

## РЕФЕРАТ

У межах бакалаврської роботи розроблено проєкт заводу з ремонту сільськогосподарської техніки з розробкою виробничого корпусу площею 30000 м. кв. у м. Івано-Франківську із виконанням усіх необхідних інженерних розрахунків та техніко-економічних обґрунтувань.

Розроблено проєкт будівлі з необхідними розрахунками та обґрунтуваннями. Каркас будівлі запроектований із збірних залізобетонних елементів серійного заводського виготовлення. Клас будинку – III. Фундаменти під колони монолітні залізобетонні стаканного типу з бетону класу C25/30; арматура класу A400; фундамент трьохступінчастий, висота сходок 300мм, висота стакана 1200мм. Розміри фундаменту в плані 3000×2400мм і 3300×2400мм. Глибина закладення фундаменту 1,95м.

Фітяк Олег Володимирович – бакалаврська робота. Інститут архітектури та будівництва "ІФНТУНГ-ДонНАБА", кафедра будівництва. Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу, 2026 рік.

Ключові слова: Залізобетон, колона, фундамент трьохступінчастий, навантаження.

## REFERENCE

As part of the bachelor's thesis, a project for an agricultural machinery repair plant with the development of a production building with an area of 30,000 sq. m. in the city of Ivano-Frankivsk was developed with the implementation of all necessary engineering calculations and feasibility studies.

A building project was developed with the necessary calculations and studies. The building frame was designed from prefabricated reinforced concrete elements of serial factory production. The building class is III. The foundations for the columns are monolithic reinforced concrete of the cup type made of concrete of class C25/30; reinforcement of class A400; the foundation is three-stage, the height of the steps is 300 mm, the height of the cup is 1200 mm. The dimensions of the foundation in plan are 3000 2400 mm and 3300 2400 mm. The depth of the foundation is 1.95 m.

Fityak Oleg Volodymyrovych - bachelor's thesis. Institute of Architecture and Construction "IFNTUNG-DonNABA", Department of Construction. Ivano-Frankivsk National Technical University of Oil and Gas, 2026.

Keywords: Reinforced concrete, column, three-stage foundation, loading.

## ЗМІСТ

	стор.
РЕФЕРАТ.....	4
ВСТУП.....	7
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ .....	9
1.1. Генплан.....	9
1.2. Техніко– економічні показники проекту.....	11
1.3. Об’ємно-планувальні рішення.....	12
1.4. Розрахунок натурального освітлення.....	17
2. РОЗРАХУНКОВО–КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	22
2.1. Розрахунок підкроквяної балки.....	22
2.2. Геометричні характеристики перерізів балки.....	27
2.3. Розрахунок міцності похилих тріщин по поперечній силі.....	33
2.4. Розрахунок похилих перерізів по утворені тріщин.....	41
2.5. Розрахунок позацентровостиснутої колони крайнього ряду.....	43
3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ.....	52
3.1. Вибір ефективного варіанту виробничого рішення.....	52
3.2. Земляні роботи.....	60
3.3. Монтаж будівельних конструкцій.....	67
3.4. Розрахунок необхідних параметрів кранів.....	74
3.5. Будгенплан.....	75
4. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	77
4.1. Пожежна профілактика генплану.....	77
4.2. Категорія пожежної безпеки виробництва.....	77
4.3. Степінь вогнестійкості конструкцій будівлі.....	78
4.4. Забезпечення пожежегасіння.....	78
4.5. Пожежна профілактика буд генплану.....	79
5. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА.....	80
5.1. Об’єктний кошторис.....	80

5.2. Зведений кошторисний розрахунок.....	81
5.3. Економічний ефект.....	83
5.4. Техніко-економічні показники.....	85
БІБЛОГРАФІЧНИЙ СПИСОК.....	86

## ВСТУП

Будівельна галузь є однією з провідних сфер розвитку економіки держави, оскільки саме вона забезпечує створення сучасної виробничої, соціальної та інженерної інфраструктури. Зі збільшенням обсягів капіталовкладень у будівництво постійно вдосконалюються методи технології та організації будівельного виробництва, впроваджуються новітні конструктивні рішення, сучасні матеріали та ефективні способи виконання будівельно-монтажних робіт. Подальший розвиток технічного прогресу в будівництві та будівельній індустрії сприятиме підвищенню продуктивності праці, скороченню строків будівництва, зниженню собівартості об'єктів та покращенню їх експлуатаційних характеристик і якості.

Особливу увагу в сучасному проектуванні приділяють удосконаленню конструктивних схем будівель і споруд, зменшенню власної маси конструкцій, забезпеченню їхньої надійності, довговічності та економічності. Досягнення цих вимог можливе завдяки виконанню точних інженерних розрахунків, застосуванню нових вискоелективних будівельних матеріалів, оптимізації конструктивних рішень та використанню сучасних методів розрахунку і моделювання.

Важливим напрямом розвитку будівельної галузі є також дотримання екологічних та санітарно-гігієнічних вимог. Під час проектування виробничих об'єктів необхідно враховувати умови охорони навколишнього середовища, раціональне розміщення виробничих і санітарних зон, забезпечення безпечних умов праці, а також гармонійне поєднання архітектурних рішень із сучасними вимогами містобудування та естетики.

У даній дипломній бакалаврській роботі розроблено проект на тему: «Завод з ремонту сільськогосподарської техніки з розробкою виробничого корпусу площею 30000 м<sup>2</sup> у м. Івано-Франківську». Актуальність теми обумовлена необхідністю розвитку підприємств аграрного сектору, удосконалення ремонтної бази сільськогосподарської техніки та створення

сучасних виробничих комплексів, які відповідають вимогам ефективності, надійності та безпеки.

Під час виконання дипломного проєкту були враховані сучасні вимоги до проєктування промислових будівель, виконано необхідні конструктивні та техніко-економічні розрахунки, обґрунтовано вибір будівельних матеріалів і конструкцій, а також забезпечено дотримання чинних будівельних норм і правил. Проєкт розроблений відповідно до завдання кафедри будівництва та відповідає технічним, санітарно-гігієнічним, екологічним і протипожежним вимогам.

# 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

## Вихідні дані

На основі завдання на проєктування розроблено архітектурно-будівельну частину дипломної бакалаврської роботи на тему: «Завод з ремонту сільськогосподарської техніки з розробкою виробничого корпусу площею 30000 м<sup>2</sup> у місті Івано-Франківську». Проєкт передбачає зведення сучасного виробничого комплексу, який забезпечує ефективну організацію ремонтних робіт, раціональне використання виробничих площ та створення безпечних і комфортних умов праці.

Під час розроблення проєкту були враховані природно-кліматичні, інженерно-геологічні та технічні умови району будівництва, а також вимоги чинних будівельних норм і стандартів. Конструктивні рішення прийняті з урахуванням забезпечення надійності, довговічності та економічної доцільності будівлі.

Проєкт розроблений для будівництва в таких умовах[24]:

- ґрунти основи — суглинки, сухі, непросадкові;
- рівень ґрунтових вод — 121,2 м;
- нормативне вітрове навантаження — 550 Па;
- нормативне снігове навантаження — 1400 Па.

Прийняті об'ємно-планувальні та конструктивні рішення забезпечують необхідну міцність, стійкість і експлуатаційну надійність виробничого корпусу, а також відповідають вимогам охорони праці, пожежної безпеки та екологічним нормам.

### 1.1. Генплан

Майданчик, відведений під будівництво виробничого корпусу заводу з ремонту сільськогосподарської техніки, характеризується спокійним рельєфом, що створює сприятливі умови для розміщення будівель і споруд, виконання будівельно-монтажних робіт та організації ефективної транспортної схеми

підприємства. Під час розроблення генерального плану враховано природно-кліматичні умови району будівництва, напрямки панівних вітрів, а також вимоги технологічного процесу виробництва.

Розташування будівель і споруд на території підприємства виконане з урахуванням технологічного взаємозв'язку між окремими виробничими та допоміжними об'єктами, що забезпечує раціональну організацію виробничого процесу, зручність експлуатації та скорочення внутрішньозаводських транспортних переміщень. При проєктуванні генерального плану також враховано вимоги санітарних, екологічних і протипожежних норм, що забезпечують безпечні та комфортні умови праці.

Для організації транспортного руху на території підприємства запроєктовано кільцеву автомобільну дорогу шириною 6 м, яка забезпечує безперешкодний під'їзд до всіх будівель і споруд, а також можливість руху пожежного та спеціального транспорту. Дорожнє покриття прийняте з урахуванням інтенсивності руху та навантаження від транспортних засобів.

З метою забезпечення належних санітарно-гігієнічних умов та покращення естетичного вигляду території передбачено комплекс заходів із благоустрою та озеленення. По периметру території запроєктовано висадження дерев листяних, хвойних і декоративних порід, які сприяють зменшенню запиленості та шуму. Вільні від забудови ділянки передбачено засіяти багаторічними травами та облаштувати зелені зони для відпочинку працівників підприємства.

На території підприємства розміщені такі будівлі та споруди:

- головний виробничий корпус заводу з ремонту вантажних автомобілів;
- допоміжний корпус №1;
- допоміжний корпус №2;
- склад готової продукції з рампою;
- адміністративно-побутовий корпус зі їдальнею;

- побутові приміщення;
- котельня;
- склад-навіс;
- мийка автомобілів;
- підземне сховище нафтопродуктів;
- автозаправочна станція;
- трансформаторна підстанція;
- пожежне депо;
- компресорна станція;
- контрольно-пропускний пункт;
- майданчики для стоянки автомобілів;
- спортивні майданчики;
- водоймище;
- складські приміщення та інженерні споруди.

Територія підприємства огорожена сітчастою огорожею по залізобетонних стовпах висотою 1,65 м, що забезпечує контроль доступу на територію та відповідає вимогам безпеки й охорони об'єкта.

## 1.2. Техніко-економічні показники проекту

1. Площа забудови - 30517м<sup>2</sup>

2. Робоча площа - 25532м<sup>2</sup>

3. Корисна площа - 29256м<sup>2</sup>

4. Будівельний об'єм – 323582м<sup>3</sup>

5. Плоскістний коефіцієнт  $K_1 = \frac{\text{робоча площа}}{\text{корисна площа}} = \frac{25532}{29256} = 0,867$

6. Об'ємний коефіцієнт  $K_2 = \frac{\text{робоча площа}}{\text{корисна площа}} = \frac{323482}{29356} = 10,9$

### 1.3. Об'ємно планувальне рішення

У плані виробничий корпус має прямокутну форму з габаритними розмірами 312 × 96 м. Висота приміщення до низу несучих конструкцій покриття становить 9,6 м, а висота оголовка підкранової рейки — 8,08 м. Такі параметри забезпечують можливість розміщення технологічного обладнання, безпечного переміщення вантажів та ефективної організації виробничого процесу.

Несучий каркас будівлі запроєктований із урахуванням роботи мостових кранів вантажопідйомністю 20/5 т середнього режиму експлуатації. Крок колон для крайніх і середніх рядів прийнято 12 м, що дозволяє забезпечити раціональне планування виробничих площ та оптимальні умови для монтажу технологічного обладнання.

Виробничий корпус поділений на окремі прольоти, у межах яких розміщені відповідні виробничі, складські та допоміжні ділянки.

У прольоті 1 (осі А–Б) запроєктовано:

- інструментальну ділянку;
- склад акумуляторних батарей;
- ділянку фарбування та сушіння;
- ділянку складання автомобілів;
- компресорну станцію.

У прольоті 2 (осі Б–В) розташовані:

- електромонтажна ділянка;
- конвеєрна лінія складання та обслуговування техніки.

У прольоті 3 (осі В–Г) передбачено:

- заточну ділянку;
- електромонтажну ділянку;
- склад гумотехнічних виробів та шин.

У прольоті 4 (осі Г–Д) запроєктовані:

- ділянка репарації машин;

- відділення випробування машин;
- склад комплектуючих виробів;
- шиномонтажна дільниця.

До складу виробничої частини підприємства входять такі технологічні служби:

- інструментальна дільниця;
- дільниця складання автомобілів;
- дільниця встановлення кузовів;
- дільниця фарбування та сушіння;
- електромонтажна дільниця;
- заточна дільниця;
- дільниця рекламації машин;
- шиномонтажна дільниця;
- склад комплектуючих виробів;
- склад гумотехнічних матеріалів;
- склад акумуляторних батарей.

Технологічний процес роботи підприємства передбачає комплекс операцій із приймання, технічного обслуговування, ремонту та випробування автомобільної техніки. Машини, що надходять на підприємство, проходять первинну мийку, очищення та заправку паливно-мастильними матеріалами. Перед виконанням ремонтних робіт техніка проходить попередню безрозбірну діагностику, під час якої визначається технічний стан вузлів і агрегатів, а також встановлюється необхідний обсяг ремонтних та профілактичних робіт.

#### Конструктивне рішення

1. У процесі технічного обслуговування виконуються операції з очищення, миття, огляду та контролю технічного стану механізмів, вузлів, агрегатів, систем гідравліки, електрообладнання та приладів. Також здійснюється перевірка кріплень деталей, регулювання механізмів, усунення виявлених несправностей та проведення випробувань після завершення

ремонту. Каркас виробничого корпусу запроєктований із збірних залізобетонних елементів серійного заводського виготовлення, що забезпечує високу індустріальність будівництва, скорочення термінів монтажу та підвищення якості виконання будівельно-монтажних робіт.

2. Будівля належить до III класу відповідальності відповідно до чинних будівельних норм і вимог.

3. Фундаменти під основні колони прийняті монолітними залізобетонними стаканного типу з бетону класу C25/30 із використанням арматури класу A400. Конструкція фундаментів — трьохступінчаста, з висотою уступів 300 мм та висотою стакана 1200 мм. Розміри фундаментів у плані становлять 3000 × 2400 мм та 3300 × 2400 мм. Глибина закладання фундаментів — 1,95 м.

Під окремі колони передбачені збірні залізобетонні фундаменти розміром 1400 × 1400 мм із глибиною закладання 1,5 м.

Для колон технічного перекриття застосовані збірні залізобетонні фундаменти серії 1.412 із розмірами підколонника 900 × 900 мм та фундаментної плити 1500 × 1500 мм. Глибина їх закладання становить 1,5 м.

4. Під зовнішні стінові панелі передбачені збірні залізобетонні фундаментні балки трапецієподібного перерізу серії КЄ-01-53 висотою 400 мм і довжиною 10700 мм та 5050 мм. Балки забезпечують надійну передачу навантаження від огорожувальних конструкцій на фундаменти.

5. Основні колони каркаса — збірні залізобетонні, запроєктовані для будівель із мостовими кранами вантажопідйомністю від 10 до 50 тс за серією КЄ-01-49. Колони призначені для прольотів 18 м і 24 м при кроці 12 м. Висота колон становить 10600 мм, а переріз підкранової частини — 800 × 500 мм.

Колони технічного перекриття мають суцільний переріз 400 × 400 мм та виконані за серією 1.423-5. Висота колон — 6000 мм.

Колони фахверка — збірні залізобетонні, перерізом 400 × 400 мм і довжиною 10500 мм, марки КО-27.

Для армування колон використано арматуру класів А240, А300 та А400.

6. Підкранові балки прийняті збірними залізобетонними двотаврового перерізу з потовщеною вертикальною стінкою на опорах. Висота балок — 1400 мм, довжина — 11750 мм. Балки розраховані на експлуатацію мостових кранів вантажопідйомністю 20/5 т. Підкранові рейки прийняті типу КР70 згідно з ГОСТ 4121-62.

7. Для покриття будівлі використані великорозмірні залізобетонні склеписті панелі-оболонки розміром 3 × 24 м, які забезпечують необхідну просторову жорсткість і надійність конструкції покриття.

8. Плити покриття ліхтарів — збірні залізобетонні елементи розміром 2980 × 5970 мм та товщиною 300 мм.

9. Огороджувальні конструкції покриття виконані зі снігових керамзитобетонних панелей серії 1.423-3 різних типорозмірів: 12 × 12 м, 1,8 × 12 м, 1,2 × 6 м, 1,8 × 6 м, а також добірних елементів 0,75 × 1,5 м та 1,5 × 1,8 м.

Для природного освітлення та вентиляції приміщень передбачені механізовані віконні блоки розмірами 5,4 × 4,5 м та 1,5 × 1,8 м.

10. Конструкція покрівлі включає:

- пароізоляційний шар;
- теплоізоляцію;
- цементну стяжку;
- основний чотиришаровий рулонний руберойдний килим на бітумній мастиці;
- захисний шар гравію на бітумній мастиці.

11. Теплоізоляція покриття виконана з газосилікатних плит товщиною 150 мм. Пароізоляція — обмазувального типу, що забезпечує захист конструкцій від проникнення вологи та утворення конденсату.

12. Технічне перекриття виконане по збірних залізобетонних колонах перерізом 400 × 400 мм серії 1.432-2. Для перекриття застосовані плити товщиною 300 мм розміром 1490 × 5970 мм серії 1.432-3. Несучими елементами

є ригелі швелерного перерізу довжиною 5300 мм і перерізом 250 × 600 мм серії НН-20. Опорою для перекриття слугують цегляні стіни товщиною 250 мм.

13. Для розмежування виробничих і допоміжних приміщень запроєктовані цегляні перегородки товщиною 250 мм, які частково виконують функції несучих конструкцій.

14. Служби ремонту машин і механізмів об'єднані в єдиний функціональний блок. Для посилення окремих конструктивних елементів застосовані металеві кутники та швелери.

15. Оздоблення приміщень виконане відповідно до санітарно-гігієнічних та експлуатаційних вимог. Внутрішні поверхні стін фарбуються вапняним розчином, зовнішні панелі оштукатурюються. Віконні рами та дверні блоки фарбуються масляними фарбами. Ділянки навколо воріт закладаються цеглою та оштукатурюються під загальний фон фасадів.

16. Підлоги у виробничому корпусі виконані по ущільненому ґрунту з основою із гравію та щебеню, просочених бітумом. Верхній шар — цементна стяжка товщиною 30 мм. Навколо будівлі передбачена асфальтобетонна відмостка шириною 1,5 м по щебеневій основі для відведення атмосферних вод.

17. Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечується жорстким заземленням колон у стаканах фундаментів, а також системою вертикальних і горизонтальних зв'язків по колонах та ліхтарях покриття.

18. У всіх прольотах виробничого корпусу передбачено встановлення електромостових кранів вантажопідйомністю 20/5 т, що забезпечують механізацію вантажно-розвантажувальних і монтажних робіт у процесі експлуатації підприємства.

Організація виробничого процесу забезпечує високу ефективність ремонту техніки, безпечні умови праці та дотримання сучасних технологічних вимог.

#### 1.4. Розрахунок натурального освітлення

##### Вихідні дані

Районом будівництва даного об'єкта є місто Івано-Франківськ, яке характеризується помірно-континентальними кліматичними умовами та відповідає вимогам для зведення промислових будівель великопрольотного типу.

Виробничий корпус запроєктований чотирипролітним із шириною кожного прольоту 24 м. Загальна довжина будівлі становить 312 м. Висота приміщення від рівня підлоги до низу несучих конструкцій покриття — 10,6 м. Крок колон прийнято 12 м, що забезпечує раціональне розташування технологічного обладнання, ефективну організацію виробничого процесу та можливість експлуатації підйомно-транспортного обладнання.

Усі прольоти обладнані мостовими електричними кранами, які забезпечують механізацію вантажно-розвантажувальних, монтажних і ремонтних робіт. Наявність мостових кранів значно підвищує продуктивність праці та покращує умови експлуатації виробничого корпусу.

Будівля розташована на вільній території промислового майданчика. Відстань до сусідніх будівель і споруд становить 50 м, що відповідає санітарним і протипожежним нормам та забезпечує належну інсоляцію і вентиляцію приміщень.

Під час проєктування системи природного освітлення враховано характер виробничого процесу, геометричні параметри будівлі, глибину прольотів, наявність мостових кранів, а також вимоги чинних будівельних норм щодо освітлення виробничих приміщень. Робоча поверхня згідно з вимогами ДБН розташована на висоті 0,8 м від рівня підлоги. У виробничому корпусі виконуються роботи малої точності, для яких необхідно забезпечити нормативний рівень природного та штучного освітлення.

