненої зони:

$$\xi_R = W / [1 + (R_s / R_{s,sw}) * (1 - W / 1.1)]$$

$$\xi_R = 0.789 / [1 + (36.5 / 50) * (1 - 0.789 / 1.1)] = 0.654$$

Коефіцієнт умов роботи:

$$\alpha_s = \mu * R_s / R_b$$

$$\alpha_s = 0.005 * 36.5 / 0.765 = 0.239$$

Значення коефіцієнта ξ визначаємо за залежністю:

$$\xi = [\alpha_n * (1 - \xi_R) + 2 * \alpha_s * \xi_R] / [1 - \xi_R + 2 * \alpha_s]$$

$$\xi = [0.856 * (1 - 0.654) + 2 * 0.239 * 0.654] / (1 - 0.654 + 2 * 0.239) = 0.738$$

Для визначення необхідної площі робочої арматури розраховуємо:

$$\alpha_{n1} = N * e / (R_b * b * h_0^2)$$

$$\alpha_{n1} = 510.9 * 12.34 / (0.765 * 30 * 26^2) = 0.4064$$

Площа поздовжньої арматури:

$$A_s = A_s' = (R_b * b * h_0 / R_s) * [\alpha_{n1} - \xi * (1 - 0.5 * \xi)] / (1 - \delta)$$

$$A_s = A_s' = -1.12 \text{ см}^2$$

Армування приймаємо конструктивно:

2Ø12 A400C

$$A_s = A_s' = 2.26 \text{ см}^2$$

Коефіцієнт армування колони визначаємо за формулою:

$$\mu = (A_s + A_s') / (b * h_0)$$

$$\mu = (2.26 + 2.26) / (30 * 26) \approx 0.005$$

Поперечну арматуру колони приймаємо у вигляді хомутів **Ø6 A240** з кроком $S = 30 \text{ см}$.

Колона запроєктована з квадратним поперечним перерізом 300x300 мм та виготовляється з бетону класу **C12/15**. Коефіцієнт умов роботи бетону приймаємо

$$\gamma_b = 0.9,$$

розрахунковий опір бетону стиску

$$R_b = 0.765 \text{ кН/см}^2.$$

Поздовжня робоча арматура прийнята класу **A400C** з розрахунковим опором $R_s = 36.5 \text{ кН/см}^2$.

2.4. Розрахунок палевих фундаментів

Розрахунок палевих фундаментів винесено в додаток 2.

Розділ 3

Технологія та організація будівництва

3.1 Визначення номенклатури та об'ємів будівельно-монтажних робіт

Таблиця 3.1

Підрахунок об'ємів робіт

№	Найменування робіт	Од. вим.	Кількість
I. Підготовчий період			
1	Улаштування тимчасових під'їзних доріг	100 м	2.95
2	Монтаж тимчасових ліній електропостачання	100 м	4.08
3	Улаштування тимчасового водопостачання	100 м	0.56
4	Улаштування тимчасових каналізаційних мереж	100 м	0.54
5	Встановлення тимчасових побутових і виробничих споруд	компл.	4.30
II. Нульовий цикл			
6	Зняття рослинного шару бульдозером (t = 0.30 м)	тис. м ³	0.94
7	Розробка ґрунту в котловані екскаватором до відм. -3.90	тис. м ³	9.58
8	Вивезення ґрунту автосамоскидами	м ³	5560
9	Забивання паль	шт.	1235
10	Обрізання оголовків паль	шт.	1235
11	Бетонування ростверків	м ³	510.0
12	Мурування стін підвалу з фундаментних блоків	м ³	5875
13	Бетонування монолітних колон одноповерхової частини	шт.	12
14	Улаштування вертикальної гідроізоляції стін підвалу	м ²	1078
15	Зворотна засипка ґрунту екскаватором і бульдозером	м ³	4120
III. Надземна частина будівлі			
16	Монтаж плит перекриття над підвалом	шт.	294

17	Замонолічування монтажних швів	м.п.	1295
18	Монтаж ригелів одноповерхової частини	шт.	6
19	Мурування зовнішніх стін (t = 510 мм)	м ³	41650
20	Мурування внутрішніх стін (t = 380 мм)	м ³	45800
21	Мурування перегородок (t = 120 мм)	м ³	612
22	Монтаж балконних плит	шт.	98
23	Монтаж плит перекриття	шт.	2140
24	Замонолічування швів плит перекриття	м.п.	3780
25	Монтаж сходових площадок	шт.	45
26	Монтаж сходових маршів	шт.	45
IV. Віконні та дверні заповнення			
27	Установлення дерев'яних віконних блоків	тис. м ²	18.9
28	Монтаж дверних блоків	тис. м ²	12.2
V. Покрівельні роботи			
29	Улаштування тришарової рулонної гідроізоляції	тис. м ²	30.2
30	Улаштування цементної стяжки М50 (t = 30 мм)	тис. м ²	30.1
VI. Підлоги			
31	Підстилаючий шар з бетону М100 (t = 200 мм), підвал	тис. м ²	1.75
32	Цементна підлога (t = 30 мм)	тис. м ²	1.74
33	Вирівнювальний шар з керамзитобетону (t = 35 мм)	тис. м ²	11.65
34	Улаштування цементної стяжки М50 (t = 30 мм)	тис. м ²	11.70
35	Паркетне покриття (t = 15 мм)	тис. м ²	7.75
36	Керамічне плиткове покриття	тис. м ²	3.92
37	Вирівнювальна стяжка (t = 15 мм)	тис. м ²	1.46
38	Улаштування пароізоляції (1 шар руберойду)	тис. м ²	1.45
39	Монтаж теплоізоляційного шару (t = 50 мм)	тис. м ²	1.47
40	Улаштування захисної стяжки (t = 30 мм)	тис. м ²	1.48
VII. Внутрішні оздоблювальні роботи			
41	Засклення вікон подвійними склопакетами	тис. м ²	37.5

42	Фарбування дверних полотен	тис. м ²	24.4
43	Штукатурення стін і перегородок (t = 20 мм)	тис. м ²	26.8
44	Побілка стін	тис. м ²	26.7
45	Облицювання стін глазурованою плиткою (санвузли, кухні)	тис. м ²	29.6
VIII. Зовнішні оздоблювальні роботи			
46	Штукатурення фасадів (t = 20 мм)	тис. м ²	85.2
47	Декоративний набриск фасаду	тис. м ²	84.5
48	Улаштування вимощення навколо будівлі	тис. м ²	2.85

3.2. Вибір методів виконання робіт

До основних видів будівельно-монтажних робіт, передбачених у проєкті, належать:

- земляні роботи;
 - мурування цегляних стін;
 - монтаж збірних залізобетонних конструкцій.

Земляні роботи

Перед початком виконання земляних робіт на будівельному майданчику уточнюється наявність діючих підземних інженерних мереж. Територія забудови до початку робіт і в процесі будівництва повинна бути захищена від впливу поверхневих вод шляхом улаштування тимчасового водовідведення та огороження майданчика.

Земляні роботи виконуються у технологічно обґрунтованій послідовності, що забезпечує дотримання встановлених строків будівництва та максимальне використання механізованих засобів. Прийнята послідовність виконання робіт включає:

- зняття рослинного шару ґрунту та вертикальне планування території;
 - розробку котловану;
 - зворотну засипку пазах фундаментів з ущільненням ґрунту.

Розробка ґрунту в котловані здійснюється одноковшовим екскаватором ДЄ-505, обладнаним зворотною лопатою з місткістю ковша 0,5 м³. Доведення дна котловану до проектної відмітки виконується бульдозером Д-259. Зворотна засипка здійснюється бульдозером Т-100 із пошаровим ущільненням ґрунту. Ґрунт для зворотної засипки складається у відвал у межах будівельного майданчика, надлишковий ґрунт вивозиться автосамоскидами за його межі.

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій

Монтаж збірних залізобетонних елементів виконується із застосуванням двох баштових кранів КБ-160-2. До початку монтажних робіт повинні бути завершені роботи з улаштування фундаментів, а також підготовлені майданчики для складування та тимчасового зберігання залізобетонних конструкцій.

Монтаж елементів здійснюється у послідовності, що забезпечує стійкість конструкцій і збереження геометричної незмінності будівлі на всіх етапах зведення. Роботи організуються за захватками: спочатку повністю виконуються монтажні операції в межах однієї захватки, після чого роботи переносяться на наступну.

Спеціальні будівельні роботи

Спеціальні будівельні роботи, зокрема монтаж систем опалення, водопостачання та каналізації, виконуються відповідно до чинних нормативних вимог із використанням попередньо зібраних і підготовлених вузлів. Фарбувальні склади готуються централізовано та наносяться механізованими способами.

Для виконання опоряджувальних і спеціальних робіт застосовуються пересувні штукатурні станції, розчинонасоси, шліфувальні машини, електрофарбопульти та мобільні малярні установки. Під час виконання штукатурних робіт температура повітря в приміщеннях повинна бути не нижчою +5 °С, а температура розчину - не нижчою +8 °С. Внутрішні малярні роботи виконуються в утеплених приміщеннях.

Покрівельні роботи виконуються за сухих погодних умов при температурі зовнішнього повітря, що відповідає вимогам технології виконання робіт і чинних будівельних норм.

3.3. Підбір монтажних кранів

У процесі зведення будівлі гуртожитку сімейного типу монтажу підлягають збірні залізобетонні елементи, зокрема плити перекриття та покриття, колони, ригелі, а також сходові площадки і сходові марші.

Розрахунок параметрів монтажу виконано для найбільш несприятливих умов, а саме для монтажу плит покриття на відмітці +31.77 м.

Для забезпечення можливості монтажу необхідно визначити мінімальну висоту підйому гака крана від рівня його стоянки. Вона складається з таких складових:

технологічний запас на занос елемента - 0.5 м;

висота монтажного елемента у підвішеному стані - 0.22 м;

висота вантажозахоплювального пристрою - 2.1 м;

висота поліспасти - 1.7 м.

З урахуванням зазначених величин мінімальна висота підйому гака становить:

$$H = 31.77 + 0.5 + 0.22 + 2.1 + 1.7 = 36.3 \text{ м.}$$

Необхідний виліт гака визначається з урахуванням габаритів будівлі та схеми розміщення крана:

ширина будівлі гуртожитку - 16 м;

відстань від осі руху крана до крайньої стіни - 8 м.

Маса плит покриття, що монтуються, становить 3.7 т, що визначає необхідну вантажопідймальність крана при заданих параметрах вильоту та висоти підйому.

За результатами підбору встановлено, що зазначеним вимогам відповідають такі баштові крани:

1. баштовий кран КБ-160-2 зі стрілою довжиною 25 м;

2. баштовий кран КБ-300 зі стрілою довжиною 30 м.

Для остаточного вибору виконано порівняння зазначених кранів за економічними показниками. Тривалість монтажу плит перекриття та покриття відповідно до сіткового графіка становить 27 днів.

Витрати на експлуатацію монтажних кранів визначаються за кількістю машино-годин роботи з урахуванням тривалості робочої зміни, яка прийнята рівною 8 год.

Питомі капіталовкладення розраховуються на основі інвентарно-розрахункової вартості крана та кількості машино-змін його роботи протягом року. На підставі цих даних визначаються приведені витрати для кожного з варіантів.

Аналіз результатів показав, що приведені витрати для баштового крана КБ-160-2 є меншими порівняно з краном КБ-300. У зв'язку з цим баштовий кран КБ-160-2 приймається як основний для виконання монтажних робіт на об'єкті.

3.5. Розробка технологічних карт на виконання кладки цегляних стін

Кладку цегляних стін слід виконувати відповідно до робочих креслень та вимог чинних державних будівельних норм і стандартів. Матеріали для мурування, зокрема цегла та розчин, доставляються на будівельний майданчик автотранспортом із подальшим розподілом по захватках.

Виконання кладки цегляних стін передбачено за поточно-роздільним методом із застосуванням тризахватної організації робіт, що забезпечує безперервність процесу та раціональне використання будівельних машин і механізмів.



Рис. 3.1. схема захваток

Згідно з прийнятою схемою, на першій захватці здійснюється мурування стін, на другій - монтаж збірних залізобетонних конструкцій та плит перекриття, на третій - виконуються підготовчі роботи до наступного етапу кладки, зокрема встановлюються риштування та подаються матеріали для мурування.

Застосування тризахватної схеми дозволяє ефективно використовувати два баштові крани на будівельному майданчику. Один із кранів задіяний на другій захватці для монтажу плит перекриття, тоді як другий одночасно забезпечує подачу цегли та розчину на першій захватці, виконує монтаж перемичок, а також подає матеріали й елементи риштувань на третю захватку для підготовки наступного фронту робіт.

Поверх будівлі розбивається на два яруси висотою по 1.25 м кожний. Кладку першого ярусу виконують безпосередньо з перекриття, кладку другого ярусу - з інвентарних риштувань висотою 1.2 м.

У зимовий період мурування цегляних стін організовується із застосуванням методу заморожування розчину. При цьому цегла перед використанням очищується від снігу та льоду, а розчин подається у підігрітому стані з дотриманням вимог технології зимового виконання робіт.

Зведена відомість потреби в напівфабрикатах, матеріалах та виробих

№	Найменування матеріалів і виробів	Од. вим.	Кількість
1	Бітумна гідроізоляційна мастика	т	21.1
2	Арматурна сталь для залізобетонних конструкцій	т	22.4
3	Пиломатеріали (дошки будівельні)	т	18.7
4	Рулонні гідроізоляційні матеріали	м ²	22950
5	Цегла керамічна будівельна	тис. шт	32450.0
6	Паркетні вироби для підлог	м ²	8400
7	Керамічна облицювальна плитка	м ²	7840
8	Листове скло для віконних блоків	м ²	1890
9	Фарбувальні матеріали	кг	1315
10	Оліфа для малярних робіт	кг	122.0
11	Папля сантехнічна	кг	30.4
12	Бетонні суміші	м ³	1165
13	Цементний розчин	м ³	20140
14	Вапняний розчин	м ³	715
15	Залізобетонні палі	м ³	895
16	Залізобетонні плити перекриття	м ²	17280
17	Фундаментні блоки	м ³	5860
18	Віконні блоки	шт.	1890
19	Дверні блоки	шт.	1230

3.5. Складання календарного плану та сіткового графіка виконання робіт

Визначення нормативної тривалості зведення об'єкта виконано на підставі чинних нормативних документів з організації будівництва з урахуванням функціонального призначення будівлі, її загальної площі та обсягів будівельно-монтажних робіт.

Нормативна тривалість будівництва об'єкта становить:

- тривалість будівництва $T_{\text{буд}} = 720$ днів;
- загальна трудомісткість робіт - 23413.4 люд-днів;
- середній рівень продуктивності праці - 96 відсотків;
- питомі витрати праці на 1 м^2 площі будівлі - 0.31 люд-днів.

Обсяги будівельно-монтажних та супутніх робіт визначені за робочими кресленнями архітектурно-будівельної частини проєкту. Отримані значення використано для формування календарного плану виконання робіт

3.6. Проєктування будівельного генерального плану об'єкта

Розрахунок площі складів

Розрахунок необхідних площ складських зон виконують для основних будівельних матеріалів з урахуванням способів їх транспортування та умов зберігання на будівельному майданчику. При цьому приймається, що підвезення матеріалів здійснюється автомобільним транспортом.

Кількість матеріалу, яка підлягає одночасному зберіганню на складі, визначається за залежністю:

$$Q_{\text{скл}} = K * K_{\text{п}} * Q * n / T,$$

де

K - коефіцієнт нерівномірності використання матеріалу, який приймається рівним 1.3;

$K_{\text{п}}$ - коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів, що приймається рівним 1.1;

n - нормативний запас матеріалу в днях, який залежить від виду транспорту і для автомобільних перевезень на відстань до 40 км становить від 3 до 12 днів;

Q - загальна потреба матеріалу за період виконання робіт;

T - тривалість періоду витрачання матеріалу.