З урахуванням великої ширини та значної глибини будівлі прийнято комбіновану систему природного освітлення, яка включає:

- бокове освітлення через віконні прорізи у поздовжніх стінах;
- верхнє освітлення через світлові ліхтарі, розташовані у середніх прольотах.

Таке рішення забезпечує рівномірний розподіл світлового потоку в приміщенні, зменшує утворення затінених зон та створює сприятливі умови для виконання виробничих операцій.

Виходячи з вимог уніфікації конструкцій, архітектурно-планувальних рішень та світлотехнічних розрахунків, віконні прорізи прийняті у два яруси:

- нижній ярус висотою 5,4 м із подвійними сталевими палітурками;
- верхній ярус висотою 1,2 м з одинарними сталевими палітурками.

Відмітка підвіконня нижнього ярусу становить 1,2 м від рівня підлоги, а верхнього — 8,4 м.

Для забезпечення додаткового природного освітлення у центральній частині корпусу запроєктовані прямокутні світлові ліхтарі з вертикальним заскленням та металевими палітурками. Ширина ліхтаря прийнята 12 м, довжина — 240 м. Конструкція ліхтарів забезпечує достатнє проникнення денного світла у виробничі приміщення, а також сприяє природній вентиляції та покращенню мікроклімату всередині будівлі.

Прийнята система освітлення відповідає вимогам енергоефективності, санітарно-гігієнічним нормам і створює комфортні умови праці для персоналу підприємства.

#### Розрахунок[33]

1. У зв'язку з тим, що в будівлі передбачено комбіновану систему природного освітлення, а віконні прорізи виконані у два яруси та мають різні світлотехнічні характеристики, виконання розрахунку сумарної площі віконних прорізів і світлових ліхтарів є недоцільним. Тому розрахунок природного освітлення проводиться за попередньо прийнятими геометричними розмірами

віконних прорізів, вибраними з урахуванням конструктивних, архітектурних та експлуатаційних вимог.

2. На робочій поверхні приміщення наносяться розрахункові точки для визначення рівня природного освітлення. Кількість розрахункових точок приймається рівною 13, що дозволяє достатньо точно оцінити розподіл освітленості по всій площі виробничого приміщення.

3. Для зручності виконання світлотехнічного розрахунку складається розрахункова таблиця, до якої заносяться всі необхідні вихідні та проміжні дані: координати точок, кількість світлових променів, коефіцієнти світлопропускання та результати обчислень коефіцієнта природної освітленості.

4. Для кожної розрахункової точки визначається кількість світлових променів, що проходять через окремі віконні прорізи та світлові ліхтарі. Отримані значення заносяться до розрахункової таблиці та використовуються для подальших обчислень природної освітленості в приміщенні.

5. Після цього визначаються загальні коефіцієнти світлопропускання віконних прорізів з урахуванням матеріалу заповнення, типу палітурок, ступеня забруднення повітряного середовища та втрат світла в конструкціях.

Для вікон нижнього ярусу коефіцієнт світлопропускання визначається з урахуванням подвійного застосування, сталевих палітурок та експлуатаційних умов виробничого приміщення[33].

$$\tau_6 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5 ,$$

$\tau_1$  - коефіцієнт світло пропускання матеріалу;

$\tau_2$  - коефіцієнт, який враховує втрати світла в прольотах склопройому;

$\tau_3$  - коефіцієнт, який враховує втрати світла в шарі забруднення оскління;

$\tau_4$  - коефіцієнт, який враховує втрати світла в несучих конструкціях;

$\tau_5$  - коефіцієнт, який враховує втрати світла в сонцезахисних пристроях.

$$\tau_1 = 0,8$$

$$\tau_3 = 0,7$$

$$\tau_5 = 1$$

$$\tau_2 = 0,6$$

$$\tau_4 = 1$$

б) для вікон верхнього ярусу[33]

$$\tau_1 = 0,9 \qquad \tau_3 = 0,7$$

$$\tau_2 = 0,75$$

$$\tau_0 = 0,9 \cdot 0,75 \cdot 0,7 = 0,47$$

в) для ліхтарів[33]

$$\tau_1 = 0,9 \qquad \tau_3 = 0,7$$

$$\tau_2 = 0,75 \qquad \tau_4 = 0,8$$

$$\tau_0 = 0,9 \cdot 0,75 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 0,38$$

6. На даному етапі виконується визначення середньозваженого коефіцієнта відбиття внутрішніх поверхонь приміщення[33].

$$\rho_{сеп} = \frac{\rho_1 \cdot \rho_{нт} + \rho_2 \cdot \rho_{ст} + \rho_3 \cdot \rho_{ном}}{S_{нт} + S_{ст} + S_{ном}}$$

$$S_{нт} = 29952 \text{ м}^2$$

$$S_{ст} = 2937,6 \text{ м}^2$$

$$S_{ис} = 29952 \text{ м}^2$$

$$\rho_{сеп} = \frac{0,6 \cdot 29952 + 0,4 \cdot 2937,6 + 0,2 \cdot 29952}{29952 + 2937,6 + 29952} = 0,4$$

7. Виконується визначення вихідних величин, необхідних для подальшого розрахунку відповідних коефіцієнтів  $r_1$  і  $r_2$  з таблиць[33].

$$\frac{L}{B} = \frac{312}{96} = 3,25$$

$$\frac{B}{h_1} = \frac{96}{5,8} = 16,6$$

$$\frac{B}{h_2} = \frac{96}{10} = 9,6$$

$$\frac{M_\phi}{L_1} = \frac{13,6}{96} = 0,14$$

8. Усі розрахункові та вихідні величини систематизуються та заносяться до зведеної таблиці для подальшого використання в обчисленнях..

9. Виконується визначення значень коефіцієнта природної освітленості (КПО) окремо для бокового та верхнього освітлення, після чого обчислюється їх сумарне значення для оцінки загального рівня природної освітленості у виробничому приміщенні..

10. Виконується обчислення середнього значення за відповідною розрахунковою формулою на основі отриманих раніше показників. [33]

$$l_{\text{сер}} = \frac{\frac{l_1}{2} + l_2 + l_3 + \dots + \frac{l_n}{2}}{n-1},$$

$l_1, l_2, l_3 \dots l_n$  – значення к. в окремих точках приміщення;

$n$  - кількість точок, в яких визначаємо к.н.о.

11. Отримане середнє значення  $l_{\text{сер}}$  порівнюється з нормативним значенням, встановленим чинними будівельними нормами  $l_n=3,0\%$ . На основі цього порівняння робиться висновок щодо достатності природного освітлення у виробничому приміщенні та відповідності його вимогам діючих стандартів, Встановлюємо згідно таблиць[33]

$$l_{\text{сер}}=3,25\%$$

Отже, прийняті габарити та розміщення віконних прорізів повністю відповідають нормативним вимогам щодо природного освітлення та забезпечують необхідний рівень освітленості у виробничих приміщеннях.

## 2. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Розрахунок підкрюв'яної балки прольотом 12м.

1.1. Дані для проектування [3,4,18,20].

Бетон С35/45 коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{e_2} = 0,9$

$$(R_{e,ser} = 32 \cdot 0,9 = 28,8 \text{ МПа}; \quad R_g = 25 \cdot 0,9 = 22,5 \text{ МПа}; \quad R_{gt,ser} = 2,2 \cdot 0,9 = 1,98 \text{ МПа}; \\ R_{gt} = 1,45 \cdot 0,9 = 1,3 \text{ МПа}; \quad E_g = 3,4 \times 10^4 \text{ МПа}.)$$

У якості попередньо напруженої арматури застосовуються семипроволочні сталеві канати. – Ø15К7. площа канату  $f_s = 1,416 \text{ мм}^2$  [28] ( $R_{s,ser} = 1295 \text{ МПа};$   
 $R_s = 1080 \text{ МПа}; R_{sc} = 400 \text{ МПа}; E_s = 18 \times 10^4 \text{ МПа}$ ).

Ненапружена арматура виконується із гарячекатаної стержневої арматури відповідного класу А400 [28] ( $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$  при  $d > 10 \text{ мм}; R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$  при  $d > 10 \text{ мм}; R_{sw} = 285 \text{ МПа}, R_{sw} = 290 \text{ МПа}, E_s = 2 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ).

Конструкцію бетонують у сталевій опалубці з попереднім натягом арматури на упори механічним способом. Для прискорення набору міцності бетону передбачено теплову обробку.

На балку спираються ребристі малопохилі плити відповідних розмірів  $3 \times 24 \text{ м}$ .

Розрахунковий проліт і навантаження.

Розрахунковий проліт балки визначається як відстань між осями опор.

$$l_0 = 11,96 \text{ м}$$

Навантаження від власної маси балки приймається як рівномірно розподілене по всій довжині елемента.

Питомий розрахунковий тиск на 1 м балки при власній вазі 12,2 т визначається з урахуванням коефіцієнтів надійності за призначенням конструкції та відповідних нормативних вимог  $\gamma_n = 0,95$  і  $\gamma_f = 1$  [18]

$$q_n = \frac{12,2 \cdot 9,81 \cdot 0,95}{11,96} = 9,4 \text{ кН/м}$$

Навантаження з урахуванням прийнятого коефіцієнта визначається шляхом множення нормативного значення на відповідний коефіцієнт надійності  $\gamma_f = 1,1$  [19]

$$q_1 = 9,4 \times 1,1 = 10,35 \text{ кН/м}.$$

Навантаження, яке передається від панелей покриття у вигляді усереджених сил з врахуванням коефіцієнта  $\gamma_n = 0,95$ .

Збір навантаження в кН.

Таблиця.2.1.

Вид навантажень і його підрахунок	нормативне	$\gamma_f$	Розрахункове
Постійне			
Шар гравію, втопленого в дьогтеву мастику: 0,15 × 3 × 24	10,8	1,3	14,04
При шарі рулонного килиму на дьогтевій мастиці: 0,1 × 3 × 24	7,2	1,3	9,36
Панель покриття з бетоном замонолічування: 0,2 · 0,3 × 9,81 × 0,95 × 3 × 24	136,2	1,1	149,82
<b>Всього</b>	$q^n = 154,2$		$q = 173,29$
Тимчасове			
Снігове: 1,4 × 0,95 × 3 × 24	47,86	1,4	67,03
	$\Sigma = 202,08$		$\Sigma = 240,25$

Зусилля в перерізах балки, що виникають під дією навантаження, визначаються на основі прийнятої розрахункової схеми.

Збірні залізобетонні балки розглядаються як вільно оперті розрізні елементи, які працюють на згин під впливом рівномірно розподіленого навантаження.

У результаті розрахунку визначаються зусилля в основних (характерних) перерізах — опорних і прольотних, які надалі використовуються для перевірки міцності та підбору армування конструкції [18].

Переріз 1-1

$$M_1 = 422,87 \cdot 2,98 - 10,45 \cdot 5,98^2 / 2 = 1213,75 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Переріз 2-2

$$M_2 = 422,87 \cdot 5,98 - 10,45 \cdot 5,98^2 / 2 - 240,25(5,98 - 2,98) = 1621,16 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Переріз 3-3

$$M_3 = 422,87 \cdot 8,98 - 10,45 \cdot 8,98^2 / 2 - 240,25(8,98 - 2,98) - 240,25(8,98 - 5,98) = 1213,75 \text{кН} \cdot \text{м}$$

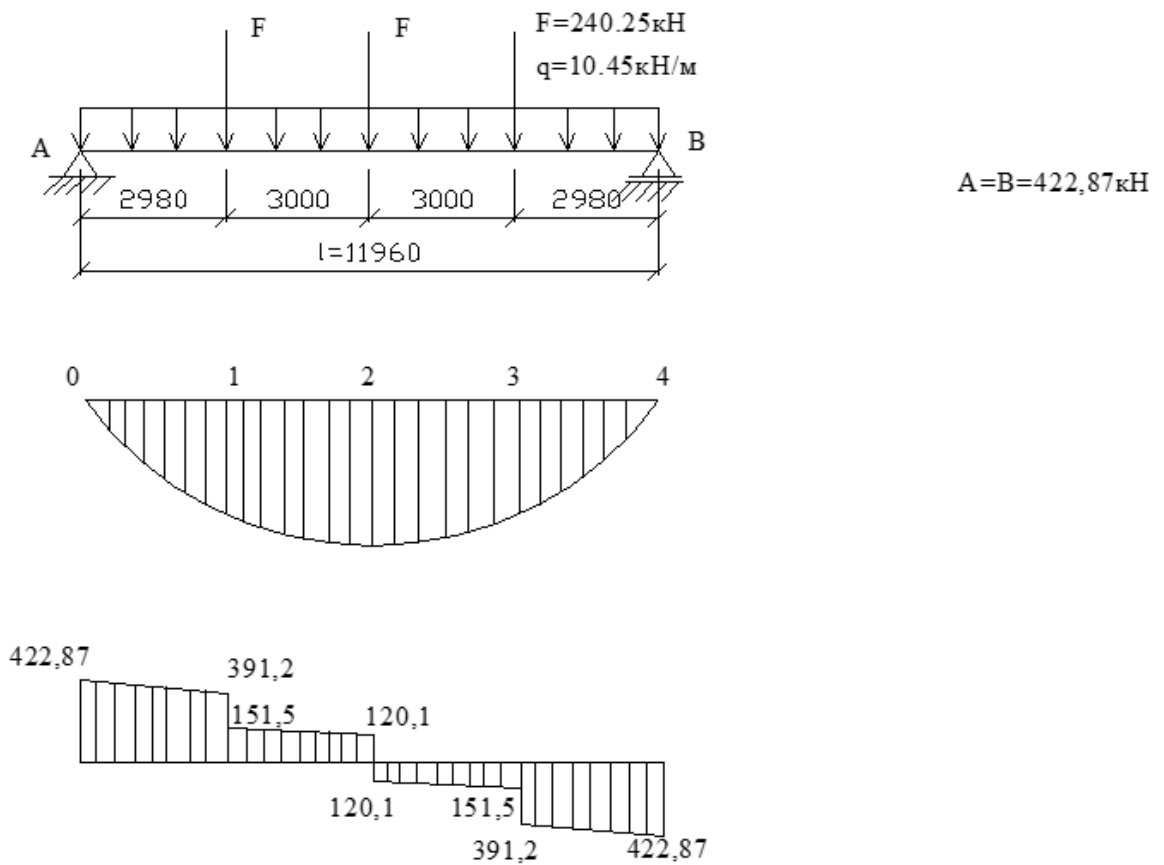


Рис.2.1.Збір навантажень

Попередній розрахунок міцності нормальних перерізів.

Для згинальних елементів із попередньо напруженою арматурою розрахунок міцності здійснюється у два етапи: спочатку виконується попередній розрахунок без урахування ненапруженої та напруженої арматури, а на наступному етапі — остаточний розрахунок із врахуванням усієї арматури, що забезпечує більш точне визначення несучої здатності конструкції.

Визначається ширина полиці, яка враховується для таврових балок із консольними виступами (звисами) полиць [18,20].

$$\frac{h'f}{h} = \frac{200}{1190} = 0,168 > 0,1$$

$$e'f = e + 12hf' = 200 \cdot 12 + 140 = 2540 \text{ мм} > 600 \text{ мм}.$$

Отримаємо  $e'f = 600 \text{ мм}$ .

Розраховується робоча висота балки за умови, що центр тяжіння арматури приймається розташованим на відстані  $a$  від нижньої грані балки.  $h_0 = 1190 - 150 = 1040 \text{ мм}$ .

Робочу висоту перерізу буде уточнено під час остаточного розрахунку міцності балки.

Параметри стиснутої зони бетону [18]

$$W = \alpha - 0,008R_g = 0,85 - 0,008 \cdot 2,25 = 0,67 ;$$

$$\alpha = 0,85 .$$

Оскільки армування підкрюквяної балки виконано семипроволочними канатами Ø15К7, незалежно від способу натягування арматури  $\Delta G_{sp} = 0$  [28].

Попередньо встановлюємо  $\gamma_{sp} \cdot G_{sp2} = 0,6R_s = 0,6 \cdot 1080 = 648 \text{ МПа}$ .

Напруження в арматурі  $A_{sp}$  [28]:

$$G_{sp} = R_s + 400 - \gamma_{sp} \cdot G_{sp2} - \Delta G_{sp} = 1080 + 400 - 648 = 832 \text{ МПа} .$$

При  $\gamma_{e2} = 1,1$   $\sigma_{sc,N} = 400 \text{ МПа}$ .

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону [18]:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{G_{sr}}{G_{scN}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,67}{1 + \frac{832}{400} \left(1 - \frac{0,67}{1,1}\right)} = 0,369 .$$

Визначається положення нейтральної осі.

З цією метою виконується перевірка умови рівномаси [11]:

$$R_b \cdot e'f \cdot h_f (h_0 - 0,5h'_f) = 22,5 \cdot 600 \cdot 200 (1040 - 0,5 \cdot 200) = 25380 \cdot 10^5 \text{ Н} \approx$$

$$= 2538 \text{ кН} \cdot \text{м} > \text{м} = 1621,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Отже, нейтральна вісь розташовується в межах полиці. Відповідно подальший розрахунок міцності виконується як для балки прямокутного перерізу з шириною  $b = b_f = 600 \text{ мм}$ . [11,18]

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{1021,16 \cdot 10^6}{22,5 \cdot 600 \cdot 1040^2} = 0,111.$$

$$\alpha_m = 0,111, \quad \xi = 0,117, \quad \eta = 0,938.$$

Так як  $\xi < \xi_R$  арматура в стиснутій зоні не потрібна.

Отже, нейтральна вісь розташовується в межах полиці. Відповідно подальший розрахунок міцності виконується як для балки прямокутного [18]

перерізу з шириною  $A_{sp} = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{1621,16 \cdot 10^6}{0,938 \cdot 1040 \cdot 1080} = 1538,74 \text{ мм}^2$ .

Для забезпечення тріщиностійкості в розтягнутій зоні, що виникає на стадіях виготовлення та монтажу внаслідок попереднього напруження, додатково передбачають ненапружену арматуру в кількості 20% від площі основної арматури  $A_s$ .

З урахуванням можливого зниження несучої здатності нормальних перерізів при наявності попередньо напруженої арматури, а також для виконання вимог тріщиностійкості, прийняту площу напруженої арматури збільшують у розрахунку  $A_{sp}$ .

Тоді [11,18]:

$$A_{sp} = 1538,74 \cdot 1,1 = 1692,6 \text{ мм}^2;$$

$$A'_{sp} = 0,2 \cdot 1692,6 = 338,5 \text{ мм}^2.$$

Встановлюємо [11,18]:

$$\text{в нижній зоні } 12d15k7 (A_s'p = 1699 \text{ мм}^2)$$

$$\text{у верхній зоні } 3d15k7 (A_s'p = 425 \text{ мм}^2).$$

Встановлюємо конструктивне армування [11,18]:

$$\text{в нижній зоні } 4d14A_s = 116 \text{ мм}^2;$$

$$\text{у верхній зоні } 2d14A_s' = 508 \text{ мм}^2.$$

## 2.2. Геометричні характеристики балки

Переріз у середині прольоту балки.

1. Площа бетонного перерізу[11,18]:

$$A = 600 \cdot 200 + 500 \cdot 250 + 740 \cdot 140 + 2 \cdot 160 \cdot \frac{100}{2} + 2 \cdot 230 \cdot \frac{100}{2} = 389,6 \cdot 10^3 \text{ мм}^2 .$$

2. Площа поперечного перерізу всієї поздовжньої арматури[11,18]:

$$\sum A_{sp} = A_{sp} + A'_{sp} + A_s + A'_s = 1699 + 425 + 616 + 308 = 3048 \text{ мм}^2 .$$

При  $0,008A = 0,008 \cdot 389,6 \cdot 10^3 = 3116,8 \text{ мм}^2 > \sum A_s = 3048 \text{ мм}^2$  Геометричні

параметри перерізу приймаються без врахування поздовжнього армування.

Відповідно площа приведенного перерізу становитиме:  $A_{red} = A = 389,6 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$ .

Статичний момент приведенного перерізу відносно осі 1-1 визначається як[11,18]:

$$S_{red} = 600 \cdot 200 \cdot 1090 + 500 \cdot 250 \cdot 125 + 740 \cdot 140 \cdot 620 + 0,5 \cdot 180 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 283 + \\ + 100 \cdot 230 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 957 = 2378 \cdot 10^5 \text{ мм}^3 .$$

Відстань від найбільш розтягнутого крайнього волокна (вісь 1–1) до осі, що проходить через центр маси приведенного перерізу.

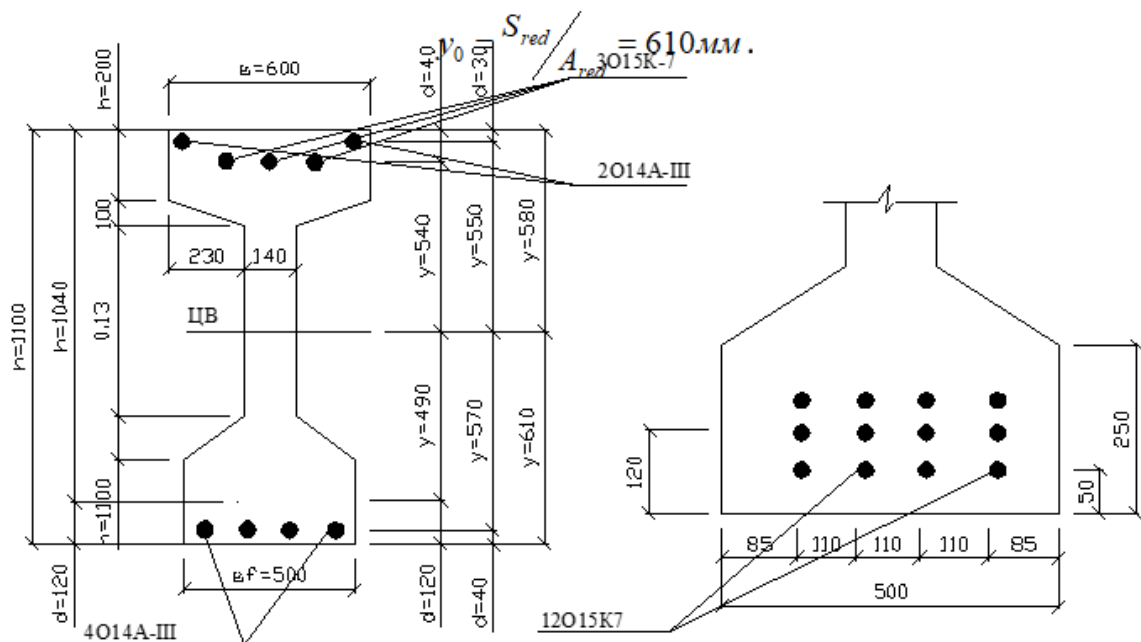


Рис. 2.2. Переріз ригеля

Момент інерції даного перерізу відносно осі[18]:

$$I_{red} = \frac{600 \cdot 200^3}{12} + 600 \cdot 200(580 - 100)^2 + \frac{500 \cdot 250^3}{12} + 500 \cdot 250 \cdot (610 - 125)^2 + \frac{140 \cdot 740^3}{12} + 140 \cdot 740(610 - 620)^2 + \frac{2 \cdot 100^3 \cdot 180}{36} + \frac{2 \cdot 100 \cdot 180}{2} \cdot (610 - 283)^2 + \frac{2 \cdot 230 \cdot 100^3}{36} + \frac{2 \cdot 230 \cdot 100^3}{2} \cdot (580 - 233)^2 = 67557 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу відносно нижньої грані[18]:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{67577 \cdot 10^6}{610} = 1108 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Теж відносно верхньої грані[18]:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h_0 - y_0)} = \frac{67577 \cdot 10^6}{(1190 - 610)} = 1165 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

Відстань від центра маси приведенного перерізу до верхньої ядрової точки[18].

$$r' = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{1108 \cdot 10^5}{389,6 \cdot 10^3} = 284,4 \text{ мм}.$$

Переріз у грані опори балки.

Площа приведенного перерізу[18]:

$$A_{red} = A = 500 \cdot 990 + 600 \cdot 200 = 6150 \cdot 10^2 \text{ мм}^2.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно осі 1-1[18]:

$$S_{red} = 600 \cdot 200 \cdot 1090 + 500 \cdot 990 \cdot 495 = 3758 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

Відстань від крайнього різтегнутого волокна (вісь 1-1) до центра маси приведенного перерізу[18]:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{3758 \cdot 10^5}{6150 \cdot 18} = 611 \text{ мм}.$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно осі, яка проходить через його центр маси[18].

$$I_{red} = \frac{600 \cdot 200^3}{12} + 600 \cdot 200 \cdot (579 - 100)^2 + \frac{500 \cdot 990^3}{12} + 500 \cdot 990(611 - 495)^2 = 7502 \cdot 10^7 \text{ мм}^4.$$

Визначення попереднього напруження арматури і його втрат.

Початкове попереднє напруження  $G_{sp}$  і  $G'_{sp}$  арматури  $A_{sp}$  і  $A'_{sp}$  встановлюємо найбільшим[18].

$$G_{sp} = G'_{sp} = R_{s,ser} - \Delta p ,$$

$\Delta p = 0,05 G_{sp}$  - при механічному способі натягу арматури.

$$G_{sp} = G'_{sp} = \frac{R_{s,ser}}{1,05} = \frac{1295}{1,05} = 1233 \text{кПа} .$$

Перші втрати  $G_1$  (до обтиску бетону).

Від релаксації напружень в арматурі[18].

$$G_1 = \sigma'_1 = \left( \frac{l_{0,22} G_{sp}}{R_{s,ser-0,1}} \right) G_{sp} = \left( \frac{0,22 \cdot 1233}{1295 - 0,1} \right) \cdot 1233 = 258,3 \text{МПа} .$$

Від різниці температур натягнутої арматури і упорі стенду при класі бетону С35/45[18].

$$G_2 = G'_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,3 \text{МПа} ,$$

$$\Delta t = 65^\circ \text{C} .$$

Від деформації анкерів при натягу арматури на упори стенда і інвентарних за жимах[18]:

$$G_3 = G'_3 = \frac{1,25 + 0,15d}{l} \quad E_s = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 15}{12500} \cdot 1,8 \cdot 10^5 = 50,4 \text{МПа} ,$$

$l = 12500 \text{мм}$  - відстань між упорами стенду;

$d$  - діаметр проволочки бмм.

При прямолінійній напруженій арматурі  $G_4 = G'_4 = 0$ .

Втрати від деформації форми не враховуємо, так як натяг арматури проводиться на упори стенда  $G_5 = G'_5 = 0$ .

Для визначення втрат від швидкоплинної повзучості  $\epsilon_1$  і  $\epsilon_2$  обчислюємо обтискне напруження  $p_1$ , враховуючи вже визначені втрати при коефіцієнтній точці натягування арматури.  $\gamma_{sp} = 1$  [18]:

$$p_1 = G_{sp1} A_{sp} + G'_{sp1} \cdot A'_{sp} = 843 \cdot 1699 + 843 \cdot 425 = 1790 \cdot 10^3 \text{Н} = 1790 \text{кН} ,$$

$$G_{sp1} = G'_{sp1} = G_{sp} - G_1 - G_2 - G_3 = 1233 - 258,3 - 81,3 - 50,4 = 843 \text{МПа} .$$

Ексцентриситет прикладання зусилля відносно центра маси приведенного перерізу являє собою відстань від точки прикладання цього зусилля до центроїда перерізу[19]:

$$l_{op} = \frac{G_{sp1} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} + G'_{sp1} \cdot A'_{sp} \cdot y'_{sp}}{P_1} = \frac{843 \cdot 1699 \cdot 490 - 843 \cdot 425 \cdot 540}{1790 \cdot 10^3} = 284 \text{ мм} .$$

При визначенні  $\varepsilon_1$  для розрахунку втрат від повзучості напруженнями, що виникають від власної маси підкрювняної балки, знехтуємо, оскільки вони є незначними порівняно з напруженнями від зусилля попереднього обтиску.

Напруження в бетоні на рівні центра маси арматури визначається як  $A_{sp}$  [18]:

$$G_{gp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_{1ecp}}{I_{red}} \cdot y_{cp} = \pi_{sp} \frac{1790 \cdot 10^3}{389,6 \cdot 10^3} + \frac{1790 \cdot 10^3 \cdot 284}{67557 \cdot 10^6} \cdot 490 = 8,28 \text{ МПа}$$

Напруження в бетоні на рівні центра маси арматури визначаються за розрахунковою формулою як  $A'_{sp}$  [18]:

$$G'_{gp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_{1ecp}}{I_{red}} \cdot y'_{cp} = \frac{1790 \cdot 10^3}{389,6 \cdot 10^3} - \frac{1790 \cdot 10^3 \cdot 264}{67557 \cdot 10^6} \cdot 540 = 0,531 \text{ МПа (стиск)}.$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{gp} = 0,25 + 0,025 .$$

Для бетонів, що піддаються тепловій обробці за умов атмосферного тиску, при відповідних значеннях параметрів приймається[18]

$$\frac{G_{gp}}{R_{gp}} = \frac{8,28}{36} = 0,23 (\alpha = 0,8 .$$

$$G'_6 = 0,5 \text{ МПа} , \text{ так як } G'_{gp} > 0 .$$

Початкові втрати з урахуванням усіх попередньо визначених втрат  $G_6$  [18]:

$$G_i = G_1 + G_2 + G_3 + G_6 = 258,3 + 81,3 + 50,4 + 7,8 = 397,8 \text{ МПа} .$$

$$G'_i = G_1 + G_2 + G'_3 + G_6 = 258,3 + 81,3 + 50,4 = 390,5 \text{ МПа} .$$

Другі витрати  $G'_i$  [18] (після обтиску бетону). Від усадки бетону класу С35/45,  $G_8 = G'_8 = 40 \text{ МПа} .$

Внаслідок повзучості бетону напруження в бетоні на рівні центра маси арматури  $A_{sp}$  і  $A'_{sp}$  уточнюється з урахуванням втрат від швидкоплинної (короткочасної) повзучості.

Для бетонів, що проходять теплову обробку в умовах атмосферного тиску, при відповідних значеннях розрахункових параметрів приймається [18]:

$$G_{sp1} = G_{sp} - G_{l1} = 1233 - 397,8 = 835,2 \text{ МПа} .$$

$$G'_{sp1} = G'_{sp} - G'_{l1} = 1233 - 390,5 = 842,5 \text{ МПа} .$$

Напруження в арматурі [18]:

$$G_3 = G_6 = 7,8 \text{ МПа} ; \quad G'_s = 0,5 \text{ МПа} .$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат, при  $\gamma_{sp} = 1$  [18]:

$$\begin{aligned} P_1 &= G_{sp1} A_{sp} + G'_{sp1} A'_{sp} - G_s A_s - G'_s A'_s = 835,2 \cdot 1699 + 842,5 \cdot 5 \cdot 425 - 7,2 \cdot 616 - 0,5 \cdot 308 = \\ &= 1772108 \text{ Н} \approx 1772 \text{ кН} . \end{aligned}$$

Ексцентриситет зусилля  $P_1$  [11]:

$$\begin{aligned} E_{op1} &= \frac{G_{sp1} A_{sp} y_{sp} + G'_s A'_s y'_s - G_{sp1} A'_{sp} y'_{sp} - G_s A_s y}{P_1} = \\ &= \frac{835,2 \cdot 1699 \cdot 490 - 842,5 \cdot 425 \cdot 540 - 7,8 \cdot 616 \cdot 570 + 0,5 \cdot 388 \cdot 556}{1772 \cdot 10^3} = 282 \text{ мм} . \end{aligned}$$

Напруження в бетоні  $A_{sp}$  при  $y = y_{sp} = 490 \text{ мм}$  [19].

$$G_{ep} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 l_{cp}}{I_{red}} \cdot y_{sp} = \frac{1772 \cdot 10^3}{389,6 \cdot 10^3} + \frac{1772 \cdot 10^3 \cdot 282}{67657 \cdot 186} \cdot 490 = 8,17 \text{ МПа} .$$

При арматурі  $A'_{sp}$  при  $y = y'_{sp} = 440 \text{ мм}$  [19].

$$G'_{ep} = \frac{1772 \cdot 10^3}{389,6 \cdot 10^3} - \frac{1772 \cdot 10^3 \cdot 282}{67557 \cdot 10^6} \cdot 540 = 0,554 \text{ МПа} > 0 \text{ (стиск)}$$

При  $\frac{G_{ep}}{R_{ep}} = \frac{8,17}{36} = 6,227 < 0,75$  втрати від повзучості бетону [18]:

$$G_9 = \frac{128 \cdot G_{ep}}{R_{ep}} = 128 \cdot 0,227 = 29 \text{ МПа} \text{ при } G'_{ep} = 0,554 \text{ МПа} , \quad G'_9 = 197 \text{ МПа} .$$

Другі втрати напружень [18]:

$$G_{l1} = G_8 + G_9 = 40 + 29 = 69 \text{ МПа} .$$

$$G'_{l1} = G'_8 = 40 \text{ МПа} + G'_9 = 40 + 1,97 = 41,97 \text{ МПа} .$$

Сумарні втрати напружень[18]:

в арматурі  $A_{sp}$  :

$$G_l = G_{l1} + G_{l2} = 397,8 + 69 = 466,8 \text{ МПа};$$

в арматурі  $A'_{sp}$  :

$$G'_l = G'_{l1} + G'_{l2} = 390,5 + 41,87 = 432,47 \text{ МПа}.$$

Кінцевий розрахунок міцності нормальних перерізів виконується за згинальним моментом від дії вертикальних навантажень.

Згідно з результатами попереднього розрахунку міцності, перевірку несучої здатності нормальних перерізів при прийнятому армуванні здійснюємо, розглядаючи елемент як балку прямокутного перерізу та приймаючи відповідні розрахункові параметри  $e = e'_f = 600 \text{ мм}$  [20].

1. Робоча висота перерізу.  $h_0 = h - d = 1190 - 120 = 1070 \text{ мм}$ .

2.  $W = 0,67$ ;

3-5.  $\Delta G_{sp} = 0$ .

6.  $G_s R = R_s + 400 - \gamma_{sp} G_{sp2} = 1020 + 400 - 0,9 \cdot 766,2 = 790,42 \text{ МПа}$ ,

де  $G_{sp2} = G_{sp} - G_l = 1233 - 466,8 = 766,2 \text{ МПа}$ .

7.8. При  $\gamma_{e2} > 1$   $G_{sx,n} = 400$ .

9. Напруження, з яких вводиться в розрахунок попередньо напружена арматура, розміщена в стиснутій зоні балки[18],

$$G_{sc} = G_{sc,n} - \gamma_{sp} G'_{sp2} = 400 - 1 \cdot 1800,53 = -480,6 \text{ МПа},$$

$G'_{sp2} = G'_{sp} - G_l = 1233 - 432,47 = 800,53 \text{ МПа}$ .

10. Практичне значення відносної висоти стиснутої зони бетону[18]:

$$\xi = \frac{\omega}{1 + \frac{G_s R}{G_{scn}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,67}{1 + \frac{790,42}{400} \left(1 - \frac{0,67}{1,1}\right)} = 0,378.$$

11.12. Ненапружена арматура  $A_s$ ,  $A'_s$  незначно впливає на несучу здатність балки, тому нею в розрахунку нехтуємо.

Тоді відносна висота стиснутої зони бетону[18]:

$$\xi = \frac{R_s A_{sp} - G_{sc} A_{sp}}{R_g - \epsilon \cdot h_0} = \frac{1080 \cdot 1699 + 480,6 \cdot 425}{22,5 \cdot 600 \cdot 1070} = 0,141.$$

Так як  $x = \xi h_0 = 0,141 \cdot 1070 = 150,9 \text{ мм} < h_f = 200 \text{ мм}$ , то нейтральна вісь дійсно знаходиться в полиці:

13. Перевіряємо нерівність[18]:  $\xi = 0,141 < \xi R = 0,378$ .

14-17. Для конструкцій, які розраховуються на витривалість  $\gamma_{se} = 1$ .

Відповідно  $\xi_1 = \xi$ .

18.  $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,141(1 - 0,5 \cdot 0,141) = 0,131$

22. Несуча здатність перерізу по зміні моменту[18]:

$$\begin{aligned} M_n &= \alpha_m R_g \epsilon h_0^2 + G_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}) = 0,131 \cdot 22,5 \cdot 600 \cdot 1070^2 (-480,6 \cdot 425 \cdot (1670 - 40)) = \\ &= 181437 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 1814,4 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad M = 1621,16 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ тобто міцність нормального} \\ &\text{перерізу по згинальному моменту забезпечена.} \end{aligned}$$

### 2.3. Розрахунок міцності похилих перерізів за поперечною силою

З урахуванням того, що для підкрюквяної балки основним видом навантаження є зосереджені сили, перевірку міцності похилих перерізів за поперечною силою виконуємо шляхом попереднього визначення всіх необхідних величин, що входять до вихідних даних розрахунку.

Для важкого бетону[19]:  $\varphi_{e2} = 2\varphi_{e3} = 0,6$ ;  $\varphi_{e4} = 1,5$ .

Обчислимо коефіцієнт,  $\varphi_f$ , який враховує вплив полицок[18]:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(\epsilon'_1 - \epsilon) h'_f}{\epsilon h_0} = 0,75 \frac{(600 - 740) \cdot 200}{140 \cdot 1070} = 0,460 < 0,5,$$

$$\epsilon'_f = 600 \text{ мм} < \epsilon + 3h'_f = 140 + 3 \cdot 200 = 740 \text{ мм};$$

при  $\epsilon + 3h'_f > \epsilon'_f$  в розрахунок вводиться величина  $\epsilon'_f = \epsilon + \epsilon + 3h_f$ .

Визначаємо коефіцієнт  $\varphi_f$ , що враховує вплив попереднього напруження поздовжньої арматури. Для цього розраховуємо зусилля попереднього обтиску

$P_1$  з урахуванням усіх втрат та прийнятого коефіцієнта точності натягування арматури,  $\gamma_{sp} < 1$  [18];

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 689,6 \cdot 16,99 + 720,5 \cdot 425 - 76,8 \cdot 616 - 41,97 \cdot 308 = 1417607 \text{ Н} \approx 1417,6 \text{ кН}$$

$$\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 0,9(1233 - 466,8) = 689,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma'_{sp} - \sigma'_l) = 0,9(1233 - 432,42) = 720,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 7,8 + 40 + 29 = 76,8 \text{ МПа}.$$

$$\sigma'_s = \sigma'_8 + \sigma'_9 = 40 + 1,97 = 41,97 \text{ МПа}.$$

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9.$$

Тоді за відповідних умов встановлюємо  $N = P_2 = 1417,6 \text{ кН}$  [19]:

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{N}{R_{et} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \frac{1417,6 \cdot 10^3}{1,3 \cdot 140 \cdot 1070} = 0,728 > 0,5.$$

Встановлюємо:  $\varphi_m = 0,5$ .

Під час визначення положення розрахункових похилих перерізів та діючих зусиль розглядається конкретний випадок розрахункової схеми навантаження балки зосередженими силами, що передаються від плит у межах прольоту [20].

1-а схема завантаження  $d_1 > k_0$   $a_1 = 2980 \text{ мм} = 2,98 \text{ м}$ .

1.  $A = B = 422,87 \text{ кН}$ .

2. Поперечні сили в кінці похилих перерізів 1-1, 2-2, 3-3.

$$Q_1 = Q_A - 0,5q_{c1} = 422,87 - 0,5 \cdot 10,45 \cdot 2,98 = 407,3 \text{ кН}.$$

Встановлюємо:  $Q_3 = 422,87 - 0,5 \cdot 10,45 \cdot 8,98 - 2 \cdot 240 \cdot 25 = -104,5 \text{ кН}$ .