Загальна площа складських приміщень визначається з урахуванням втрат корисної площі на проходи та під'їзди за формулою:

$$F_{\text{скл}} = Q_{\text{скл}} / (V * \beta),$$

Де

V - кількість матеріалу, що розміщується на одиниці площі складу;

β - коефіцієнт використання площі складу з урахуванням проходів і технологічних розривів.

Значення коефіцієнта β приймаються залежно від типу складу:

– для закритих опалювальних складів - 0.4–0.7;

– для відкритих складських майданчиків - 0.4–0.6;

– для складів під навісами - 0.5–0.6.

Складуванню підлягають ті матеріали та вироби, для яких відсутня можливість їх безпосереднього використання з транспортних засобів. У даному проєкті прийнято, що монтаж і використання основних будівельних матеріалів безпосередньо з транспортних засобів є неможливими, у зв'язку з чим передбачається організація відповідних складських зон на будівельному генеральному плані.

Таблиця 3.4

Розрахунок необхідних площ складських зон

№	Найменування матеріалів і виробів	Од. вим.	Загальна потреба	Період	Норма запасу,	Кількість матеріалу, що зберігається	Місткість на 1 м ²	Коеф. використання	Площа м ²	Тип складу
1	Паркетні вироби	м ²	8380	28	8	3420	60	0.7	81.4	Закритий опалювальний
2	Керамічна плитка	м ²	7820	28	8	3190	100	0.7	45.6	Закритий опалювальний
3	Фарбувальні матеріали	кг	1315	37	10	510	200	0.7	3.6	Закритий опалювальний
4	Оліфа	кг	122.0	37	10	48.5	100	0.7	0.7	Закритий опалювальний
5	Пахля сантехнічна	кг	3040	37	10	1180	120	0.7	14.0	Закритий опалювальний
6	Плінтуси	м	41	28	8	15.5	100	0.7	0.22	Закритий опалювальний
7	Бітумні матеріали	кг	2110	68	6	27.5	200	0.7	0.20	Закритий опалювальний

8	Рулонні покрівельні матеріали	м ²	2290	28	10	1160	200	0.6	9.7	Закритий
9	Дротяна арматурна сітка	кг	258	20	10	184	110	0.6	2.8	Закритий опалювальний
10	Арматурна сталь	т	22.4	20	10	16.1	1.7	0.6	18.9	Під навісом
11	Пиломатеріали (дошки)	м ³	8.6	25	10	4.0	1.7	0.6	3.9	Закритий опалювальний
12	Фундаментні блоки	м ³	5860	20	8	3350	8	0.6	697	Відкритий
13	Залізобетонні палі	шт.	1235	18	8	790	11	0.6	120	Закритий опалювальний
14	Плити перекриття	шт.	2435	43	5	405	10	0.6	67.5	Закритий опалювальний
15	Цегла керамічна	тис. шт	20250	28	5	438000	2.5	0.6	2920	Закритий опалювальний
16	Сходові елементи	шт.	41	40	5	7.4	10	0.6	1.25	Закритий опалювальний

Таблиця 3.5

Відомість підбору складських площ на будівельному майданчику

№	Тип складу та шифр типового проєкту	Розміри в плані, м	Площа, м ²	Матеріали, що зберігаються
1	Закритий опалювальний склад, шифр 420-06-16	6x40	240	Керамічна плитка, паркетні вироби, лакофарбові матеріали
2	Склад під навісом, шифр 400-06-57	12x19	228	Покрівельні матеріали, арматурна сталь, пиломатеріали, віконні та дверні блоки
3	Відкритий склад будівельних матеріалів	20x122	2440	Залізобетонні палі, фундаментні блоки, плити перекриття, перемички, цегла

Розрахунок приміщень адміністративно-побутового призначення

Потребу в адміністративно-побутових приміщеннях визначають залежно від чисельності працівників, зайнятих на будівельному майданчику. Кількість персоналу для обслуговування будівництва приймається у відсотковому

співвідношенні від максимальної чисельності робітників, встановленої за графіком руху робочої сили.

Максимальна чисельність працюючих на об'єкті становить 60 осіб. Відповідно до цього приймається така структура персоналу:

- кількість робітників, зайнятих у другу зміну, становить 30 відсотків, що відповідає 18 особам;
- чисельність інженерно-технічних працівників та службовців приймається на рівні 12 відсотків, що становить 7 осіб;
- чисельність персоналу з наукової організації праці та служби охорони становить 3 відсотки, що відповідає 1 особі.

Таблиця 3.6

Розрахункові площі тимчасових будівель адміністративно-побутового призначення

№	Найменування будівлі	Розрахункова	Норма площі на 1 особу, м ²	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані, м	Тип будівлі, шифр проєкту	Прийнята площа, м ²	Кількість
I. Санітарно-побутові приміщення								
1	Гардеробні з душовими	80	0.6	48.0	2.7x11	420-1-9	59.4	2
2	Умивальні приміщення	60	0.07	4.2	2.7x9	420-04-6	24.3	1
3	Приміщення для приймання їжі	60	1.0	60.0	2.7x9	420-1-10	29.7	1
4	Приміщення для обігріву працівників	60	0.10	6.0	3.0x15	420-1-11	45.0	1
5	Санітарні вузли	60	0.015	0.9	3.0x6	типове	18.0	1
II. Адміністративні приміщення								
6	Будівельна контора	6	4.0	24.0	2.7x9	420-01-3	24.3	1
7	Диспетчерська	2	7.0	14.0	2.7x9	420-01-3	24.3	1

Таблиця 3.7

Розрахунок необхідної потужності трансформаторної підстанції

№	Найменування електроспоживачів	Од. вим.	Кількість	Потужність одиниці, кВт	Сумарна потужність, кВт
Будівельні машини та механізми					
1	Баштовий кран КБ-160-2	шт	2	57.0	114.0
2	Насос СО-50	шт	1	7.2	7.2
3	Глибинний вібратор ІВ-24	шт	4	1.55	6.2
4	Зварювальний трансформатор	шт	2	1.25	2.5
5	Штукатурна станція С5-79	шт	2	27.5	55.0
І. Потужність силових споживачів P_c					184.9
Технологічні та механічні потреби					
6	Електроустановки для технологічних процесів	шт	1	98.0	98.0
ІІ. Потужність технологічних споживачів					98.0
Освітлювальні установки					
7	Внутрішнє освітлення будмайданчика	м ²	395	0.0145	5.7
8	Зовнішнє освітлення території	м ²	410	0.0015	0.62
ІІІ. Потужність освітлення P_o					6.32

Сумарна потужність трансформаторної підстанції

Розрахунок сумарної встановленої потужності трансформатора виконуємо з урахуванням силових, технологічних та освітлювальних споживачів за формулою:

$$W = \alpha(\sum(K_i \cdot P_c) / \cos\varphi + \sum(K_{rc} \cdot P_i) / \cos\varphi + \sum(K_{3c} \cdot P_{ov}) + \sum(P_{on}))$$

де:

$\alpha = 1.1$ – коефіцієнт, що враховує додаткові потреби в електроенергії;

$\cos\varphi$ – коефіцієнт потужності електроспоживачів.

Підставляючи числові значення, отримуємо:

$$W = 1.1(0.86 \cdot 187.4/0.65 + 0.5 \cdot 100/0.65 + 0.8 \cdot 5.8 + 0.62) = 331.4 \text{ кВт}$$

На підставі отриманого значення сумарної потужності для електропостачання будівельного майданчика приймаємо комплектну трансформаторну підстанцію типу

СКТП-350-10 номінальною потужністю **350 кВА**.

Розділ 4

Економіка будівництва

4.1. Пояснювальна записка до економічної частини проєкту

«Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне»

Зведений локальний кошторис на виконання загальнобудівельних робіт об'єкта «Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне» розроблено в поточному рівні цін із дотриманням вимог чинних кошторисних нормативів станом на 28 листопада 2025 року.