Переріз 1-1  $d_1 = 2,98 \text{ м}$ .

2'. Поперечна сила, яка сприймається перерізом 1-1 без врахування арматури.

$$Q_6 = \varphi_{e1} (1 + \varphi_n) R_{e1} b h_0^2 / a_1 = 1,5(1 + 0,5) \cdot 1,3 \cdot 140 \cdot 1070^2 / 2980 = 157328 \text{ Н} \approx 157,3 \text{ кН}.$$

3'.  $Q_{e1} = 2,5 R_{e1} \cdot b h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 140 \cdot 1070 = 486850 \text{ Н} \approx 486,8 \text{ кН}$

4'.5'. Так як  $Q_{e1} = 486,8 \text{ кН} > Q_6 = 157,3 \text{ кН}$ , перевіряємо умову [18]:

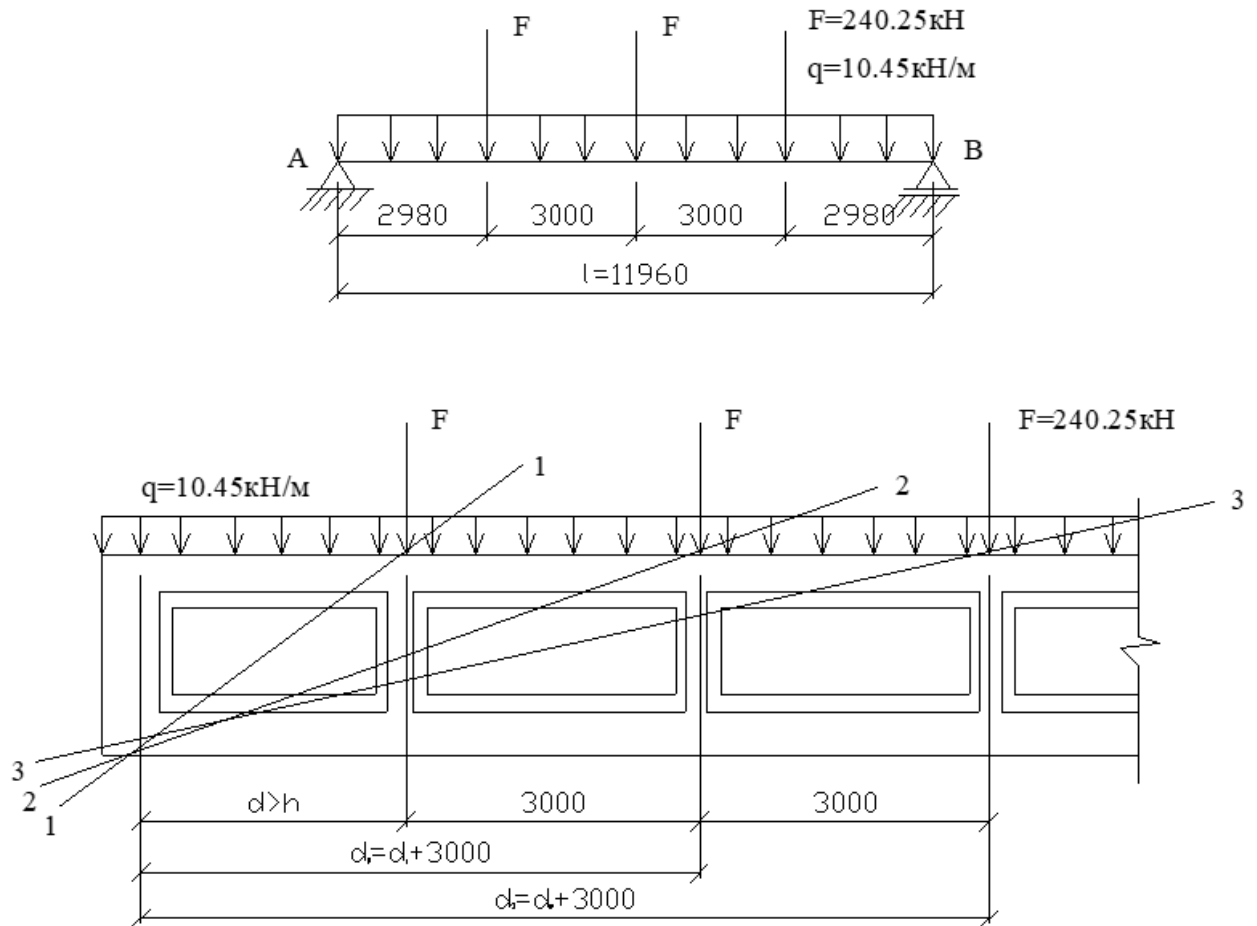


Рис.2.3. Навантаження на ригель.

$$Q_1 = 407,3 \text{ кН} \quad Q_в = 157,3 \text{ кН} .$$

Розрахунок поперечної арматури[18].

Загальний коефіцієнт[11]:

$$K = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,46 + 0,5 = 1,96 > 1,5 .$$

Встановлюємо  $K = 1,5$ .

$$M_в = \varphi_{в2} \cdot KR_{gt} \cdot \nu h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,3 \cdot 140 \cdot 1070^2 = 62,5 \cdot 10^7 \text{ Н} \cdot \text{мм} .$$

$$Q_{в1} = \frac{M_в}{C_1} = \frac{62,5 \cdot 10^7}{2980} = 209731 \text{ Н} \approx 209,7 \text{ кН} .$$

$$H = \frac{(Q_1 - Q_{в1})}{Q_{в1}} = \frac{(407,3 - 209,7)}{209,7} = 0,942 .$$

Так як  $C_1 2,98 \text{ м} > 2h_0 = 2 \cdot 1,07 = 2,14 \text{ м}$  встановлюємо  $C_0 = 2h_0 = 2,14 \text{ м}$ .

Мінімальна поперечна сила, яка сприймається бетоном неармованого елемента[18].

$$Q_{\text{в}} = \varphi_{\text{в}3}(1 + \varphi_n) R_{\text{в}t} \varrho h_0 = 0,6(1 + 0,5) \cdot 1,3 \cdot 140 \cdot 1070 = 175,3 \text{кН}.$$

Так як  $Q_2 = 151,4 \text{кН} < Q_{\text{в}} = 175,3 \text{кН}$ , міцність достатня. Поперечна арматура в перерізі 2-2 по розрахунку не вимагається.

$$\text{Переріз 3-3, } Q_3 = 8,98 \text{м} > h_0 = 1,07 \text{м}; \quad Q_3 = 175,3 \text{кН}.$$

Так як  $Q_3 = -104,5 \text{кН} < Q_{\text{в}} = 175,3 \text{кН}$ , міцність достатня. Поперечна арматура в 3-3 не вимагається.

Встановлюємо поперечну арматуру, діаметром 10мм з сталі А400 ( $A_{\text{сво}1} = 78,5 \text{мм}^2$ ) і  $n = 2$  [28].

Відстань між поперечними стержнями (хомутами) по довжині елемента [18]:

$$S = \frac{R_{\text{св}} \cdot n \cdot A_{\text{сво}1}}{q_{\text{св}}} = \frac{290 \cdot 2 \cdot 70,5}{92,3} = 493 \text{мм}.$$

Максимальна допустима відстань між хомутами [18]:

$$S_{\text{max}} = \frac{\varphi_{\text{в}n}(1 + \varphi_n) \cdot R_{\text{в}t} \varrho \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,3 \cdot 140 \cdot 1070^2}{407,3 \cdot 10^3} = 1151 \text{мм}.$$

З конструктивних міркувань при  $h = 1190 > 450 \text{мм}$ ,  $S \leq \frac{h}{3} = \frac{1190}{3} = 400 \text{мм}$ .

$S \leq 500 \text{мм}$ .

Встановлюємо крок поперечних стержнів [19]

$$2d_{10\text{А}} - III - S = 150 \text{мм} \left( \text{на } \frac{1}{3} l \right) \quad S = 300 \text{мм} \left( \text{на } \frac{2}{3} l \right).$$

Перевірку міцності похилої смуги між похилими тріщинами виконують у такій послідовності [18,20]:

1.  $h_0 = 1070 \text{мм}$ .

2. Коефіцієнт міцності бетону,  $\varphi_{\text{в}1} = 1 - \beta R_{\text{в}} = 1 - 0,01 \cdot 22,5 = 0,775$ , де  $\beta = 0,01$ ;

$R_{\text{в}} = 22,5 \text{МПа}$ .

3.  $K_{\text{св}} = A_{\text{сво}1} \cdot n = 78,5 \cdot 2 = 157 \text{мм}^2$ .

4. Коефіцієнт армування:

$$\mu_{\omega} = \frac{A_{\text{св}\omega}}{6S} = \frac{157}{(140 \cdot 300)} = 0,0037.$$

5. Приведений коеф.:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_a} = 1,8 \cdot 10^5 / 3,4 \cdot 10^4 = 5,3.$$

6-8. коефіцієнт, що враховує вплив поперечного армування .

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5\alpha\mu_{\omega} = 1 + 5 \cdot 5,3 \cdot 0,0037 = 1,09(1,3).$$

9. поперечна сила, що сприймається бетоном стінки між тріщинами.

$$Q_H = 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{s1} \cdot R_s \cdot \epsilon h_0 = 0,3 \cdot 1,09 \cdot 0,775 \cdot 22,5 \cdot 148 \cdot 1070 = 854 \text{ кН}.$$

Так як  $Q_H = 854 \text{ кН} > Q_{\text{max}} = 422,87 \text{ кН}$ , міцність бетону стінки на ділянці між похилими тріщинами – достатня.

Розрахунок міцності похилих перерізів за згинальним моментом

Міцність похилих перерізів у зоні опирання, а також у межах довжини анкерування попередньо напружених елементів, армованих семипроволочними канатами без анкерних пристроїв, необхідно перевіряти за дією згинального моменту.

При цьому опір арматури приймається відповідно до чинних норм із урахуванням коефіцієнта умов роботи арматури шляхом його множення на розрахункове значення  $\gamma_{s5} < 1$  [18,19,20].

1. довжина зони передачі напружень арматури без анкерів[18].

$\omega_p = 1,0$ ;  $\lambda_p = 25$  при розрахунку встановлюємо рівним бетону  $G_{sp1}$  і  $R_s$ . Так як  $R_s = 1080 \text{ МПа} > G_{sp1} = 835,2 \text{ МПа}$ , у формулі вводимо величину  $R_s$ .

Передаточна міцність  $R_{ep} = 1,1 \cdot 36 = 39,6 \text{ МПа}$ , де  $\gamma_{e8} = 1,1$  (табл.15,п.8[18]).

Початок зони анкерування при поступовій передачі зусилля обтиску визначається у відповідній точці балки. За розрахунковий приймається переріз, що відраховується від грані опори, тобто розташований на певній відстані  $l_x = 200 \text{ мм}$  від торця балки.

2. Коефіцієнт умов роботи арматури[18]:

$$\gamma_{s5} = \frac{l_x}{l_p} = 200 / 784 = 0,255.$$

3. Розрахунковий опір арматури в місці перетиску похилим перерізом[18]:

$$\gamma_{s5} R_f = 0,255 \cdot 1080 = 275,4 \text{ МПа}.$$

4. З метою забезпечення запасу міцності приймаємо, що в межах похилого перерізу відсутні зосереджені навантаження. На цій основі визначається довжина проекції найбільш несприятливого за згинальним моментом перерізу[19].

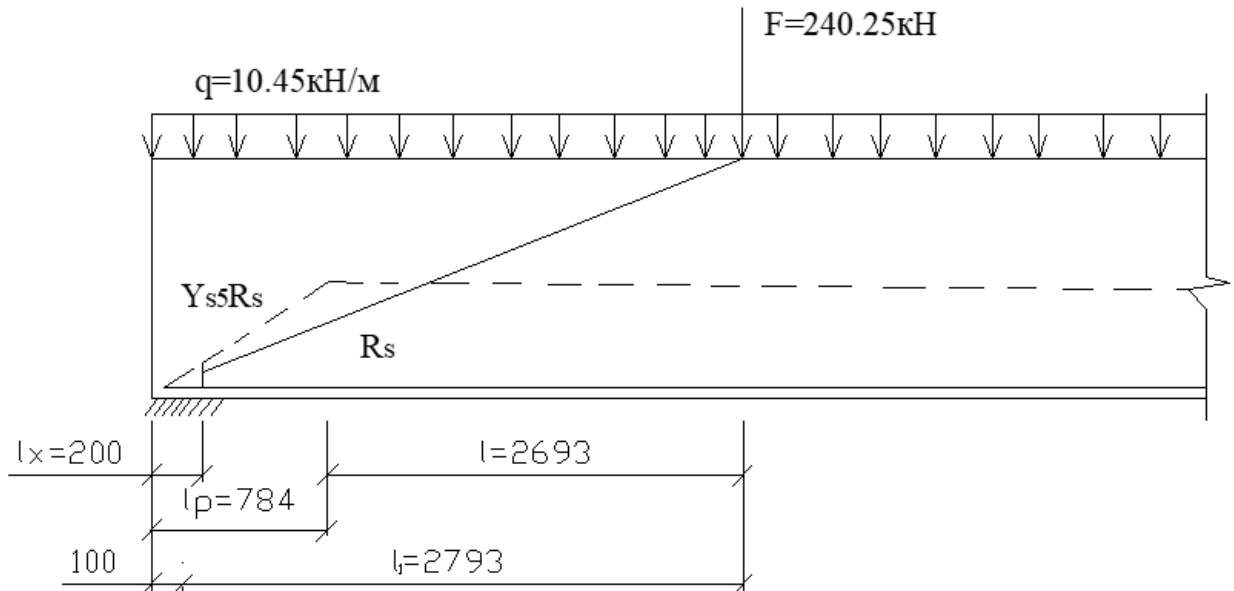


Рис. 2.4. Опорна частина ригеля.

$$c = \frac{Q}{q_{sw} + q} = \frac{422,87 \cdot 10^3}{151,8 + 5,22} = 2693 \text{ мм},$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot n A_{sw}}{S} = \frac{290 \cdot 2 \cdot 78,5}{300} = 151,8 \text{ Н/мм},$$

$q$  – рівномірно розподілене навантаження;

$$q = 0,5 \cdot 10,45 = 5,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \left( \frac{\text{Н}}{\text{мм}} \right).$$

5. Згинальний момент від зовнішніх навантажень у точці похилого перерізу визначається для перерізу, що знаходиться на відстані [18]

$$l_1 = 2693 + \frac{200}{2} = 2793 \text{ мм від осі опори}.$$

6. Оскільки при розрахунку міцності нормального перерізу нейтральна вісь розташовується в межах полиці, приймаємо, що вона проходить

приблизно[18]:

$$Z = \frac{h_0 - h'_f}{2} = \frac{1070 - 200}{2} = 970 \text{ мм}.$$

7. У такому випадку граничний згинальний момент, який сприймається похилим перерізом, при  $C = 2693 \text{ мм}$  [18].

$$\begin{aligned} M_u &= \gamma_{s5} R_s A_{sp} Z + q_{s\omega} \cdot C^2 / 2 = 275,4 \cdot 1699 \cdot 970 + 151,8 \cdot 2693^2 / 2 = \\ &= 10043 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 1004 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Тобто міцність забезпечена.

Розрахунок нормальних перерізів за утворенням тріщин

Залізобетонні конструкції, до яких висуваються вимоги щодо тріщиностійкості відповідної категорії, підлягають розрахунку на утворення тріщин від дії зовнішніх розрахункових навантажень при відповідних розрахункових умовах  $\gamma_f > 1$ .

З урахуванням зусилля попереднього обтиску бетону, визначеного з урахуванням усіх втрат при  $\gamma_{sp} < 1$  запишемо: [18]

1.  $\sigma_{sp1} = 689,6 \text{ МПа}.$

2.  $\sigma'_{sp2} = 420,5 \text{ МПа},$

3.  $\sigma_s = 76,8 \text{ МПа}.$

4.  $\sigma'_s = 41,97 \text{ МПа}.$

5.  $P_2 = 1417,6 \text{ кН}.$

6. Ексцентриситет обтиску бетону від центра маси перерізу [18]:

$$\begin{aligned} l_{op2} &= \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp2} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s - \sigma'_s A'_s y'_s}{P} = \\ &= \frac{689,6 \cdot 1699 \cdot 490 - 720,5 \cdot 42,5 \cdot 540 - 76,8 \cdot 616 \cdot 570 + 41,97 \cdot 388 \cdot 550}{1417,6 \cdot 10^3} = 774,3 \text{ мм}. \end{aligned}$$

7. Напруження в стиснутій зоні бетону, що виникають від зусилля попереднього обтиску та згинального моменту від зовнішніх навантажень, визначаються при  $y = h - y_0$  [18].

$$\sigma_{\epsilon} = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 l_{op2}}{I_{red}} (h - \gamma_0) + \frac{M_r}{I_{red}} (h - \gamma_0) = \frac{1417,6 \cdot 10^3}{389,6 \cdot 10^3} - \frac{1417,6 \cdot 10^3 \cdot 774,3}{67557 \cdot 10^6} (1190 - 616) + \frac{1621,26 \cdot 18^6}{67557 \cdot 10^8} \cdot (1190 - 616) = 3,64 - 3,34 + 13,92 \approx 14,22 \text{ МПа (стиск)}.$$

8,9. Коефіцієнт, що враховує непружні деформації стиснутої зони бетону[18].

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{\epsilon} / R_{\epsilon,ser} = 1,6 - 14,22 / 32 = 1,15 > 0,7.$$

10,11. Так як  $\varphi = 1,15 > 1$ , встановлюємо  $\varphi = 1$ .

12. Відстань від центра маси приведенного перерізу до ядрової точки, яка є найбільш віддаленою від розтягнутої зони і для якої перевіряється тріщиностійкість (верхня ядрова точка), визначається як геометрична характеристика перерізу[18],

$$r' = \varphi W_{red} / A_{red} = 1 \cdot 1106 \cdot 10^5 / 369,6 \cdot 10^3 = 284,4 \text{ мм}.$$

13. Момент зусилля  $P_2$  [11].

$$M_{rp} P_2 (l_{op2} + r') = 1417,6 \cdot 10^3 (274,3 + 264,4) = 792013 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 792 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

14. Оскільки тріщиностійкість балки на стадії виготовлення забезпечена, розрахунок виконується без урахування початкового утворення тріщин.

15. Згинальний момент, який сприймається нормальним перерізом при утворенні тріщин, визначається як граничне значення моменту, що відповідає початку розтріскування бетону в розтягнутій зоні[18].

$$M_{cre} = R_{\epsilon t,ser} W_{pl} + M_{rp} = 2,2 \cdot 1662 \cdot 10^5 \text{ мм}^3$$

$$\text{При } \epsilon'_f / \epsilon = 600 / 140 = 4,3; \quad \epsilon_f / \epsilon = 500 / 140 = 3,6, \text{ незалежно від відношення } h'_f / h$$

коефіцієнт  $\gamma = 1,5$ .

16. Перевіряємо тріщеноутворення[18]:

$$M_r = 1621,16 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{cre} = 1157,6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Отже, тріщиностійкість нормальних перерізів не забезпечена, у зв'язку з чим необхідно виконати розрахунок балки на короткочасне розкриття тріщин та їх подальше закриття.

Визначаємо момент утворення тріщин у балці при [11]

$$\gamma_f = 1 \text{ і } \gamma_{sp} = 1.$$

1.  $\sigma_{sp2} = 1233 - 466,8 = 766,2 \text{ МПа}.$

2.  $\sigma'_{sp2} = 1233 - 432,47 = 800,53 \text{ МПа}.$

3.  $\sigma_s = 76,8 \text{ МПа}.$

4.  $\sigma'_s = 41,97 \text{ МПа}.$

5,6. Визначаємо зусилля попереднього обтиску  $P_2$ : [18,19].

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma'_{sp2} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 766,2 \cdot 1699 + 800,53 \cdot 425 - 76,8 \cdot 616 - 41,97 \cdot 308 = 1581,8 \text{ кН}.$$

$$l_{op2} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp2} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P_2} = \frac{766,2 \cdot 1699 \cdot 490 - 800,53 \cdot 425 \cdot 540 - 46,8 \cdot 616 \cdot 570 + 41,97 \cdot 550}{1581,8 \cdot 10^3} = 274,5 \text{ мм}.$$

7-13. Обчислення коефіцієнта  $\varphi$  не проводимо  $\varphi > 1$ ;  $r' = 284,4 \text{ мм}.$

14. Момент при утворенні тріщин [11]:

$$M_{cpe} = R_{bt,ser} W_{he} + M_{rp} = 2,2 \cdot 1662 \cdot 10^5 + 884 \cdot 10^6 = 124964 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 1249,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$M_{cpe} = 1249,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$  ( $M = 1293,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , тому балку за деформаціями допускається розглядати як суцільний елемент, враховуючи короткочасне розкриття тріщин та відповідне збільшення кривизни балки.

#### 2.4. Розрахунок колони крайнього ряду.

Завдання на проектування передбачає розрахунок позакентровано стиснутої колони крайнього ряду прямокутного перерізу для одноповерхового промислового корпусу, оснащеного мостовими кранами вантажопідйомністю 20/5 т.

Прольоти будівлі прийняті 4x12 м, крок колон становить 12 м. Відмітка верху колон — 9,6 м. Висота надкранової частини колони прийнята відповідно

до конструктивних і технологічних вимог. Підкранові балки виконані із залізобетону висотою 1,4 м. Відмітка головки кранового гака становить 8,15 м.

У проєкті прийнято бетон класу С12/15. Армування виконується сталлю: поздовжня арматура класу А400, поперечна — класу А240.

Компоновка конструктивної схеми промислової будівлі

Просторова жорсткість та стійкість будівлі забезпечуються зацмленням колон у фундаментах, роботою елементів покриття, а також системою горизонтальних і вертикальних зв'язків.

Колони разом із вільно опертими на них панелями-оболонками формують поперечні рами каркаса. Для поперечних рам прийнято відповідні прив'язки колон до розбивних осей.

Зовнішні грані колон уздовж поздовжніх осей зміщені назовні на 250 мм. Осі торцевих колон зміщені відносно розбивних осей у бік внутрішнього простору будівлі на 500 мм, тоді як осі решти колон суміщені з розбивними осями каркаса.

Колони по осях А та Д прийняті з поділом на надкранову 500х600мм та підкранову частини 500х800мм. Колони середніх рядів виконані прямокутного перерізу з розподілом на надкранову та кранову зони відповідно до конструктивної схеми.

Зовнішні стіни виконані з панельних елементів із розділеним склінням. Навантаження від верхніх ярусів стінових панелей і світлопрозорих конструкцій передається безпосередньо на колони, тоді як нижній ряд стінових панелей спирається на фундаментні балки, через які навантаження передається на фундаменти.

Визначення навантажень на раму

Поперечна рама сприймає такі основні навантаження:

постійні навантаження — від власної маси несучих конструкцій, огорожувальних елементів та покрівлі;

Тимчасові – сніг ( $S_1, S_2$ )

Вертикальні – мостові крани  $V_{max}$  :

Горизонтальні – головні зусилля кранів  $V_{x,max}$  :

Вітрові ( $W_{max}, W_{min}$ )

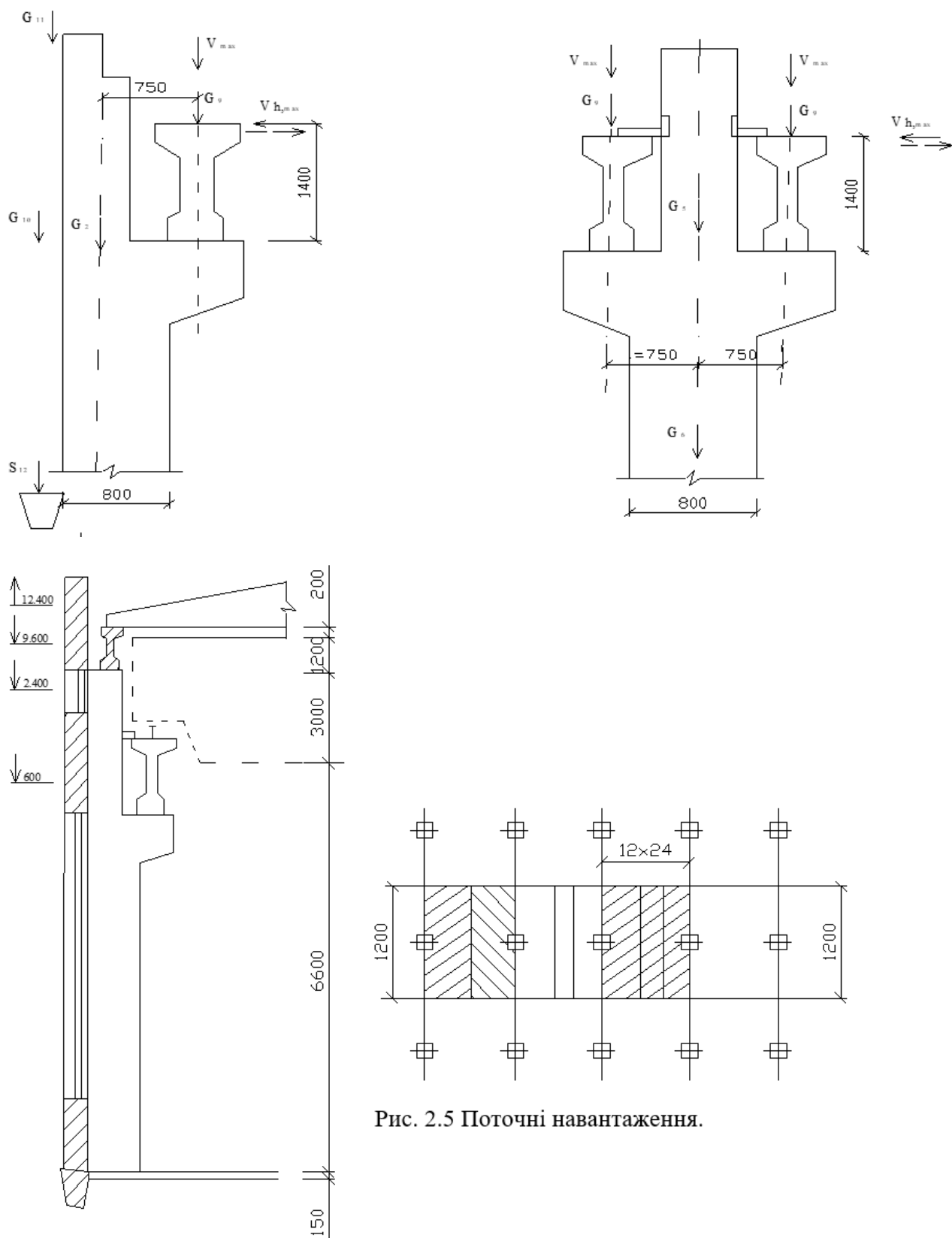


Рис. 2.5 Поточні навантаження.

Зосереджені вітрові навантаження, що передаються через стінові конструкції, прикладаються у зоні вище рівня верху колон.

Навантаження від покрівлі визначається з вантажної площі:  $12 \times 12$  м для крайніх колон та  $24 \times 12$  м — для колон середніх рядів.

Навантаження від власної маси підкранових балок, підкранових шляхів, стінових панелей, а також вітрові зусилля приймаються з навантажувальної смуги шириною 12 м, що відповідає ширині рами.

Положення точок прикладання зосереджених сил встановлюється на основі конструктивних рішень вузлів, прийнятих у робочих кресленнях.

Усі навантаження визначаються з урахуванням відповідних коефіцієнтів надійності за призначенням конструкцій,  $\gamma_n = 0,95$

Розрахункові.

На кожену колону по осі А від маси покриття помножені на коефіцієнт  $\gamma_n$  при  $\gamma_f > 1$  [18]  $q_1 = 3,39 \text{ кН/м}^2$ ,  $\gamma_f = 1$ ,  $q_{n1} = 2,78 \text{ кН/м}^2$ .

Повне вертикальне навантаження  $\left( \text{кН/м}^2 \right)$  від плити і покриття з полоси 12м з врахуванням коефіцієнта надійності по призначенню  $\gamma_n = 0,95$  [18].

$$q_{ser} = 0,95 \cdot 2,78 \cdot 12 = 31,7 \text{ кН/м};$$

$$q_{ser} = 0,95 \cdot 1,72 = 1,63 \text{ кН/м};$$

$$q = 0,95 \cdot 3,39 \cdot 12 = 38,65 \text{ кН/м};$$

$$q = 0,95 \cdot 1,90 = 1,805 \text{ кН/м}.$$

Постійне навантаження від маси покрівлі, панелей оболонки і ліхтарів з площі  $12 \times 12 \text{ м}$  [11].

$$\sigma_1 = 38,65 \cdot 12 = 463,8 \text{ кН}$$

$$\sigma_2 = 463,8 + 1,8056 \cdot 12 = 593,8 \text{ кН}.$$

Від маси над кранової частини колон [11].

$$\sigma_3 = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 23,1 \text{кН} .$$

Від маси над кранової частини крайніх колон[11].

$$\sigma_4 = \left( 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6,45 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,55 + 0,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,55 \cdot 0,55 \right) \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 78,2 \text{кН} .$$

Від маси над кранової частини середніх колон[11]

$$\sigma_5 = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 23,1 \text{кН} .$$

Від маси над кранової частини середніх колон[11]

$$\sigma_6 = \left( 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6,75 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,71 + 0,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,7 \cdot 0,71 \right) \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 80,5 \text{кН} .$$

Від маси опорної балки для крайнього прольоту[11]

$$\sigma_7 = \gamma \cdot f_s \cdot q \cdot \gamma_n = 3,28 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 85,7 \text{кН} .$$

Від маси опорної балки середнього прольоту[11]

$$\sigma_8 = 4,95 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 129,3 \text{кН} .$$

Від маси підкранової балки і кранового шляху[11]

$$\sigma_9 = 11,98 \cdot 12 \cdot 0,95 = 136,6 \text{кН} .$$

Від снігових панелей з керамзитобетону ( $\gamma = 1,1 \text{м}^3/\text{м}^3$ ) заповнення віконних проїомів ( $0,04 \text{м}^4/\text{м}^4$ ).[11]

Від відмітки 6,6м до 9,6м[11].

$$\sigma_{10} = (2,0 \cdot 0,24 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 9,81 + 1,2 \cdot 6,1 \cdot 0,04 \cdot 9,81) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 80,62 \text{кН} .$$

Теж саме від відмітки 9,6м до 11,4м[11].

$$\sigma_{11} = (1,5 \cdot 0,24 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 9,81 + 1,1 \cdot 6,1 \cdot 0,95) = 58,5 \text{кН} .$$

Навантаження від маси стінової панелі і заповнення віконних проїомів, яке передається через фундамент балки на два фундаменти[11].

$$\sigma_{12} = (1,2 \cdot 0,24 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 9,81 + 5,4 \cdot 9,1 \cdot 0,04 \cdot 9,81 + 5,4 \cdot 0,24 \cdot 2,9 \cdot 1,1 \cdot 9,81) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 101,5 \text{кН}$$

Тимчасові навантаження.

Снігове[118].

$$S_{ser} = 0,95 \cdot 1,4 \cdot 12 = 5,7 \text{кН}/\text{м}$$

$$S = 0,95 \cdot 0,7 \cdot 12 = 7,98 \text{кН}/\text{м}$$

Короткочасне снігове навантаження з вантажної площі  $12 \times 12_m$  [18]:

$$S_1 = 7,98 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 12_m = 95,8 \text{кН}$$

З площі  $12 \times 24_m$ :  $S_2 = 95,8 \cdot 2 = 191,6 \text{кН}$

Кранові навантаження від двох мостових кранів вантажопідйомністю 20/5т.

Верхнє навантаження на одне колесо при  $\gamma_8 = 1$ ,  $S_{\max} = 209 \text{кН}$ .

Горизонтальне при  $\gamma_f = 1$ ,  $F_{h,\max} = 8,33 \text{кН}$

Розрахунковий максимальний тиск від мостових кранів на колону визначається за допомогою лінії впливу опорних реакцій [19]

$$V_{\max} = F_{\max} \cdot \gamma_s \cdot \gamma \sum y = 209 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot \frac{1,6 + 12 + 10,1 + 5,7}{12} = 576,5 \text{кН}.$$

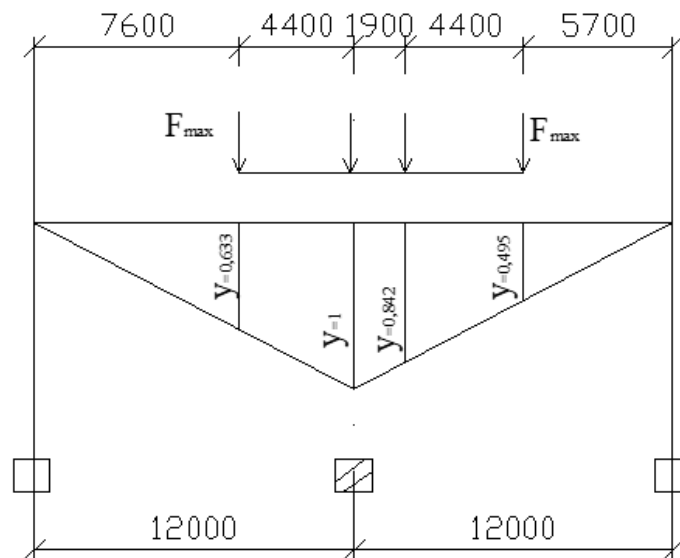


Рис 2.6. Максимальне горизонтальне від поперечного гальмування кранів.

$$V_{\max} = F_{\max} \cdot \gamma_s \cdot \gamma \sum y = 3 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot \frac{7,6 + 12 + 10,1 + 5,7}{12} = 23 \text{кН}.$$

Горизонтальні навантаження, що виникають від поздовжнього гальмування мостових кранів, сприймаються системою вертикальних зв'язків, розташованих у межах середини температурного блоку.

Вітрове навантаження в межах висоти колони враховується як рівномірно розподілене навантаження, тоді як тиск на конструкції, розташовані вище рівня верху колон, приводиться до еквівалентної зосередженої сили.

Нормативне значення швидкісного напору вітру приймається відповідно до діючих будівельних норм для району будівництва[11].

$$q_0 = 0,95 \text{кПа}.$$

Коефіцієнт К для 10м-0,65; 20м-0,9; 9м-1,05:

$$k = 0,65 + \frac{0,9 + 0,65}{20 - 10} (15,8 - 10) = 0,795$$

Аеродинамічний коефіцієнт для зовнішніх стін із навітряного боку приймається  $s=0,6$ . Коефіцієнти, що враховують умови навантаження, визначаються відповідно до чинних нормативних вимог.

Розрахункове вітрове навантаження на поперечну раму з навітряної сторони приймається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження від тиску вітру[11].

$$Q_{\max} = 0,45 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 12 \cdot 0,95 = 4,92 \text{кН/м}.$$

З підвітряної сторони[11].

$$Q_{\min} = 0,45 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \cdot 12 \cdot 0,95 = 3,69 \text{кН/м}.$$

Зосереджене вітрове навантаження[11].

$$\sigma = [(0,8 + 0,6) \cdot (12,25 - 9,6) + (0,7 + 0,5)(15,8 - 12,25)] \cdot 0,95 \cdot 12 \cdot 1,2 \cdot 0,41 = 47,05 \text{кН}$$

Схема тимчасових навантажень

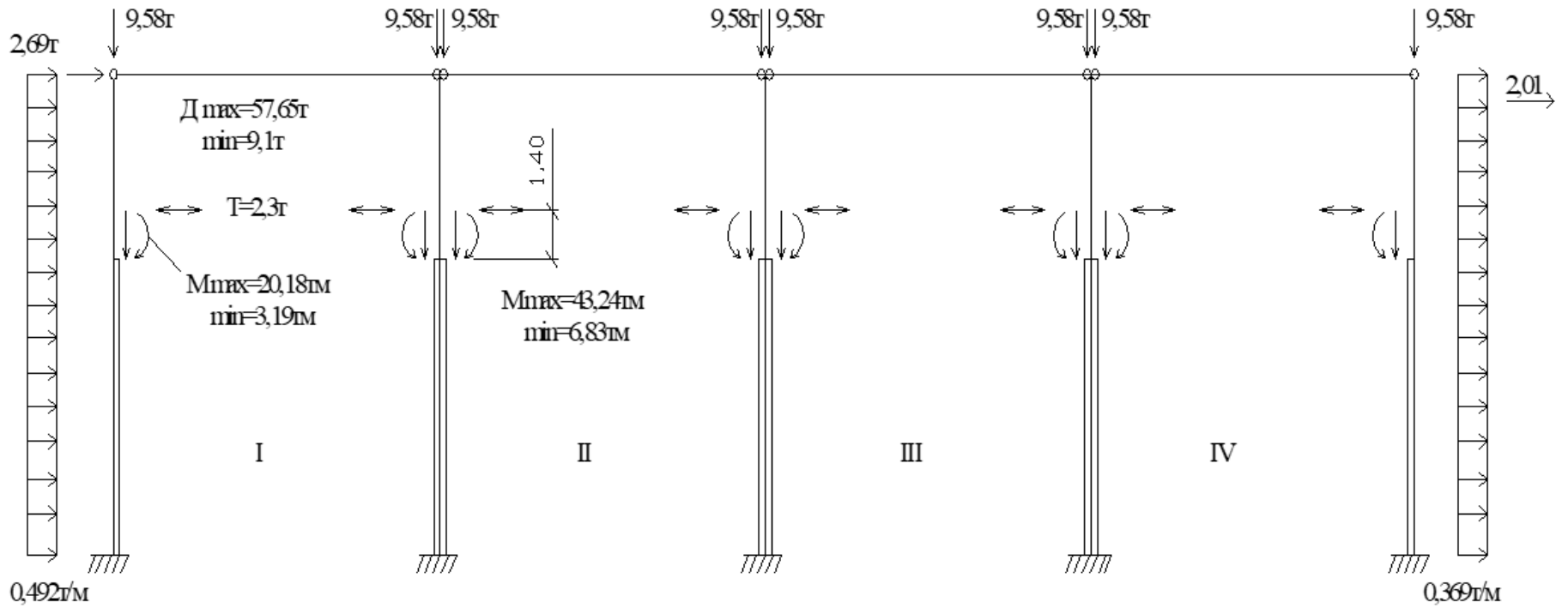


Рис.2.7 Схема тимчасових навантажень

Схема постійних навантажень

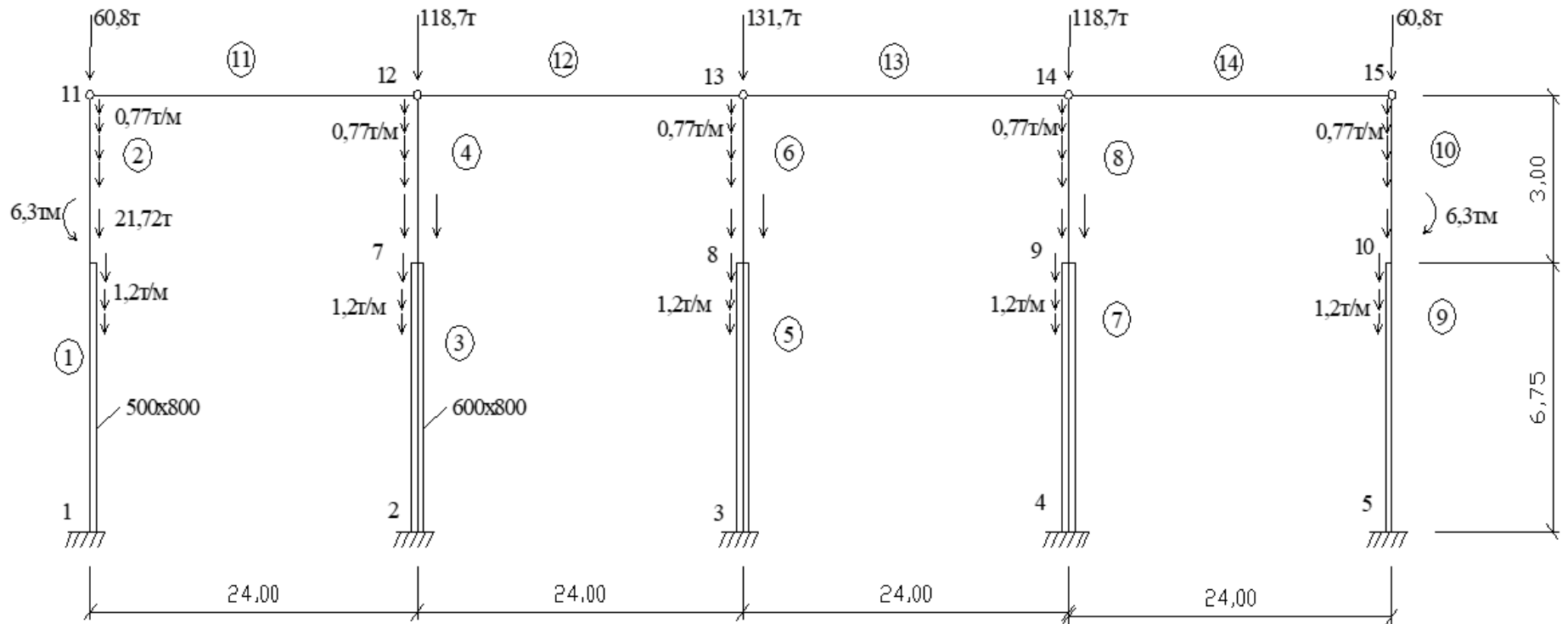


Рис.2.8 Схема постійних навантажень

## Геометричні характеристики перетинів колон.

Колони по осі А:

Момент інерції [19]

$$I_1 = \frac{500 \cdot 600^3}{12} = 90 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

Для підкранової частини[19]:

$$I_2 = \frac{500 \cdot 800^3}{12} = 213,3 \cdot 10^{-2} \text{ мм}^4$$

$$h = \frac{I_1}{I_2} = \frac{90 \cdot 10^8}{213,3 \cdot 10^8} = 0,422$$

Висоти над кранової частини[20].

$$\lambda = \frac{H_0}{H} = \frac{3000}{9750} = 0,308$$

Зміщення геометричних осей перерізів підкранової і над кранової частини  $l = 0,1 \text{ м}$  [19]

Колони по осях Б, В, Г.

$$I_3 = \frac{500 \cdot 600^3}{12} = 90 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$$

$$I_4 = \frac{500 \cdot 800^3}{12} = 213,3 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$$

$$h = \frac{I_3}{I_4} = 0,422 ;$$

$$\lambda = \frac{H_6}{H} = \frac{3000}{9750} = 0,308 ; l = 0$$

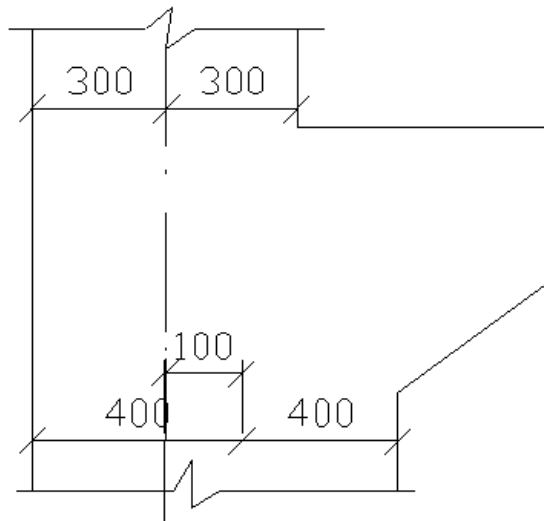


Рис 2.9. Опорна частина колони.

Ексцентриситет від покрівлі, снігу  $l_1 = 50\text{мм}$ , опорної балки  $l_2 = 50\text{мм}$ .

Зміщення колони осі А[3]:

$$l_1 = \frac{h_2 - h_1}{2} = \frac{800 \cdot 600}{2} = 100\text{мм}.$$

Розрахунковий ексцентриситет навантаження від снігу, покрівлі та опорної балки на рівні підкранової консолі  $l_4 = 50\text{мм}$ , а також навантаження від власної ваги стінових панелей і заповнення прольотів у межах відповідних відміток 6.600÷11.400м враховується як прикладене з певним ексцентриситетом[3].

$$l_5 = \frac{600 + 240}{2} = 420\text{мм}$$

### 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

#### 3.1. Земляні роботи.

Вихідні дані.

1. розмір площадки – 400x200м
2. рівень ґрунтових вод – 121,5
3. рослинний шар – 0,2м  
пісок - 1,5м  
суглинок – 4,0м
4. віддаль до місця відвалу – 3км
5. виконання планування – методом трикутників.

Земляні роботи під час вертикального планування полягають у зрізанні ґрунту на ділянках виїмки, його переміщенні та подальшому укладанні в зони насипу. Такий підхід дає змогу вирівняти рельєф території відповідно до проєктних відміток.

Для виконання вертикального планування заданої ділянки розмірами 400×200 м наноситься розбивочна квадратна сітка зі стороною 50 м. У середині кожного квадрата проводиться діагональ (з верхнього правого кута до нижнього лівого), у результаті чого кожен квадрат поділяється на два трикутники. Далі здійснюється визначення робочих відміток у вузлах сітки, після чого розраховуються об'єми земляних мас, що підлягають виїмці та насипу. Отримані результати використовуються для балансування ґрунтів і мінімізації зайвого переміщення матеріалу.

Для розв'язання задачі складається відповідна програма, яка включає послідовність дій з введення вихідних даних, обчислення робочих відміток, визначення об'ємів у кожному елементарному трикутнику та підсумовування загальних об'ємів виїмки і насипу. За потреби програма може бути адаптована для автоматизації розрахунків і зменшення ймовірності помилок під час ручного обчислення.

# План ділянки

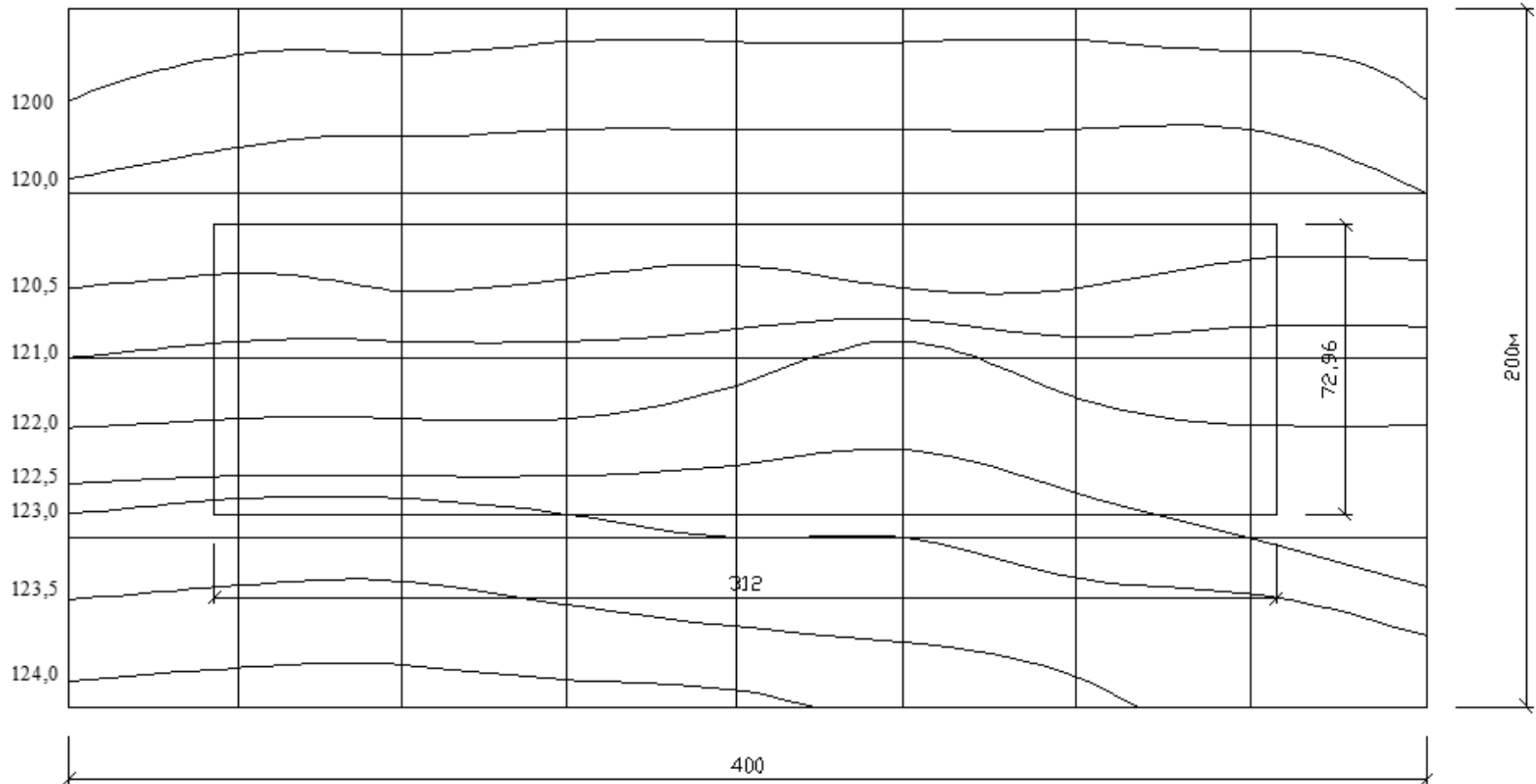


Рис.3.1. Схема розміщення горизонталей

Картограма земляних робіт.

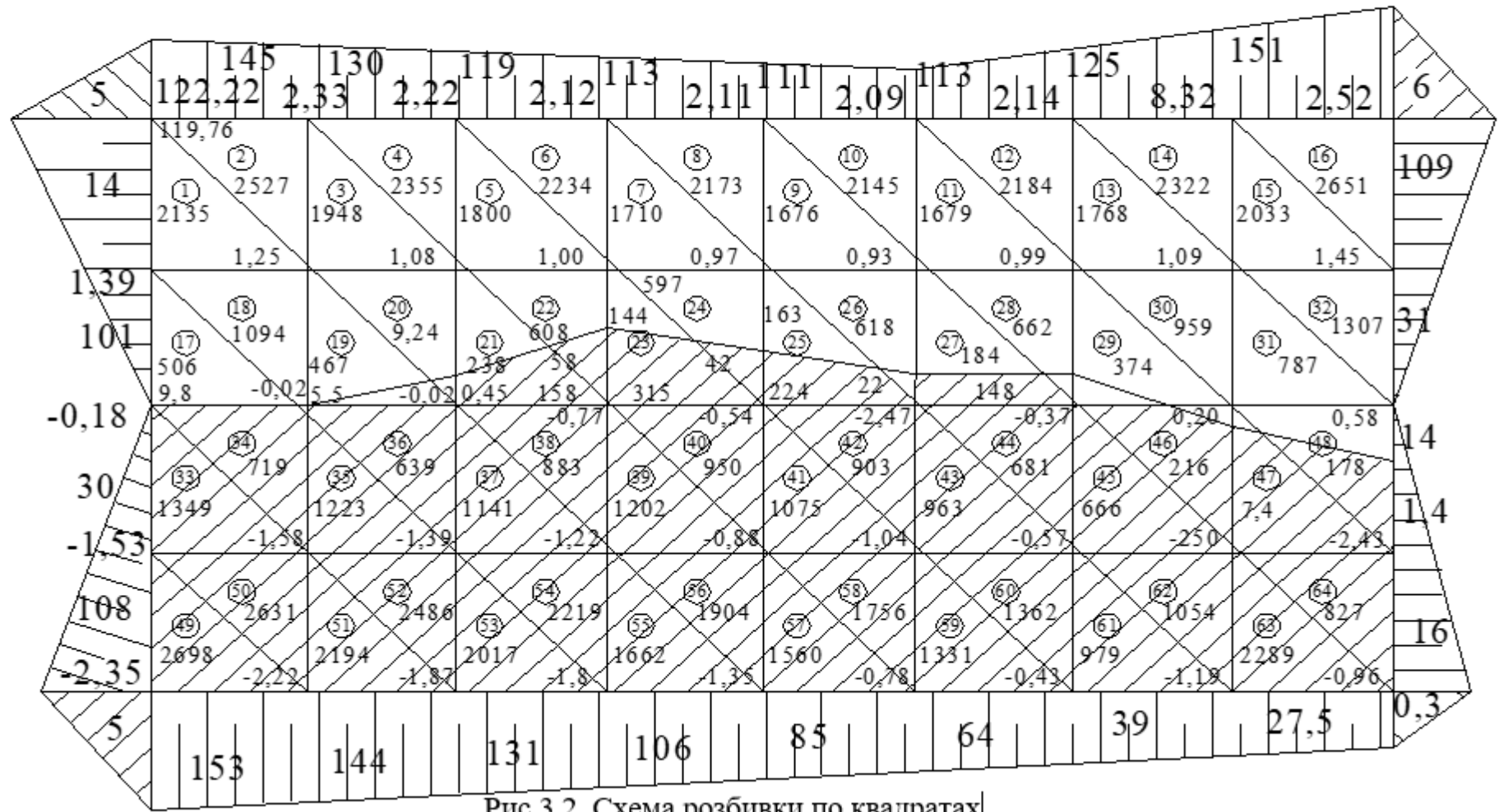


Рис.3.2. Схема розбивки по квадратах

## Визначення видів і об'ємів земляних робіт

1. Розробка ґрунті виямки з переміщення в насип[10, 22].

$$V_B = 44100 \text{ м}^3$$

2. Розрівнювання ґрунту в насипі[10, 22].

$$V_{\text{розр.}} = \frac{V_n}{K_0 \cdot h} = \frac{44445}{1,02 \cdot 0,3} = 145145 \text{ м}^2$$

3. Ущільнення ґрунту в насипі[10, 22].

$$V_{\text{ущіл.}} = \frac{V_n}{K_1 \cdot h_{cu}} = \frac{44445}{1,1 \cdot 0,4} = 198600 \text{ м}^2$$

4. Роботи по кінцевому плануванню ділянки.

$$S = 400 \cdot 200 = 80000 \text{ м}^2$$

5. Розробка ґрунту екскаватором при відриві котлованів.

$$V_p = 5489 \text{ м}^3$$

6. Зачистка дна котлованів вручну.

$$V_z = 28,77 \text{ м}^3$$

## Підбір машин для земляних робіт

Виконання земляних робіт організовується на основі застосування взаємопов'язаного комплексу машин, що працюють узгоджено.

Основною метою механізації земляних робіт є обґрунтований вибір будівельної техніки, ефективна організація робочих циклів кожної машини, а також забезпечення їхньої взаємодії в складі єдиного технологічного комплексу. Це дозволяє підвищити продуктивність, скоротити терміни виконання робіт і зменшити витрати ручної праці.

## Підбір машин

Таблиця 3.1.

№	Назва робіт	Компл.
1.	Розробка ґрунту переміщення і укладка в насип.	Д-271
2.	Розрівнювання ґрунту в насипі	Д-271
3.	Ущільнення ґрунту в насипі	Дек-1 Д-271
4.	Кінцеве планування ділянки	С-100 Д-271
5.	Розробка ґрунту котлованів	Е-652
6.	Зачистка для котлована	земл.

### Технологія виробництва земляних робіт

На основі середньої дальності переміщення ґрунту для виконання планувальних робіт приймається бульдозер Д-271. Роботи з розробки виїмок і відсипання насипів виконуються почергово, з дотриманням технологічної послідовності. Різання ґрунту рекомендується здійснювати клиноподібною (клиновидною) стружкою, що забезпечує кращу продуктивність та рівномірне навантаження на машину. Розробка ґрунту ведеться з урахуванням природного або проєктного ухилу місцевості, що сприяє підвищенню ефективності роботи техніки та зменшенню енерговитрат.

Після переміщення ґрунту виконується його розрівнювання бульдозером Д-271, а також пошарове ущільнення котком ДСК-1. Ущільнення здійснюється шарами товщиною приблизно 0,3–0,4 м. Для досягнення необхідної щільності ґрунту кожен шар ущільнюється не менше ніж двома проходами катка по одному сліду. За потреби кількість проходів може коригуватися залежно від типу ґрунту та вимог проєкту[10, 22].

Завершальним етапом планувальних робіт є остаточне вирівнювання поверхні тим самим бульдозером Д-271, що забезпечує точність відміток і підготовку основи до подальших будівельних робіт. Розробка котлованів під фундаменти виконується екскаватором Е-652 з місткістю ковша 0,65

м<sup>3</sup>. При цьому застосовується попереднє розбивання осей і контроль глибини виїмки для забезпечення відповідності проєктним рішенням.

Додатково технологічний процес передбачає контроль якості виконаних робіт: перевірку відміток, рівності поверхні та ступеня ущільнення ґрунту. Це дозволяє забезпечити надійність основи та відповідність будівельним нормам.

#### Охорона праці при виконанні земляних робіт[33]

Одним із ключових заходів запобігання виробничому травматизму під час виконання земляних робіт є якісна підготовка працівників до безпечного ведення робіт. З цією метою обов'язково проводяться первинні, повторні та позапланові інструктажі з охорони праці, особливо при допуску нових працівників або переведенні їх на інші види робіт чи ділянки.

Основні вимоги техніки безпеки[33]:

- будівельний майданчик повинен бути надійно огорожений і мати попереджувальні знаки;
- усі будівельні машини повинні знаходитися у справному технічному стані та проходити регулярний контроль;
- необхідно дотримуватися безпечних методів роботи механізмів і технологічної дисципліни;
- робочі місця мають бути забезпечені достатнім рівнем освітлення, особливо у вечірній і нічний час;
- обов'язкова наявність справної звукової та світлової сигналізації на техніці.

Земляні роботи в зонах проходження підземних комунікацій допускаються лише після отримання письмового дозволу від організацій, що експлуатують ці мережі, та за умови виконання заходів, які виключають їх пошкодження.

При розробці ґрунту в місцях проходження електричних кабелів і газопроводів роботи виконуються виключно в присутності представників відповідних експлуатуючих служб.

Робота екскаваторів та інших машин у безпосередній близькості або під діючими лініями електропередач будь-якої напруги заборонена. У разі необхідності такі роботи виконуються лише після відключення ліній від електроживлення та виконання комплексу захисних заходів.

Особливу увагу слід приділяти кріпленню стінок котлованів і траншей. Неналежне або відсутнє кріплення може призвести до обвалів ґрунту, що є однією з основних причин травматизму на земляних роботах. Всі кріплення повинні встановлюватися відповідно до проєктних рішень і постійно контролюватися.

Виконання робіт нульового циклу[33]

Роботи нульового циклу (фундаментні роботи) виконуються з обов'язковим геодезичним контролем точності розбивки та відміток. Вони розпочинаються після завершення основної розробки ґрунту в котлованах.

Спочатку виконується ущільнення ґрунтової основи катком ДСК-1 масою 16 т. Це забезпечує підвищення несучої здатності основи та зменшення можливих осідань.

Далі влаштовується бетонна підготовка з бетону класу М50 товщиною 100 мм. Бетонна суміш доставляється на будівельний майданчик автобетоновозами з бетонозмішувального вузла (БМУ). Укладання здійснюється рівномірним шаром із подальшим вирівнюванням.

Після твердіння бетонної підготовки монтується щитова опалубка з інвентарних дерев'яних елементів. Використання уніфікованих щитів дозволяє багаторазове застосування, прискорює монтаж і демонтаж та зменшує витрати деревини.

Після встановлення та надійного закріплення опалубки укладаються арматурні сітки та каркаси фундаментів. Геодезичний контроль забезпечує точне положення конструкцій і відповідність проєктним відміткам.