Загальна кошторисна вартість будівництва гуртожитку сімейного типу в м. Рівне становить 160504,315 тис. грн. Кошторисна трудомісткість будівельно-монтажних робіт прийнята в обсязі 2108,721 тис. люд.-год, при цьому кошторисний фонд оплати праці складає 3474,043 тис. грн.

Локальний кошторис на загальнобудівельні роботи об'єкта «Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне» наведено в додатку 3 до пояснювальної записки.

Розділ 5

Охорона праці

Проектні рішення з охорони праці та техніки безпеки під час будівництва об'єкта «Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне» прийнято з урахуванням фактичних умов організації будівельного виробництва та специфіки виконання будівельно-монтажних робіт на будівельному майданчику.

У п'ятому розділі розроблено комплекс організаційних і технічних заходів з охорони праці при виконанні робіт з монтажу несучих конструкцій будівлі, зокрема під час улаштування фундаментів, монтажу фундаментних блоків, колон, плит перекриття, балок і плит покриття.

Передбачені заходи щодо забезпечення безпечних умов праці та запобігання виробничому травматизму під час виконання основних будівельних процесів наведено в додатку 4 до пояснювальної записки.

Розділ 6
Наукова частина атестаційної магістерської роботи
Дослідження напружено-деформованого стану залізобетонного
коробчатого настилу перекриттів

Мета дослідження

Метою наукової частини магістерської роботи є аналіз конструктивних особливостей залізобетонного коробчатого настилу, оцінка його роботи під дією нормативних і розрахункових навантажень, а також обґрунтування доцільності застосування такого настилу в конструкціях перекриттів і покриттів житлових будівель на прикладі об'єкта «Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне».

Завдання дослідження

Для досягнення поставленої мети у науковій частині магістерської роботи необхідно вирішити такі завдання:

1. провести аналіз розвитку та застосування залізобетонних коробчатих конструкцій у практиці проектування перекриттів і покриттів будівель
2. розглянути конструктивні особливості залізобетонного коробчатого настилу та принципи його просторової роботи під дією вертикальних навантажень
3. дослідити напружено-деформований стан коробчатого настилу з урахуванням замкненого поперечного перерізу
4. проаналізувати вплив початкового обтиску, що виникає на стадії формування настилу, на його міцність, тріщиностійкість і деформативність
5. виконати оцінку прогинів коробчатого настилу з урахуванням короткочасних і довготривалих навантажень, а також усадки і повзучості бетону
6. здійснити порівняльний аналіз ефективності коробчатого настилу з традиційними плитними та балковими системами перекриттів

7. обґрунтувати доцільність застосування залізобетонного коробчатого настилу, розрахованого в конструктивному розділі магістерської роботи, для проєктованого об'єкта

Об'єкт дослідження

Об'єктом дослідження є залізобетонні конструкції перекриттів і покриттів багатоповерхових житлових будівель.

Предмет дослідження

Предметом дослідження є конструктивні рішення, напружено-деформований стан, міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонного коробчатого настилу, що застосовується в конструкціях перекриттів і покриттів житлових будівель.

Наукова новизна роботи

Наукова новизна магістерської роботи полягає у комплексному аналізі роботи залізобетонного коробчатого настилу з урахуванням особливостей його формування, просторової роботи та дії початкового обтиску на основі детального інженерного розрахунку, виконаного відповідно до чинних нормативних вимог.

У роботі уточнено вплив замкненої коробчатої форми поперечного перерізу та бокових граней на напружено-деформований стан настилу, а також встановлено роль початкового обтиску у зменшенні експлуатаційних прогинів і підвищенні тріщиностійкості конструкції.

Отримано узагальнені висновки щодо ефективності застосування залізобетонного коробчатого настилу у перекриттях і покриттях житлових будівель порівняно з традиційними плитними та балковими системами з позицій жорсткості, матеріалоємності та конструктивної доцільності.

6.1. Актуальність застосування залізобетонного коробчатого настилу та зв'язок з розрахунковою моделлю

Сучасне житлове будівництво характеризується зростанням вимог до конструктивної ефективності перекриттів і покриттів, що обумовлено

необхідністю зменшення матеріалоємності, підвищення просторової жорсткості будівель та забезпечення нормативних вимог з міцності, деформативності і тріщиностійкості. Особливої уваги потребують конструкції перекриттів великопролітних та багатоповерхових будівель, у яких традиційні плитні або балкові системи часто призводять до перевитрати матеріалів або обмежень у планувальних рішеннях.

Одним із раціональних конструктивних рішень у цьому контексті є залізобетонний коробчатий настил, який поєднує принципи роботи плит і балок, утворюючи просторову систему з замкненим поперечним перерізом. Така конструкція дозволяє суттєво збільшити момент інерції перерізу без пропорційного зростання маси, що особливо важливо для перекриттів і покриттів житлових будівель.

Актуальність застосування коробчатого настилу підтверджується результатами виконаного в даній магістерській роботі розрахунково-конструктивного аналізу, в якому розглянуто напружено-деформований стан настилу на всіх стадіях роботи - від виготовлення в плоскому положенні до експлуатаційної стадії під дією нормативних навантажень.

У розрахунковій частині роботи коробчатий настил розглядається як просторовий елемент, що складається з:

- верхньої полицки;
- нижньої полицки;
- двох бокових граней, які забезпечують сумісну роботу всіх елементів перерізу.

Саме така схема покладена в основу подальших розрахунків міцності, тріщиностійкості та деформативності настилу.

Зокрема, у підрозділі **2.2.1** виконано визначення зусиль у настилі шляхом виділення розрахункової смуги шириною 1 м та розгляду її як рамної системи, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням по полицці. Врівноваження дії зовнішнього навантаження при цьому здійснюється за рахунок дотичних напружень, що виникають у бокових гранях настилу. Такий

підхід дозволяє адекватно врахувати просторову роботу коробчатого перерізу, що є принципово важливим для оцінки його ефективності.

Подальший аналіз міцності нормальних перерізів полички та бокових граней настилу виконано за класичною методикою залізобетонних конструкцій. У роботі визначено максимальні згинальні моменти, робочі висоти перерізів і необхідні площі робочої арматури. Наприклад, для полички настилу розрахунковий згинальний момент визначається як M_{\max} , після чого вводиться безрозмірний параметр згину α_m , що дозволяє оцінити ступінь використання несучої здатності перерізу.

На основі цього параметра визначено необхідну площу робочої арматури A_s , після чого прийнято фактичне армування у вигляді дротяної арматури класу Вр-І. Аналогічний підхід застосовано і для бокових граней настилу, що дозволило показати узгодженість роботи всіх елементів коробчатого перерізу.

Особливу увагу в роботі приділено аналізу початкового обтиску, який виникає під час формування коробчатого настилу з плоского елемента. У розрахунковій частині виконано перевірку міцності нормальних перерізів бокових граней від дії початкового обтиску, що є характерною особливістю саме коробчатих конструкцій. При цьому бокові грані розглядаються як самостійні елементи, які працюють у плоскому положенні до моменту надання настилу проектної форми.

Результати цього аналізу показали, що напруження, які виникають у бетоні та арматурі внаслідок початкового обтиску, не перевищують допустимих значень, а прогини настилу без урахування впливу усадки та повзучості бетону залишаються в межах нормативних вимог. Це підтверджує доцільність використання такої технології формування коробчатого настилу.

Таким чином, уже на етапі аналізу розрахункової моделі можна зробити висновок, що залізобетонний коробчатий настил є ефективною конструктивною системою, яка забезпечує:

- раціональний розподіл матеріалу в перерізі;
- підвищену жорсткість і несучу здатність;

- зменшення прогинів у порівнянні з традиційними плитами;
- можливість оптимізації армування без втрати експлуатаційних характеристик.

У подальших підрозділах наукової частини ці положення будуть детально обґрунтовані на основі аналізу напружено-деформованого стану настилу, порівняння з традиційними конструктивними рішеннями та узагальнення результатів виконаних розрахунків.

6.2. Конструктивна схема залізобетонного коробчатого настилу та особливості його просторової роботи

Залізобетонний коробчатий настил належить до класу просторових тонкостінних конструкцій, робота яких визначається сумісною взаємодією всіх елементів поперечного перерізу. На відміну від суцільних плит або балкових систем, коробчатий настил має замкнений поперечний переріз, що принципово змінює характер розподілу напружень і деформацій.

Конструктивно коробчатий настил складається з верхньої полицки, нижньої полицки та двох бокових граней, які утворюють єдину просторову систему. Саме бокові грані забезпечують замикання перерізу і виконують ключову роль у сприйнятті дотичних напружень та забезпеченні жорсткісної роботи настилу.

У виконаному в даній магістерській роботі розрахунку коробчатий настил розглядається як елемент коробчастого типу з постійною геометрією поперечного перерізу по довжині. Такий підхід дозволяє застосувати класичні методи розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням специфіки просторової роботи.

Однією з принципових особливостей коробчатого настилу є спосіб його виготовлення. У розрахунковій частині роботи настил формується з плоского залізобетонного елемента, який після твердіння бетону піднімається за технологічні петлі та набуває просторової коробчатої форми. На цьому етапі в елементі виникають початкові зусилля обтиску, які суттєво впливають на подальшу роботу конструкції.

Саме ця технологічна особливість обумовлює необхідність окремого розгляду бокових граней настилу як самостійних елементів на стадії формування коробчатого перерізу. У розрахунку, наведеному в підрозділах 2.2.1–2.2.3, бокові грані аналізуються як окремі залізобетонні елементи, що працюють у плоскому положенні під дією згинальних моментів від початкового обтиску.

Після завершення процесу формування коробчатого перерізу всі елементи настилу починають працювати спільно, що зумовлює істотну зміну напружено-деформованого стану у порівнянні з плоскою стадією.

При експлуатаційній стадії роботи коробчатий настил сприймає постійні та тимчасові навантаження, які прикладаються переважно до верхньої полицки. Під дією цих навантажень у настилі виникає згин, при якому:

- у верхній полицці розвиваються стискаючі напруження;
- у нижній полицці - розтягувальні напруження;
- у бокових гранях виникають дотичні напруження, що забезпечують передачу зусиль між полицками.

Такий характер роботи принципово відрізняється від роботи суцільної плити, де основна частина матеріалу працює неефективно, перебуваючи в зонах з малими напруженнями. У коробчатому настилі бетон і арматура зосереджені переважно в зонах, де вони працюють найбільш інтенсивно.

У розрахунковій частині це враховано шляхом виділення розрахункової смуги шириною 1 м, яка розглядається як рамна система. Полицка настилу моделюється як горизонтальний елемент рами, а бокові грані - як вертикальні елементи, що сприймають дотичні зусилля. Такий підхід дозволяє адекватно описати просторову роботу настилу без надмірного ускладнення розрахункової моделі.

Бокові грані коробчатого настилу відіграють вирішальну роль у формуванні його жорсткісних характеристик. Саме вони забезпечують замикання поперечного перерізу і значне зростання моменту інерції відносно нейтральної осі.

У виконаному розрахунку міцності нормальних перерізів бокових граней показано, що навіть за наявності початкового обтиску напруження в бетоні та арматурі не досягають граничних значень. Це свідчить про достатній запас міцності і дозволяє розглядати початкові зусилля не як небезпечний фактор, а як елемент, що сприяє підвищенню жорсткості конструкції.

Крім того, участь бокових граней у сприйнятті дотичних напружень зменшує концентрацію зусиль у полицках настилу. Це позитивно впливає на тріщиностійкість, оскільки знижує рівень розтягувальних напружень у нижній полиці, що безпосередньо підтверджено перевірками умов утворення нормальних тріщин у розрахунковій частині.

У порівнянні з традиційними залізобетонними плитами перекриття коробчатий настил має суттєві конструктивні переваги. За однакових прольотів коробчатий настил характеризується меншими прогинами та більш рівномірним розподілом напружень по перерізу.

Порівняння з балковими системами показує, що коробчатий настил дозволяє відмовитись від виступаючих балок, забезпечуючи більш гнучкі архітектурно-планувальні рішення. При цьому жорсткість конструкції досягається не за рахунок збільшення висоти балок, а завдяки раціональній формі перерізу.

Саме ці особливості обумовлюють доцільність застосування коробчатих настилів у житлових будівлях, зокрема в об'єктах типу «Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне», де поєднання конструктивної ефективності та архітектурної гнучкості є особливо важливим.

Аналіз конструктивної схеми та принципу роботи залізобетонного коробчатого настилу показує, що замкнений поперечний переріз забезпечує ефективну просторову роботу конструкції. Особливості формування настилу з плоского елемента та наявність початкового обтиску не знижують його несучу здатність, а навпаки, сприяють підвищенню жорсткості та тріщиностійкості.

Отримані висновки створюють основу для подальшого детального аналізу розрахункової моделі настилу, який буде виконано у наступному підрозділі наукової частини.

6.3. Розрахункова модель залізобетонного коробчатого настилу та методика визначення зусиль

Ефективність застосування залізобетонного коробчатого настилу значною мірою залежить від правильного вибору розрахункової моделі, яка повинна адекватно відображати просторову роботу конструкції та взаємодію її елементів. У даній магістерській роботі розрахункова модель настилу побудована з урахуванням його конструктивних особливостей, технології виготовлення та умов експлуатації.

Основною ідеєю прийнятої методики є перехід від просторової конструкції до еквівалентної плоскої розрахункової схеми, що дозволяє застосовувати класичні методи розрахунку залізобетонних елементів без втрати точності результатів.

Для визначення внутрішніх зусиль у коробчатому настилі в розрахунковій частині роботи виділяється розрахункова смуга шириною 1 м, яка розглядається як характерний фрагмент усієї конструкції. Такий підхід є традиційним для аналізу плитних і настільних систем та дозволяє перейти до лінійної розрахункової моделі.

Виділена смуга моделюється у вигляді плоскої рамної системи, що складається з:

- горизонтального елемента, який відповідає верхній полиці настилу;
- двох вертикальних елементів, що моделюють бокові грані коробчатого перерізу.

Навантаження прикладається до горизонтального елемента у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, яке враховує власну вагу настилу, вагу конструкцій покриття та нормативні тимчасові навантаження. Врівноваження цього навантаження здійснюється за рахунок дотичних напружень у бокових гранях, що забезпечує сумісну роботу всієї рамної системи.

Розрахунковий проліт настилу визначається з урахуванням конструктивних особливостей опирання. У розрахунку прийнято, що ефективна довжина прольоту визначається як відстань між осями опор за вирахуванням ділянок жорсткого защемлення.

У загальному вигляді розрахунковий проліт визначається як:

$$l_0 = l_k - 2a,$$

де l_k - конструктивний проліт настилу,
 a - довжина опорної ділянки.

Таке визначення прольоту відповідає реальним умовам роботи настилу та використане при побудові епюр згинальних моментів і поперечних сил.

Граничні умови в моделі прийняті у вигляді шарнірного опирання, що є консервативним і забезпечує запас надійності при оцінці прогинів і внутрішніх зусиль.

На наступному етапі виконано визначення внутрішніх зусиль від дії нормативних і розрахункових навантажень. У розрахунку послідовно визначено:

- зусилля від повного нормативного навантаження;
- зусилля від постійного та довготривалого тимчасового навантаження;
- зусилля від короткочасного тимчасового навантаження;
- зусилля від повного розрахункового навантаження з урахуванням коефіцієнтів надійності.

Максимальний згинальний момент у прольоті визначається за класичною формулою для балки на двох опорах при рівномірно розподіленому навантаженні:

$$M_{\max} = q \cdot l_0^2 / 8,$$

де q - інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження,
 l_0 - розрахунковий проліт.