Бетонування фундаментів виконується з подачею бетонної суміші автобетоновозами та її укладанням бетоноукладальниками. Ущільнення бетону здійснюється глибинними вібраторами для забезпечення однорідності та міцності конструкції.

Опалубка демонтується після досягнення бетоном не менше 50% проєктної міцності. Після цього виконується гідроізоляція фундаментів бітумною мастикою у два шари для захисту від вологи та корозійного впливу ґрунтових вод.

Зворотна засипка пазух фундаментів виконується пошарово з ущільненням через кожні 200 мм за допомогою катка ДСК-1.

Улаштування підлог виконується після завершення монтажних робіт і перевірки несучих конструкцій.

#### Транспорт і подача бетонної суміші[22]

Згідно з календарним графіком, за одну зміну необхідно подати на будівельний майданчик 46,5 м<sup>3</sup> бетонної суміші. Для забезпечення безперервності бетонування визначається необхідна кількість транспортних засобів.

Кількість автобетоновозів розраховується за формулою з урахуванням[22]:

- продуктивності одного транспортного засобу;
- відстані перевезення;
- часу завантаження та розвантаження;
- тривалості робочої зміни.

Такий розрахунок дозволяє організувати безперервну подачу бетону без простоїв, забезпечити ритмічність бетонних робіт і дотримання технологічних вимог[10,22].

$$N = \frac{Q \cdot T_{iz,авт}}{V \cdot T},$$

$Q$  – кількість бетонної суміші, необхідної для поставки на об'єкт в зміну;

$T$  – 8,2 год – подовженість зміни;

$$T_{iz,авт} = T_{nop} + \frac{2l}{V} + T_{розгр} - \text{цикл авто бетоновоза } V = 4 \text{ м}^3$$

$$\text{Тоді } N = \frac{46,5 \cdot 0,6}{4 \cdot 8,2} = 0,85 = 1 \text{ авто бетоновоз.}$$

Для безперервної роботи встановлюємо 1 авто бетоновоз з об'ємом  $V = 4 \text{ м}^3$  бетонної суміші.

### 3.2. Монтаж будівельних конструкцій[10,22]

Будівля проектується без підвального приміщення, а будівельний майданчик є вільним від існуючих споруд і характеризується рівнинним, спокійним рельєфом. До початку монтажних робіт на об'єкті повністю виконано підготовчий етап, включаючи планування території та роботи нульового циклу.

Габарити будівлі становлять: довжина — 312 м, ширина — 96 м. Конструктивно передбачено чотири прольоти по 24 м кожен. Крок встановлення крайніх і середніх колон становить 12 м, що забезпечує рівномірну сітку каркаса. Висота будівлі від рівня підлоги до низу кроквяних конструкцій дорівнює 9,6 м.

Вибір методу виконання будівельно-монтажних робіт

Метод організації монтажних робіт і вибір будівельних машин безпосередньо впливають на трудомісткість, тривалість і ефективність будівельного процесу. Тому перед початком розрахунків виконується уточнення обсягів робіт і попередній вибір технології їх виконання.

Для даного об'єкта приймається наступна організація робіт[10,22]:

- основний монтажний механізм — гусеничний кран, що забезпечує достатню вантажопідйомність і стійкість при роботі на будівельному майданчику;
- монтаж виконується комплексно-механізованим методом із поєднанням підйому, встановлення та фіксації елементів.

Прийняті способи з'єднання конструкцій:

1. Фундаменти і колони — монтаж здійснюється на бетонній підготовці з використанням бетону класу М300, що забезпечує необхідну міцність опираючого.
2. Колони і підкранові балки — з'єднання виконується комбінованим способом: зварювання металевих елементів із подальшим бетонуванням (бетон М200) для підсилення вузлів.
3. Колони і опорні балки під ВЗС 3×24 м — застосовується зварне з'єднання, яке забезпечує жорсткість і просторову стійкість конструкції.
4. Опорні балки і панель-оболонка ВЗС 3×24 м — з'єднання виконується зварюванням із додатковим бетонним заповненням вузлів для підвищення надійності.

Організація монтажних процесів[10,22]

Монтаж конструкцій виконується за заздалегідь розробленою технологічною схемою з дотриманням послідовності встановлення елементів каркаса. Роботи організуються потоковим методом, що дозволяє забезпечити безперервність процесу та рівномірне завантаження монтажної техніки.

Особлива увага приділяється точності встановлення колон, контролю вертикальності та геометричних параметрів каркаса за допомогою геодезичних приладів.

Калькуляція трудовитрат[10,22]

Калькуляція трудовитрат при виконанні робіт нульового циклу виконується на основі визначених обсягів земляних робіт, монтажу фундаментів та підготовчих операцій. Вона враховує [10,22]:

- продуктивність машин і механізмів;
- норму часу на виконання окремих операцій;
- склад бригад робітників;
- тривалість робочої зміни.

Отримані дані використовуються для складання календарного графіка будівництва, визначення потреби в трудових ресурсах та оптимізації будівельного процесу з метою скорочення термінів виконання робіт і зменшення собівартості будівництва.

Таблиця 3.2

№	Осно в. по ЕНіР	Назва робіт	Один. виміру	Кількі- сть	Нор. часу чол./год	Трудоємн. Люд/год маш/год	Склад ланки по ЕНіР
1	2	3	4	5	6	8	10
1.	2-1- 22 т.16	Ущільнення грунту	100 0 м <sup>2</sup>	28,8	- <u>1,05</u>	- <u>30,24</u>	Машин 5р.-1
2.	19-30 н.1а	Влаштування бетонної підготовки	100 0 м <sup>2</sup>	12,1 2	<u>17,0</u> 7,5	<u>206</u> 90,9	Бетон 2р-1 маш5р-1
3	19-30 н.1а 5	Влаштування гідроізоляції з розчину $\delta = 20\text{мм}$	100 0 м <sup>2</sup>	12,1 2	<u>7,6</u> 3,8	<u>92,1</u> 46,06	-//-
4	4-1- 27 т.2 н.3а	Установка щитової опалубки	м <sup>2</sup>	279 8	<u>0,43</u> -	<u>1202,3</u> -	-//-
5	4-1- 33	Встановлення арматурних сіток і каркасів	1шт	116 0	<u>0,9</u> 0,47	<u>1044</u> -	Арматура 4р-1 2р-3
6	4-1- 37 т.2	Бетонування фундаментів	м <sup>3</sup>	877, 5	<u>0,36</u> 0,18	<u>315,9</u> 158,0	Бетону 4р- 1 2р-1
7	4-1- 28 т.2	Розборка щитової опалубки	м <sup>2</sup>	279 6	<u>0,1</u> -	<u>279,6</u> -	-//-
8	7-15- 2 н.8	Обмазка бокових поверхонь бітумною мастиккою	100 0 м <sup>2</sup>	20,1 6	<u>4,6</u> -	<u>92,7</u> -	Ізол. 3р-1
9	2-1- 21 т.2 н.9а	Зворотна засипка пазух фундаменту бульдозером Д- 271	100 0 м <sup>2</sup>	16,1	- <u>0,35</u>	- <u>5,6</u>	Машин. бр- 1
1 0	2-1- 22 т.7	Ущільнення грунту катком Дск-1	100 0 м <sup>2</sup>	28,8	- <u>1,525</u>	- <u>43,92</u>	Машин. 5р- 1

Всього:

$$\Sigma \frac{3232,6}{374,22}$$

## Організація та технологія монтажних робіт[10,22]

Монтаж колон виконується із застосуванням спеціальних кондукторів, що забезпечують точну фіксацію елементів у проектному положенні та спрощують контроль вертикальності конструкцій. Інші елементи каркаса встановлюються з використанням візуального контролю та геодезичних приладів, що дозволяє досягти необхідної точності монтажу.

Попередня укрупнена збірка конструкцій на майданчику не передбачається, оскільки елементи постачаються на об'єкт у готовому до монтажу вигляді.

Для окремих елементів, зокрема панелей-оболонки ВЗС 3×24 м, необхідне тимчасове підсилення під час монтажу. Це забезпечується використанням спеціальної траверси довжиною 12 м, яка рівномірно розподіляє навантаження і запобігає деформаціям під час підйому та встановлення.

Застосовуються такі центруючі пристрої при встановленні елементів: панелі-оболонки ВЗС 3×24 м — монтаж із використанням спеціальних монтажних пристроїв та траверс;

колони — встановлення за допомогою кондукторів, які забезпечують точну фіксацію та вертикальність;

підкранові балки — центрування виконується за допомогою спеціальних центруючих балок і тимчасових фіксаторів.

## Спосіб організації монтажу[10,22]

Монтаж конструкцій здійснюється змішаним методом. Це означає, що[10,22]:

- одна група елементів (колони, підкранові балки) монтується послідовно по всій довжині будівлі;

- інша група (панелі-оболонки ВЗС 3×24 м та плити покриття) встановлюється в межах окремих монтажних ячеек.

Такий підхід дозволяє значно прискорити відкриття фронту робіт і забезпечує безперервність монтажного процесу.

#### Спосіб підйому конструкцій[10,22]

Підйом монтажних елементів здійснюється методом вертикального підйому з одночасним горизонтальним переміщенням до місця встановлення. Конструкція піднімається безпосередньо з рівня землі і встановлюється у проектне положення без проміжного складування на висоті.

Даний спосіб застосовується у випадках, коли[10,22]:

вантажопідйомність крана відповідає або перевищує масу монтажного елемента разом зі стропувальними пристроями;

висота підйому крана дозволяє безперешкодно встановити елемент у проектне положення.

Найбільшого поширення цей метод набув при монтажі великогабаритних конструкцій із застосуванням баштових або гусеничних кранів, оскільки забезпечує високу продуктивність, точність встановлення та мінімізацію додаткових операцій.

#### Обсяги монтажних робіт і калькуляція трудових витрат[10,22]

Обсяги монтажних робіт визначаються на підставі вихідних даних про будівлю та зводяться у відомість (специфікацію) збірних конструктивних елементів. Це дозволяє систематизувати всі монтажні операції та точно визначити кількість необхідних елементів для встановлення.

Калькуляція трудових витрат є основою для подальших розрахунків, зокрема при визначенні потреби в монтажних кранах, тривалості виконання робіт, а також при розрахунку основних техніко-економічних показників будівництва.

Специфікація елементів і об'єми монтажних робіт

Таблиця 3.2

№	Назва елементів	Розміри елементів			Об'єм бетону	Розхід сталі	К-сть шт.	Вага елемент	Загальна вага
		Довжина	Ширина	Товщина					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Колона крайня КП1-21	10,6	0,8	0,5	4,26	11,8	58	10,85	617,7
2	Колона середня КП1-24	10,6	0,8	0,5	4,82	11,94	87	11,8	1026,6
3	Колона технічного перекриття К60-21	6,8	0,4	0,3	0,82	100	20	2,1	42
4	Колона фахверкова КФ-31	11,4	0,4	0,4	1,82	150	24	5,13	123,12
5	Підкранова балка БАНД-2с	12	1,4	0,65 0,34	4,35	350	196	10,9	2136,4
6	Панель оболонки ВЗС3х24м	24,000	3,0	0,03	5,96	570	416	14,9	6198,4
7	Плита покриття ПП-1/3х6	4,95	3,0	0,30	0,89	103,4	304	2,7	820,8
8	Фундаментні балки КЗ-01-23	10,7	0,25	0,4	0,49	96	-	1,15	-
9	Фундаментні балки КЗ-01-53	11,97	0,32	0,4	1,37	205	68	3,4	251,2
10	Опорні балки довжиною 12м під панелі оболонки	11,97	10,2	0,4	3,28	687,4	52	8,2	426,4
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	Опорні балки довжиною 12м під панелі оболонки середнього ряду	12	1,2	0,6	4,95	805,9	78	12,2	951,6
12	Стінові панелі ПСЖ 12х1,2м	6	1,2	0,24	1,72	51	9	1,9	277
13	Простіночні панелі 3х1,2м	3	1,2	0,24	0,86	27	128	0,95	121,6
14	Простіночні панелі 1,5х1,2м	1,5	1,2	0,24	0,43	14	8	0,48	3,84
15	Кутові добірні стінові панелі 0,51х1,2м	0,51	1,2	0,24	0,14	5	12	0,16	1,92

На базі виконаної калькуляції трудових витрат розробляється календарний графік виконання монтажних робіт, який забезпечує

раціональну організацію будівельного процесу, узгодження роботи бригад і техніки та дотримання встановлених термінів будівництва.

### 3.3. Розрахунок необхідних параметрів кранів[10,22]

#### Вибір комплекту кранів і організація монтажних робіт

Для виконання монтажу збірних залізобетонних конструкцій обирається найбільш ефективний комплект самохідних стрілових кранів, враховуючи відстань транспортування техніки на об'єкт (до 10 км) та значні габарити елементів каркаса одноповерхової будівлі. Оскільки конструктивні елементи мають велику масу і розміщуються на значній відстані один від одного, доцільним є застосування мобільних кранів, що забезпечують високу маневреність і оперативність монтажу.

#### Організація монтажного процесу[10,22]

Монтаж каркаса виконується потоковим методом, що дозволяє організувати роботи у декілька паралельних потоків[10,22]:

Перший потік — монтаж колон і підкранових балок;

Другий потік — монтаж балок і панелей-оболонок ВЗС 3×24 м, а також опорних балок;

Третій потік — монтаж елементів покриття та стінових конструкцій.

Така організація робіт забезпечує послідовне формування просторової жорсткості каркаса та дозволяє ефективно використовувати монтажну техніку без простоїв.

#### Схема роботи кранів[10,22]

Приймається поздовжня схема переміщення кранів уздовж осей будівлі при монтажі всіх елементів каркаса. Ця схема є найбільш раціональною, оскільки[10,22]:

- забезпечує вільний доступ крана до всіх монтажних зон;
- спрощує розкладку конструкцій у зоні монтажу;
- зменшує кількість маневрів і холостих переміщень;
- підвищує продуктивність монтажних робіт.

При монтажі колон кран рухається вздовж ряду встановлюваних елементів і виконує підйом із мінімальним вильотом стріли, що підвищує стійкість крана та точність встановлення.

#### Особливості монтажу колон

Оскільки довжина колон сягає до 12 м, для їх тимчасового закріплення у стаканах фундаментів використовуються кондуктори. Вони забезпечують[10,22]:

- точну вертикальну установку;
- стабільне положення елемента до моменту остаточного закріплення;
- зменшення часу монтажу.

#### Остаточне закріплення конструкцій[10,22]

Після встановлення всі елементи каркаса закріплюються шляхом зварювання закладних деталей. Додатково стики та шви замоноличуються цементно-піщаним розчином або дрібнозернистим бетоном, що забезпечує жорсткість і монолітність конструкції.

#### Загальна організація процесу[10,22]

Запропонована технологія монтажу забезпечує[10,22]:

- безперервність робіт;
- раціональне використання кранів;
- скорочення термінів будівництва;
- підвищення точності монтажу та якості виконання робіт.

1. Вантажопідйомність крана  $P = (11,8 + 0,384) \cdot 10 = 121,84 \text{кН}$

2. Висота головки стріли

$$H_{kp} = h + h_3 + h_2 + h_c + h_n = 0,5 + 10,6 + 1,6 + 2,1 = 14,8 \text{м}$$

3. Мінімальний виліт стріли

$$l_{cmp} = \frac{(c + d + e)(H_{kp} - h_m)}{h_n + h_c} = \frac{(1 + 0,2 + 0,5)(14,8 - 1,5)}{2,1 + 1,6} = 6,11 \text{м}$$

4. Мінімальна довжина стріли:

$$L_{op}^{vd} = \sqrt{(l_{op}^{vd})^2 + (H_{стп}^{mp} - h_m)^2} = \sqrt{6,11^2 + (14,8 - 1,5)^2} = 14,64 м$$

Вибираємо приспособлення для монтажу конструкцій.

Таблиця 3.3

Назва і призначення приспособлень	Вантажопідйомність, т	Вага приспособлень кг	Розрахункова висота, м
Строп чотирьохвітковий	3т	88	4,14
ПН Пронстальконструкція, №21059м	5т	215	9,2
Строп двох вітровий ГОСТ 19144-73:	2,5	12	3
Тип 2СК-2,5; тип 2СК-5,0	5	312	2,3
Кондуктор (Київ. контора ПН пронстальконструкція, заказ п546а)	-	118	1,35
Траверса для підняття колон каркасу (ПК тр. Стало монтаж №10950)	16	384	1,5
Кондуктор (проектна контора уралстальконструкція №28014)	-	446	1,6
Напівавтоматичний захват для підняття колон (ПН промсталеком. №413414-9)	8	135	0,6
Траверси з захватом для монтажу фонд. і підкранових, опорних балок прольотом 12м (ПН промстальконс	14	511	4
Траверса для монтажу панелей-оболонок ВЗС 3х24 (ПН промсталеком №506270)	20	1350	4,2
Траверса для монтажу ліхтарів укріпленими блоками розміром 6х12м (ЦНИИАНТП,ЦЗКБ, №1529)	16	2260	2,6
Траверса для монтажу стінових панелей (промстальконструкція,	10	450	1,7
Траверса для монтажу плит покриття 3х6м	4	528	1,8

При монтажі підкранових балок[10,22]:

1. Вантажопідйомність крана  $P = (10,9 + 0,511) \cdot 10 = 115,11 \text{кН}$

2. Висота підйому головки стріли

$$H_{kp} = 6,6 + 0,5 + 1,4 + 5 + 2,55 = 16,05 \text{м}$$

3. Мінімальний виліт стріли

$$l_{cmp} = \frac{(0,5 + 0,33 + 0,5)(16,05 - 1,5)}{2,55 + 5} = 2,56 \text{м}$$

4. Мінімальна довжина стріли:

$$L_{op} = \sqrt{2,56^2 + (16,05 - 1,5)^2} = 14,77 \text{м}$$

При монтажі підкранових балок[10,22]:

1. Вантажопідйомність крана  $P = (12,2 + 0,511) \cdot 10 = 127,11 \text{кН}$

2. Висота підйому головки стріли

$$H_{kp} = 9,6 + 0,5 + 1,2 + 5 + 2,55 = 18,85 \text{м}$$

3. Мінімальний виліт стріли[10,22]

$$l_{cmp} = \frac{(0,5 + 0,33 + 0,5)(18,85 - 1,5)}{2,55 + 5} = 3,06 \text{м}$$

4. Мінімальна довжина стріли[10,22]:

$$L_{op} = \sqrt{3,06^2 + (18,85 - 1,5)^2} = 17,62 \text{м}$$

При монтажі панелів – оболонок кран рухається посередині прольотів, підйом і установку панелів веде на мінімальному вильоті стріли[10,22].