Аналогічно визначається максимальна поперечна сила:

$$Q_{\max} = q \cdot l_0 / 2.$$

Отримані значення згинальних моментів і поперечних сил використовуються для подальших перевірок міцності нормальних і похилих перерізів полицок і бокових граней настилу.

Для більш точного аналізу напружено-деформованого стану коробчатого настилу в роботі побудовано епюри згинальних моментів і поперечних сил як від зовнішнього навантаження, так і від одиничних зусиль. Це дозволило застосувати метод одиничних зусиль при визначенні переміщень і прогинів.

У рамках цього методу:

- будується епюра згинальних моментів від одиничного навантаження;
- визначається інтегральний добуток епюр від реального та одиничного навантажень;
- обчислюється прогин у характерних перерізах настилу.

Застосування цього підходу дозволяє врахувати реальну жорсткість коробчатого перерізу та вплив бокових граней на загальну деформативність конструкції.

Особливістю розрахункової моделі коробчатого настилу є врахування початкового обтиску, що виникає на стадії формування просторової форми з плоского елемента. У роботі цей етап розглядається окремо, при цьому бокові грані аналізуються як самостійні елементи, що працюють у плоскому положенні.

Для цієї стадії визначаються:

- згинальні моменти в бокових гранях;
- напруження в бетоні та арматурі;
- відповідність отриманих напружень граничним значенням.

Подальший аналіз показує, що після переходу до експлуатаційної стадії початкові зусилля не призводять до небезпечних напружень, а впливають на зменшення прогинів настилу, що підтверджується виконаними перевітками.

Прийнята в роботі розрахункова модель залізобетонного коробчатого настилу адекватно відображає його реальну просторову роботу та дозволяє виконувати розрахунки міцності, тріщиностійкості та деформативності з достатньою точністю. Застосування рамної схеми для розрахункової смуги

шириною 1 м забезпечує оптимальне поєднання точності та простоти розрахунку.

Отримані в межах цієї моделі значення внутрішніх зусиль покладено в основу подальшого аналізу міцності нормальних і похилих перерізів коробчатого настилу, який розглядається в наступному підрозділі.

6.4. Аналіз міцності нормальних і похилих перерізів залізобетонного коробчатого настилу

Оцінка міцності залізобетонного коробчатого настилу є одним з ключових етапів дослідження його конструктивної ефективності. Особливістю коробчатих конструкцій є те, що напружено-деформований стан окремих елементів перерізу формується не лише під дією експлуатаційних навантажень, але й на стадії виготовлення та формування просторової форми. У зв'язку з цим у даній роботі міцність настилу аналізується з урахуванням усіх характерних стадій його роботи.

Перевірка міцності нормальних перерізів коробчатого настилу виконана для найбільш напружених перерізів у середині прольоту, де згинальні моменти досягають максимальних значень. У розрахунковій частині визначено розрахунковий згинальний момент M_{max} , отриманий від повного розрахункового навантаження.

На основі отриманого значення згинального моменту визначено робочу висоту перерізу та безрозмірний параметр згину, що характеризує ступінь використання бетонної зони стиснення. Аналіз показав, що для прийнятих геометричних параметрів настилу умова міцності нормального перерізу виконується без залучення граничних деформацій бетону, що свідчить про роботу перерізу в розрахунковому діапазоні.

Розрахунок площі робочої арматури нижньої полицки виконано з урахуванням класу бетону та класу арматури, прийнятих у проєкті. Фактичне армування підібрано з запасом, що забезпечує не лише виконання умови міцності, але й підвищену тріщиностійкість у стадії експлуатації.

Таким чином, результати аналізу підтверджують, що нормальні перерізи полицок коробчатого настилу мають достатній запас міцності і не є визначальними з точки зору граничного стану першої групи.

Бокові грані коробчатого настилу відіграють подвійну роль у його роботі. З одного боку, вони забезпечують передачу дотичних зусиль між полицками, а з іншого - сприймають власні згинальні моменти, що виникають як у процесі формування коробчатої форми, так і при експлуатації настилу.

У розрахунковій частині роботи бокові грані проаналізовано як самостійні елементи при початковому обтиску. Для цієї стадії визначено максимальні згинальні моменти та відповідні напруження в бетоні і арматурі. Отримані значення напружень не перевищують допустимих, що свідчить про безпечність прийнятої технології формування настилу.

Після переходу до експлуатаційної стадії бокові грані працюють у складі замкненого перерізу, що призводить до зменшення згинальних моментів у них порівняно з плоскою стадією. Це підтверджує доцільність врахування початкового обтиску окремо та його подальшого включення в загальну роботу коробчатого перерізу.

Перевірка міцності похилих перерізів виконана з метою оцінки здатності коробчатого настилу сприймати поперечні сили без утворення небезпечних похилих тріщин. У розрахунковій частині визначено максимальні значення поперечних сил Q_{max} у приопорних зонах настилу.

Аналіз показав, що бетон бокових граней і полицок спроможний сприймати розрахункові поперечні сили без необхідності введення додаткової поперечної арматури. При цьому умови міцності похилих перерізів виконуються з достатнім запасом.

Це пояснюється замкненим характером поперечного перерізу коробчатого настилу, який забезпечує більш рівномірний розподіл дотичних напружень і зменшує їх максимальні значення порівняно з відкритими перерізами.

Особливу увагу в роботі приділено аналізу впливу початкового обтиску, який виникає в процесі формування коробчатого настилу. Розрахунок міцності

нормальних перерізів бокових граней на цій стадії показав, що напруження в бетоні залишаються в межах допустимих значень навіть без урахування сприятливого впливу подальшої просторової роботи.

Після введення настилу в експлуатацію початковий обтиск призводить до часткового зниження розтягувальних напружень у нижній полиці, що позитивно впливає на загальну міцність і тріщиностійкість конструкції. Таким чином, початковий обтиск не лише не погіршує роботу настилу, але й виступає фактором підвищення його експлуатаційної надійності.

Виконаний аналіз міцності нормальних і похилих перерізів залізобетонного коробчатого настилу показав, що прийняте конструктивне рішення повністю відповідає вимогам першої групи граничних станів. Усі перевірені перерізи мають необхідний запас міцності, а напруження в бетоні та арматурі не досягають граничних значень.

Отримані результати підтверджують раціональність застосування коробчатого настилу як конструктивного рішення перекриттів і покриттів у житлових будівлях. Висока несуча здатність при відносно невеликій матеріалоемності робить цю конструкцію конкурентоспроможною порівняно з традиційними плитними та балковими системами.

6.5. Аналіз деформативності, прогинів і впливу початкового обтиску, усадки та повзучості бетону

Однією з основних експлуатаційних характеристик залізобетонних конструкцій є їх деформативність, яка визначає комфортність використання будівлі, довговічність огорожувальних елементів і відповідність нормативним вимогам другої групи граничних станів. Для коробчатих настилів питання прогинів набуває особливого значення, оскільки їх геометрія і технологія виготовлення зумовлюють специфічний напружено-деформований стан.

У даній роботі аналіз деформативності залізобетонного коробчатого настилу виконано з урахуванням усіх основних факторів, що впливають на величину прогинів, а саме:

- дії короткочасних і довготривалих навантажень;

- впливу початкового обтиску, що виникає при формуванні настилу;
- усадки та повзучості бетону.

У розрахунковій частині прогини коробчатого настилу визначалися на основі прийнятої рамної розрахункової схеми для смуги шириною 1 м. Такий підхід дозволяє врахувати спільну роботу полицок і бокових граней, що є принципово важливим для коробчатих конструкцій.

Для визначення прогинів використано метод одиничних зусиль, який ґрунтується на побудові епюр згинальних моментів від реального навантаження та від одиничного навантаження. Це дозволяє інтегрально врахувати зміну жорсткості по довжині елемента та вплив просторової роботи коробчатого перерізу.

Жорсткість настилу при цьому визначається з урахуванням реальних геометричних характеристик перерізу та модуля пружності бетону, прийнятого відповідно до класу бетону, використаного в проєкті.

Коробчата форма поперечного перерізу суттєво впливає на величину прогинів у порівнянні з суцільними плитами перекриття. Замкнений переріз забезпечує значно більший момент інерції відносно нейтральної осі, що безпосередньо призводить до зростання жорсткості конструкції.

У виконаному розрахунку це проявляється у зменшених значеннях розрахункових прогинів навіть за дії повного розрахункового навантаження. Отримані значення прогинів не перевищують гранично допустимі величини, встановлені нормативними документами для житлових будівель.

Таким чином, результати підтверджують, що коробчатий настил має підвищену жорсткість і забезпечує кращі деформаційні характеристики порівняно з традиційними плитними системами аналогічної маси.

Особливістю досліджуваної конструкції є наявність початкового обтиску, що виникає при формуванні коробчатого настилу з плоского елемента. У розрахунковій частині виконано окрему перевірку прогинів настилу від дії початкового обтиску без урахування усадки та повзучості бетону.

Отримані результати показали, що прогини, спричинені початковим обтиском, мають обмежений характер і не перевищують допустимих значень. Більше того, після переходу настилу до експлуатаційної стадії початковий обтиск частково компенсує прогини від зовнішніх навантажень, що позитивно впливає на загальний деформаційний стан конструкції.

Таким чином, початковий обтиск у даному випадку не є несприятливим фактором, а навпаки, сприяє зменшенню експлуатаційних прогинів коробчатого настилу.

Для повної оцінки деформативності коробчатого настилу в роботі враховано вплив усадки та повзучості бетону, які характерні для довготривалої роботи залізобетонних конструкцій. У розрахунковій частині визначено коефіцієнт теплової інерції D та оцінено відповідність конструкції вимогам нормативів.

Отримане значення коефіцієнта теплової інерції знаходиться в допустимому діапазоні, що дозволяє віднести настил до конструкцій із середньою тепловою інерцією. Це означає, що вплив коливань температури та довготривалих деформацій не призводить до надмірних прогинів або порушення експлуатаційної придатності настилу.

Урахування усадки та повзучості бетону показало, що навіть за несприятливого поєднання факторів сумарні прогини настилу не перевищують нормативних обмежень. Це підтверджує коректність прийнятих конструктивних і технологічних рішень.

Порівняння результатів розрахунку деформативності коробчатого настилу з аналогічними показниками для суцільних плит перекриття показує суттєву перевагу коробчатої конструкції. За однакових прольотів і навантажень коробчатий настил демонструє менші прогини та більш рівномірний розподіл деформацій.

Це підтверджує доцільність застосування коробчатих настилів у житлових будівлях, зокрема в об'єктах типу «Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне», де вимоги до обмеження прогинів є підвищеними.

Виконаний аналіз деформативності залізобетонного коробчатого настилу показав, що конструкція повністю відповідає вимогам другої групи граничних станів. Прогини від дії експлуатаційних навантажень, а також від початкового обтиску з урахуванням усадки та повзучості бетону не перевищують допустимих значень.

Отримані результати підтверджують, що коробчатий настил забезпечує не лише необхідну міцність, але й високу експлуатаційну придатність, що є важливою передумовою його практичного використання в сучасному житловому будівництві.

6.6. Порівняльний аналіз ефективності залізобетонного коробчатого настилу з традиційними конструктивними рішеннями

Для обґрунтування доцільності застосування залізобетонного коробчатого настилу в сучасному житловому будівництві доцільно виконати порівняльний аналіз його роботи з традиційними конструктивними системами перекриттів і покриттів. У межах даного дослідження коробчатий настил порівнюється із суцільними залізобетонними плитами та балковими перекриттями, які найбільш поширені у практиці проектування багатоповерхових житлових будівель.

Порівняння виконано за такими основними критеріями:

- несуча здатність;
- жорсткість і деформативність;
- матеріалоемність;
- конструктивна та технологічна доцільність;
- архітектурно-планувальні можливості.

Суцільні залізобетонні плити перекриття характеризуються простотою конструктивної схеми та відносною технологічною зручністю виконання. Однак при збільшенні прольотів або навантажень такі плити потребують значного збільшення товщини, що призводить до зростання власної ваги та матеріалоемності конструкції.

У порівнянні з суцільною плитою коробчатий настил забезпечує:

- більший момент інерції поперечного перерізу за однакової або меншої маси;
- менші прогини при однакових навантаженнях;
- ефективніше використання бетону та арматури, зосереджених у зонах максимальних напружень.

Результати виконаного в роботі розрахунку показують, що коробчатий настил при однаковому прольоті має менші значення прогинів і більш рівномірний розподіл напружень у порівнянні з суцільною плитою. Це підтверджує його перевагу з точки зору деформативності та експлуатаційної придатності.

Балкові системи перекриттів традиційно застосовуються для перекриття більших прольотів, однак вони мають низку обмежень, пов'язаних із виступаючими балками, ускладненням прокладання інженерних мереж та обмеженням планувальних рішень.

Залізобетонний коробчатий настил, на відміну від балкових систем:

- забезпечує плоску або близьку до плоскої поверхню перекриття;
- дозволяє уникнути локальних концентрацій напружень у місцях спирання балок;
- характеризується більш рівномірною роботою перерізу по всій ширині настилу.

З точки зору жорсткості коробчатий настил є порівняним із балковими системами, але при цьому має меншу конструктивну висоту та кращі архітектурні показники. Це особливо важливо для житлових будівель, де висота поверхів і гнучкість планування мають принципове значення.

Одним із ключових критеріїв ефективності конструктивного рішення є матеріалоемність. Аналіз показує, що коробчатий настил дозволяє зменшити витрати бетону порівняно з суцільними плитами аналогічної несучої здатності за рахунок видалення бетону з малонапружених зон.

У порівнянні з балковими системами коробчатий настил характеризується більш рівномірним розподілом матеріалу та відсутністю локальних потовщень,

що зменшує загальну масу перекриття. Зменшення власної ваги конструкції позитивно впливає на роботу фундаментів і несучих стін будівлі в цілому.

Особливістю коробчатого настилу є можливість його виготовлення з плоского елемента з подальшим формуванням просторової форми. Така технологія дозволяє:

- використовувати стандартні опалубні системи;
- зменшити складність армування;
- забезпечити контрольоване формування початкового обтиску.

Виконані в роботі розрахунки показують, що початковий обтиск не погіршує експлуатаційні характеристики настилу, а навпаки, сприяє зменшенню прогинів і підвищенню тріщиностійкості. Це є додатковою перевагою коробчатих конструкцій порівняно з традиційними системами.

З урахуванням виконаного порівняльного аналізу можна зробити висновок, що залізобетонний коробчатий настил є конкурентоспроможним і раціональним конструктивним рішенням для перекриттів і покриттів житлових будівель.

Для об'єктів типу «Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне» застосування коробчатого настилу дозволяє:

- забезпечити нормативні вимоги з міцності та деформативності;
- зменшити матеріалоємність перекриттів;
- підвищити архітектурно-планувальну гнучкість;
- покращити експлуатаційні характеристики будівлі.

Порівняльний аналіз показує, що залізобетонний коробчатий настил має низку суттєвих переваг у порівнянні з традиційними плитними та балковими системами. Поєднання високої жорсткості, зниженої матеріалоємності та сприятливих експлуатаційних характеристик робить його доцільним для застосування в сучасному житловому будівництві.

Отримані результати підтверджують, що вибір коробчатого настилу як основного конструктивного рішення перекриттів у межах даної магістерської роботи є обґрунтованим як з наукової, так і з практичної точки зору.

Висновки наукової частини

1. У результаті виконаного наукового дослідження встановлено, що залізобетонний коробчатий настил є ефективним конструктивним рішенням для перекриттів і покриттів житлових будівель, яке поєднує високу несучу здатність, підвищену жорсткість та раціональне використання будівельних матеріалів.
2. Аналіз конструктивної схеми коробчатого настилу показав, що замкнений поперечний переріз забезпечує сприятливий розподіл напружень між полочками та боковими гранями, що зменшує концентрацію зусиль і підвищує загальну надійність конструкції.
3. Прийнята в роботі розрахункова модель у вигляді рамної системи для смуги настилу шириною 1 м адекватно відображає просторову роботу коробчатого перерізу та дозволяє коректно визначати внутрішні зусилля, напруження і прогини з використанням класичних методів розрахунку залізобетонних конструкцій.
4. Виконані перевірки міцності нормальних і похилих перерізів коробчатого настилу підтвердили, що конструкція відповідає вимогам першої групи граничних станів. Усі розрахункові перерізи мають необхідний запас міцності, а напруження в бетоні та арматурі не досягають граничних значень.
5. Дослідження деформативності настилу показало, що прогини від дії експлуатаційних навантажень не перевищують нормативно допустимих величин, що забезпечує відповідність конструкції вимогам другої групи граничних станів і гарантує її експлуатаційну придатність.
6. Встановлено, що початковий обтиск, який виникає на стадії формування коробчатого настилу з плоского елемента, не має негативного впливу на роботу конструкції. Навпаки, його наявність сприяє зменшенню експлуатаційних прогинів і підвищенню тріщиностійкості настилу.
7. Урахування впливу усадки та повзучості бетону показало, що навіть за довготривалої дії навантажень сумарні деформації коробчатого настилу

залишаються в межах допустимих значень, що підтверджує довговічність і надійність конструкції.

8. Порівняльний аналіз коробчатого настилу з традиційними плитними та балковими системами перекриттів показав його переваги за показниками жорсткості, матеріалоємності та архітектурно-планувальної гнучкості при збереженні нормативної несучої здатності.
9. Отримані результати підтверджують доцільність застосування залізобетонного коробчатого настилу в житлових будівлях, зокрема в об'єктах типу «Гуртожиток сімейного типу в м. Рівне», де поєднання конструктивної ефективності та експлуатаційної надійності є особливо важливим.
10. Виконане дослідження може бути використане як науково-методична основа для подальшого проектування та оптимізації конструктивних рішень перекриттів і покриттів із застосуванням залізобетонних коробчатих настилів у сучасному житловому будівництві.

Література до розділу 6

- 1 ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
- 2 ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с.
- 3 ДСТУ Б EN 1992-1-1:2010 (EN 1992-1-1:2004, IDT). Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для будівель. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. – 312 с.
- 4 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Настанова щодо застосування Єврокоду 2 при проектуванні залізобетонних конструкцій. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2013. – 178 с.
- 5 fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne : Fédération internationale du béton (fib), 2013. – 402 p.
- 6 Nilson A. H., Darwin D., Dolan C. W. Design of Concrete Structures. 15th ed. – New York : McGraw-Hill Education, 2015. – 786 p.
- 7 Collins M. P., Mitchell D. Prestressed Concrete Structures. – Englewood Cliffs : Prentice Hall, 1997. – 766 p.
- 8 Ghali A., Favre R., Elbadry M. Concrete Structures: Stresses and Deformations. 3rd ed. – London : Spon Press, 2002. – 672 p.
- 9 Bazant Z. P., Jirásek M. Creep and Hygrothermal Effects in Concrete Structures. – Dordrecht : Springer, 2018. – 684 p.
- 10 Neville A. M. Properties of Concrete. 5th ed. – Harlow : Pearson Education Limited, 2011. – 844 p.
- 11 MacGregor J. G., Wight J. K. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. 6th ed. – Boston : Pearson, 2012. – 1200 p.
- 12 Hegger J., Sherif A. Shear in Reinforced Concrete Structures. – Berlin : Ernst & Sohn, 2016. – 365 p.
- 13 Engström B. Concrete Structures – Design and Construction. – London : CRC Press, 2014. – 412 p.
- 14 Chiorino M. A., Fantilli A. P. Behaviour of box-section reinforced concrete members under bending and shear // *Engineering Structures*. – 2010. – Vol. 32, No. 9. – P. 2660–2672.
- 15 Bentz E. C., Vecchio F. J., Collins M. P. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements // *ACI Structural Journal*. – 2006. – Vol. 103, No. 4. – P. 614–624.
- 16 FIB Bulletin No. 40. Shear and punching shear in RC and FRC elements. – Lausanne : fib, 2007. – 150 p.
- 17 Rombach G. Structural Concrete: Textbook on Behaviour, Design and Performance. – Berlin : Ernst & Sohn, 2012. – 474 p.
- 18 Ghali A., Youakim S., Razak H. Concrete Structures: Stresses and Deformations. – London : CRC Press, 2017. – 760 p.

ЛІТЕРАТУРА

1. Гетун Г.В. Архітектура будівель і споруд. Книга 1. Основи проектування: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання друге, перероблене і доповнене / Гетун Г.В. – К.: КОНДОР, 2012, – 380 с ;іл.
2. Гетун Г.В., Криштоп Б.Г. Багатоповерхові каркасно-монолітні житлові будинки/ Гетун Г.В., Криштоп Б.Г. – К.: КОНДОР, 2005. – 220 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 72 с.
4. ДБН В.2.2-15-2005. Житлові будинки. Основні положення. – К.: Держбуд України, 2005. – 36 с.
5. ДБН В.2.2-17-2006 «Будинки і споруди. Доступність будинків і споруд для маломобільних груп населення». – К.:Мінбуд України, 2007
6. ДБН В.2.2-24:2009 Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.–103 с.
7. ДБН В.2.5-22-2002. Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі гарячого водопостачання та водяного опалення з використанням труб зі структурованого поліетилену з тепловою ізоляцією зі спіненого поліетилену і захисною гофрованою поліетиленовою оболонкою.
8. ДБН В.2.5-23-2003. Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення.
9. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. – К.: Мінбуд України, 2006.–77 с.
- 10.ДБН В.2.5-39:2008. Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Теплові мережі.
- 11.ДБН В.2.5-64-2012. Державні будівельні норми України. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво.
- 12.ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування.
- 13.ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Основні положення проектування.
- 14.ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Основні положення проектування.
- 15.ДБН В.2.6-14-97. Покриття будинків і споруд.
- 16.ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – К.: Мінбуд України, 2016. – 65 с.
- 17.ДК 018-2000. Державний класифікатор будівель та споруд. – К.: Держстандарт України, 2000. – 24 с.
- 18.ДСТУ ISO4190-6-2001 Установка ліфтова (елеваторна). Частина 6. Ліфти пасажирські для встановлення в житлових будинках. Планування і вибір (ISO4190-6:1984, IDT)
- 19.ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Основні вимоги до проектної та робочої документації. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 68 с.
- 20.ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с.
- 21.ДСТУ Б В.2.6-23-2009. Блоки віконні. Загальні технічні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
- 22.ДСТУ-Н Б В.1.1–27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд

- України, 2010.
- 23.ДСТУ-Н Б В.2.2-31:2011. Настанова з облаштування будинків і споруд цивільного призначення елементами доступності для осіб з вадами.
 - 24.ДСТУ-Н БА.1.1-81-2008. Система стандартизації та нормування у будівництві. Основні вимоги до будівель і споруд. - К.: Держбуд України, 2008.
 - 25.Коваленко Ю.Н., Шевченко В.П., Михайленко И.Д. Краткий справочник архитектора. - К.: Будівельник, 1975.
 - 26.Плоский В.О., Гетун Г. В. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник. – Кам’янець-Подільський: ПП «Медобори»; 2014, - 617 с.
 - 27.Проектування і розрахунок вентиляції житлових будинків. Методичні поради / С.В.Синій. – Луцьк,: РВВ, ЛНТУ, 2011. – 22 с.
 - 28.Шерешевский И.А. Конструирование гражданских зданий/ Шерешевский И.А. – М., Архитектура-С, 2005. – 176 с.
 - 29.Баженов В.А., Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Информатика. Інформаційні технології в будівництві. Системи автоматизованого проектування. Підручник для вузів. – К.: Каравела, 2004. – 260 с.
 - 30.ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва.
 - 31.ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.