1.  $P = (14,9 + 1,35) \cdot 10 = 162,5 \text{кН}$

2.  $H_{kp} = 10,8 + 0,5 + 1,2 + 4,3 + 3,1 = 19,9 \text{м}$

3.  $l_{cmp} = \frac{(0,5 + 0,2 + 0,5)(19,9 - 1,5)}{3,1 + 4,3} = 1,99 \text{м}$

4.  $L_{op} = \sqrt{1,99^2 + (19,9 - 1,5)^2} = 18,51 \text{м}$

При монтажі стінових панелей кран рухається по периметру будинку і веде монтаж на вильоті стріли. При цьому[10,22]:

1. Вантажопідйомність крана з умови підняття найбільш важкої панелі 1,8x12x0,24

$$P = (5,7 + 0,45) \cdot 10 = 61,5 \kappa H$$

$$2. H_{kp} = 11,4 + 0,5 + 1,8 + 1,8 + 2,1 = 17,6 m$$

$$3. l_{cmp} = \frac{(0,5 + 0,15 + 0,5)(17,6 - 1,5)}{2,1 + 1,8} = 4,74 m$$

$$4. L_{op} = \sqrt{4,74^2 + 17,6 - 1,5^2} = 16,78 m$$

Необхідні параметри крана для монтажу

Таблиця 3.4

Назва конструкцій	Необхідні параметри кранів				Можливі варіанти кранів									
					Марка крана	Технічні характеристик.				Марка крана	Технічні характеристик			
	P <sub>1,Г</sub>	H <sub>кр</sub>	l <sub>м</sub>	L <sub>м</sub>		P <sub>1,Г</sub>	H <sub>кр</sub>	l <sub>м</sub>	L <sub>м</sub>					
	P <sub>1,Г</sub>	H <sub>кр</sub>	l <sub>м</sub>	L <sub>м</sub>										
колони	121	14,7	6,21	14,54	МКГ-254	18,4Г	24	6,5	18,5	МКП-40	16,2	19,2	6,5	22
Підкранові балки	113	3,20	2,26	14,57	МКГ-254	18,4Г	24	6,5	18,5	МКП-40	16,2	19,2	6,5	22
Опорні балкиL=12м	126	15,3	3,16	17,42	МКГ-254	18,4	24	6,5	18,5	МКП-40	16,2	19,2	6,5	22
Панелі - оболонки	161,5	15,6	1,89	18,31	МКГ-254	18,4	24	6,5	18,5	МКП-40	16,2	19,2	6,5	22
ліхтарі	146,6	21,55	4,19	18,31	МКГ-254	18,4	24	6,5	18,5	МКП-40	16,2	19,2	6,5	22
Стінові панелі	62,5	16,5	4,64	16,68	З-10011Д	18,8	18,2	5,65	20	К-124	9	18	5,5	18

Економічне порівняння варіантів кранів[10,22]

Для визначення вартості монтажу 1т конструкції підраховуємо виробничу вартість маш.-зміни крана.

Основні показники при монтажі конструкцій різними комплектами машин.

Таблиця..3.7.

Показники	Марки кранів			
	МКГ-25	ЭО-10011	МКП-40	К-124
Тривалість монтажу конструкцій змін	235,16	86,07	258,78	91,28
Собівартість монтажу 1м конструкцій люд-год/м	1,45	4,66	2,74	5,29
Трудомісткість монтажу 1м конструкцій люд-год/м	0,52	1,64	0,68	1,72
Приведені витрати на 1м конструкцій грн-год/м	1,45	4,67	2,71	5,69

Найбільш доцільним є використання комплекту кранів, що включає гусеничний кран МКГ-25 для виконання монтажу всього каркаса будівлі та кран ЭО-10011 для встановлення стінових панелей.

У подальшому здійснюється техніко-економічне порівняння можливих варіантів проєктів виконання робіт із застосуванням різних комплектів будівельних машин з метою вибору найбільш ефективного та економічно обґрунтованого рішення.

I витрат – крани МКГ-25; ЭО-10011

II витрат – крани МКП-40; К-124

По 1-му варіанту[10,22]:

$$C_1 = 1,08(38,71 \cdot 236 + 31,69 \cdot 87) + 1,5(5088,54 + 2336,39) + 1,08(1560 + 340) = 26033 \text{грн}$$

$$K_1 = \frac{30290 \cdot 236}{410} + \frac{18410 \cdot 87}{405} = 24844 \text{грн}$$

По 1-му варіанту[10,22]:

$$C_2 = 1,08(63,75 \cdot 200 + 34,05 \cdot 91) + 1,5(5088,64 \cdot 1,1 + 2336,39 \cdot 1,1) + 1,08(4380 + 1037) = 39348 \text{грн}$$

$$K_1 = \frac{77780 \cdot 260}{417} + \frac{17500 \cdot 91}{417} = 52315 \text{грн}$$

Сума економії по I-му варіанту[10,22]:

$$f = (26033 - 39349) + 0,12(24844 - 52315) = -16613 \text{грн}$$

### 3.4. Будгенплан

Будівельний генеральний план визначає раціональну організацію будівельного майданчика, розміщення складів, монтажних зон, тимчасових споруд і шляхів руху техніки, а також забезпечує безпечне та безперервне виконання будівельно-монтажних робіт.

#### Порядок складування збірних конструкцій

Складування збірних залізобетонних конструкцій для монтажу стріловими кранами виконується безпосередньо в зоні дії монтажного крана, максимально наближено до місць встановлення. Це дозволяє здійснювати подачу елементів у проектне положення без додаткових переміщень крана та без зміни його стоянки або вильоту стріли.

Елементи розміщуються у штабелях з дотриманням правил безпеки та технологічних вимог[10,22]:

- між рядами штабелів передбачаються проходи шириною не менше 0,7 м;
- між окремими штабелями в ряду залишають технологічні проміжки не менше 0,2 м;
- нестійкі елементи складуються у спеціальних касетах або фіксуючих пристроях, що запобігають їх перекиданню.

Таке розташування забезпечує зручність стропування, безпеку робіт і скорочення часу подачі конструкцій до місця монтажу.

#### Вказівки щодо виконання будівельно-монтажних робіт[10,22]

Ведучим технологічним процесом при монтажі збірних залізобетонних конструкцій є операція підйому, встановлення та тимчасового закріплення елементів. Саме цей процес визначає загальну тривалість і ритм будівництва.

Монтаж виконується відповідно до технологічних карт, які входять до складу проекту виконання робіт (ПВР). Застосовується комбінований (потоківий) метод монтажу[10,22]:

- за перший прохід крану встановлюються колони;
- за другий — підкранові балки;
- за третій — елементи покриття та перекриття.

Схема руху кранів — поздовжня, що забезпечує оптимальне обслуговування всіх монтажних зон і мінімізацію зайвих переміщень.

Колони встановлюються з обох сторін прольоту. При підйомі методом повороту їх основа точно заводиться у стакани фундаментів. Плити покриття складуються у штабелі по 3–4 одиниці з обох боків прольоту в зоні дії крана для забезпечення швидкої подачі на монтаж.

На приоб'єктному складі конструкції завозяться послідовно: спочатку колони, далі елементи каркаса і покриття, що дозволяє уникнути перевантаження складу та забезпечити безперервність монтажного процесу.

Вказівки з техніки безпеки при монтажних роботах[33]

Забезпечення безпечних умов праці починається ще на стадії проєктування будівництва. У разі виникнення небезпечних умов на будівельному майданчику працівники повинні бути негайно евакуйовані, а небезпечні зони — огорожені та позначені сигнальними знаками.

Виконання монтажних робіт здійснюється відповідно до ПВР, який містить[33]:

- організацію робочих місць, проходів і проїздів;
- технологічну послідовність виконання операцій;
- методи безпечного виконання монтажних робіт;
- схеми розміщення конструкцій і зон дії кранів;
- способи складування матеріалів і конструкцій.

Робочі майданчики в зоні дії кранів і перебування монтажного персоналу обов'язково огорожуються захисними бар'єрами висотою не менше 1,0 м.

Вантажопідіймальні крани повинні бути оснащені справними приладами безпеки, обмежувачами та сигналізацією і допускатися до роботи лише після реєстрації та технічного огляду. Переміщення вантажів над людьми категорично забороняється.

Такелажні пристрої підлягають регулярному огляду та випробуванню, зокрема навантажувальному випробуванню з перевищенням розрахункового навантаження на 25% протягом не менше 10 хвилин.

Стропувальні елементи, траверси та інші вантажозахоплювальні пристрої повинні забезпечувати надійне утримання вантажу, виключати його самовільне розчеплення та гарантувати стійкість під час підйому і монтажу.

Додаткові положення до будгенплану

При розробці будгенплану враховується[10,22]:

- розміщення монтажних кранів із урахуванням зон їх дії;
- організація тимчасових доріг для підвезення конструкцій;
- розташування складів збірних елементів у зоні обслуговування кранів;
- забезпечення електро- та водопостачання будмайданчика;
- розміщення побутових і адміністративних приміщень;
- організація системи безпечного руху людей і техніки.

Такий підхід забезпечує раціональну організацію будівельного майданчика, підвищує продуктивність монтажних робіт та гарантує безпечні умови праці.

## 4. ОХОРОНА ПРАЦІ

### 4.1. Пожежна профілактика генплану

При розробці об'ємно-планувального рішення і складення генплану враховує всі міроприємства для запобігання пожежу і забезпечення пожеготушіння на промисловому підприємстві.

Щоб знизити і виключити небезпеку розповсюдження пожежу на сусідні об'єкти і забезпечити необхідні умови для успішного його ліквідування, між будинками встановлюються протипожежні розриви.

Норми проектування встановлюємо виходячи з того, що вогнестійкість II, а категорія виробництва Г.

Тому віддалі між будинками при вогнестійкості I і II не обмежуються.

Основні будинки розділені між собою санітарно-захисними зонами.

Склади нафтопродуктів розміщені під землею, причому підвітряної сторони. Автозаправочна станція віддалена від основних будівель.

Дороги на території підприємства прийняті кільцеві. Віддаль від краю проїжджої частини автомобільних доріг до будівлі прийнято більше 1,5м. Будівля і дороги розділені посадкою кустарників.

На територію підприємства заплановано два виїзди для транспорту. Оскільки ширина будинку 96м, тобто перевищує 18м до будинку запроектовано під'їзд пожежних автомобілів з двох сторін. Забезпечена добра маневреність пожежних машин по всьому периметру. Запроектовані також при розробці генплану пожежні проїзди між будинками.

На території підприємства запроектовано пожежне депо і пожежні резервуари.

### 4.2. Категорія пожежної безпеки виробництва.

Проектуючи будівлю площею 30тис м<sup>2</sup> згідно ДБН[27] відноситься до категорії Г, як виробництво, в якому приймаються незгоряючі матеріали і

речовини в горючому вигляді, процес обробки якщо супроводжуються виділенням тепла, іскор, різні речовини згоряють в якості палива.

#### 4.3. Степінь вогнестійкості конструкцій будівлі.

Згідно ДБН[33] табл.2 будівля відноситься до II степені вогнестійкості будинку.

Співставлення нормативних і фактичних границь вогнестійкості

.Таблиця.4.1.

Основні конструктивні елементи будівлі	Групи загорання		Границі вогнестійкості		Висновок
	Необх. норм.	Факт.	Необх. норм.	Факт.	
Колони з/б	незгор	незгор	2,5	4,0	Відповід.
Панелі снігові	незгор	незгор	0,25	1,0	Відповід.
Балки покриття	незгор	незгор	0,5	1,0	Відповід.
Плити-оболонки ВЗС 3×24м	незгор	незгор	0,25	0,5	Відповід.
Підкранові балки	незгор	незгор	0,25	1,0	Відповід.
Ворота і двері, оббиті сталлю	незгор	незгор	0,25	0,5	Відповід.
Стальні віконні перепльоти	незгор	незгор	0,4	1,2	Відповід.

#### 4.4. Забезпечення пожежогасіння.

Зовнішнє пожежотушіння в період експлуатації здійснюється через пожежні гідранти Ø100мм, підземні з забором води від водопровідної мережі. До пожежних гідрантів завжди повинен бути забезпечений вільний від'їзд машин і насосів.

Внутрішнє пожежотушіння здійснюється від внутрішніх пожежних кранів з об'єднаного господарського-питного і пожежного водопроводу. При кількості кранів більше 10 штук передбачається влаштування двох вводів. Норма розходу води на протипожежні потреби прийнята 25 в дві струї.

Зовнішнє пожежотушіння в період будівництва здійснюється при допомозі гідрантів, встановлення на мережі тимчасового водопроводу.

Будівельний майданчик забезпечується першочерговими засобами пожеготушіння. В місцях, визначених пожежною охороною, встановлюються пожежні щити із слідуючим набором пожежного інвентарю:

Ломів і щитових лопаток	- 2шт
Сокир	- 2шт
Вогнегасники ВХП-10	- 2шт
Відер	- 4шт
Ящики з піском	- 2шт
Бочки з водою	- 2шт

Таким чином на будівельному майданчику повністю встановлюється два пожежних щити.

#### 4.5. Пожежна профілактика будгенплану.

При проектуванні будгенплану до будуєчого корпусу передбачені підїздні дороги з двох сторін.

До початку будівництва, а також до початку основних будівельних робіт, ділянка будівництва забезпечується тимчасовим водопроводом від магістрального водопроводу. На мережі встановлюється пожежні гідранти. Встановлюється вали в закритих колодцях, розташованих вздовж доріг і не більше 9м від стін будівель. Місце розташування позначають спеціальними указниками.

На буд майданчику встановлюється два щити з набором інвентаря, перелік якого даний в розділі "рішення питання пожеготушіння".

Підїзді дороги на будівельний майданчик вночі освітлюється.

Визначаються місця проведення робіт зв'язаних з вогнем (розігрів бітому та ін.)

В середині побутових приміщень і на видних місцях вивішуються інструкції і плакати наглядної агітації по пожеготушіння і по запобіганню пожегів.

## 5. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

### 5.1. ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 02-01 на будівництво об'єкта: Виробничий корпус

Кошторисна вартість	418400.09 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	37735.05 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	114348.64 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості (будівельний об'єм 234201 м3)	1786.50 грн

№ п/п	Номери кошторисів	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Базисна кошторисна вартість, тис. грн.					Кошторисна трудоміст., тис.люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показн. одинич. вартості, грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	УРН	Загальнобудів. роботи	374721.6				374721.60	37097.44	112416.48	1600.00
2	УРН	Опалення	0.00				0.00	0.00	0.00	0.00
3	УРН	Вентиляція	1756.51				1756.51	173.89	526.95	7.50
4	УРН	Водопровід	1405.21				1405.21	139.12	421.56	6.00
5	УРН	Каналізація	936.80				936.80	92.74	281.04	4.00
6	УРН	Електроосвітлення	2107.81				2107.81	208.67	632.34	9.00
7	УРН	Технол. обладнання		2342.01	35130.15		37472.16	23.19	70.26	160.00
		Всього	380927.93	2342.01	35130.15	0.00	418400.1	37735.05	114348.64	1786.50

## 5.2. ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

### Завод з ремонту сільськогосподарської техніки

№ п/п	Номери кошторисів	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Базисна кошторисна вартість			Інші витрати	Загальна розрах. кошт. вартість, тис. грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Глава 1	Підготовка території будівництва	7618.56	46.84			7665.40
		Всього для глави 1	7618.56	46.84			7665.40
	Глава 2	Основні об'єкти будівництва					
2	02_01	Виробничий корпус	380927.93	2342.01	35130.15	0.00	418400.09
		Всього для глави 2	380927.93	2342.01	35130.15		418400.09
3	Глава 3	Об'єкти підсобного та обслуговувального призначення	57139.19	351.30			57490.49
		Всього для глави 3	57139.19	351.30			57490.49
4	Глава 4	Об'єкти енергетичного господарства	19046.40	117.10			19163.50
		Всього для глави 4	19046.40	117.10			19163.50
5	Глава 5	Об'єкти транспортного господарства і зв'язку	11427.84	70.26			11498.10
		Всього для глави 5	11427.84	70.26			11498.10
6	Глава 6	Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, тепlopостачання та газопостачання	30474.23	187.36			30661.59
		Всього для глави 6	30474.23	187.36			30661.59
7	Глава 7	Благоустрій та озеленення території	11999.23				11999.23
		Всього для глави 7	11999.23				11999.23
		Всього для глав 1-7	518633.37	3114.87	35130.15	0.00	556878.40
8	Глава 8	Тимчасові будівлі і споруди	13713.41	84.31			13797.72
		Всього для глави 8	13713.41	84.31			13797.72
		Всього для глав 1-8	532346.78	3199.19	35130.15	0.00	570676.11
9	Глава 9	Інші роботи і витрати					
						0.00	0.00
		Всього для глави 9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Всього для глав 1-9	532346.78	3199.19	35130.15	0.00	570676.11

10	Глава 10	Утримання служби замовника і авторський нагляд						
11		Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд)					17120.28	17120.28
12		Здійснення авторського нагляду					0.80	0.80
		Всього для глави 10		0.00	0.00	0.00	17121.09	17121.09
13	Глава 11	Підготовка експлуатаційних кадрів					5706.76	5706.76
		Всього для глави 11		0.00	0.00	0.00	5706.76	5706.76
14	Глава 12	Проектні та вишукувальні роботи						
15		Кошторисна вартість проектно-вишукувальних робіт					160.66	160.66
		Всього для глави 12		0.00	0.00	0.00	160.66	160.66
		Всього для глав 1-12		532346.78	3199.19	35130.15	17281.75	587957.86
		Кошторисний прибуток (П)		532346.78	3199.19			535545.96
	ДБН Д.1.1-1-2000, Додаток 14, табл.3	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва (Р)					21166.48	21166.48
		Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (І)					293978.93	293978.93
		Разом (гл1-12 + П + Р + І)		532346.78	3199.19	35130.15	332427.17	903103.28
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва, всього					200488.93	200488.93
		В тому числі:	а) відрахування коштів у державний інноваційний фонд				9031.03	9031.03
		б) Відрахування коштів на виконання робіт та послуг з розвитку доріг загального користування					10837.24	10837.24
		в) ПДВ					180620.66	180620.66
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку		532346.78	3199.19	35130.15	664854.33	1235530.44
		Зворотні суми						2069.66

### 5.3. ЕКОНОМІЧНИЙ ЕФЕКТ

Економічний ефект від скорочення термінів будівництва отримують у сфері експлуатації та у сфері будівництва. У сфері експлуатації ефект отримують від дострокового введення в дію об'єкту. Його величину обчислюють за формулою:

$$E_D = E_H \times \Phi (T_1 - T_2) \quad [1]$$

де:  $E_H$  - нормативний коефіцієнт ефективності капітальних вкладень ( $E_H = 0,15$ ).

$\Phi$  - вартість спорудження об'єкту, тис.грн.

$\Phi = 418400.1$  тис.грн.

$T_1$  - 1.17 року - нормативний термін будівництва

$T_2$  - 1.15 року тривалість будівництва за проєктом

$E_D = 950.91$  тис.грн.

У сфері будівництва ефект отримують завдяки економії умовно-постійних накладних витрат. Його величину визначають за формулою:

$$E_{\sigma} = 0,5 H \left( 1 - \frac{T_1}{T_2} \right) \quad [2]$$

де: 0,5 - частка умовно-постійних у загальній сумі накладних витрат.  $H$  - накладні витрати в складі кошторисної вартості. Для розрахунку суми накладних витрат приймаємо норму накладних витрат -20,6%. Взявши кошторисну вартість об'єкту ( $K$ ) отримуємо:

$$H = K \times 0,206 \quad [3]$$

$K = 418400.09$  тис.грн.

$H = 418400.09 \times 0,206 = 86190$  тис.грн

Підставивши значення у формулу [2], ефект від економії умовно-постійних накладних витрат становить:

$E_{\sigma} = 2716.88$  тис.грн.

Загальний ефект від скорочення термінів будівництва буде:

$$E_3 = E_d + E_b \quad [4]$$

$$E_3 = 3667.79 \text{ тис.грн.}$$

Економічний ефект від використання прогресивних конструкцій визначають за порівнянням з базовим варіантом. Порівнюючи вартість будівництва об'єкту за проектом з типовим вирішенням, визначаємо ефект, що зумовлений прогресивним конструктивним рішенням.

За типовим проектом вартість загальнобудівельних робіт становить

$$412193.76 \text{ тис.грн.}$$

Для нашого проекту вартість загальнобудівельних робіт становить

$$374721.60 \text{ тис.грн.}$$

Ефект становить:

$$E_k = 37472.16 \text{ тис.грн.}$$

З врахуванням галузевого індекса ( $K=1,104$ ) та коефіцієнтів збільшення прямих накладних затрат і планових нагромаджень цей ефект становитиме:

$$E_k = 37472.16 \times 1,104 \times (1+0,9792+0,1009+0,0881)$$

$$E_k = 89696.84 \text{ тис.грн.}$$

Сумарний економічний ефект становить:

$$E_c = E_3 + E_k = 93364.63 \text{ тис.грн.}$$

## 5.4.ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИЙ АНАЛІЗ ПРИЙНЯТИХ ПРОЕКТНИХ РІШЕНЬ

### Основні показники дипломного проекту

Показники	Показники по дипломному проекту
А. Показники об'ємно-планувального і конструктивного рішення	
1. Коефіцієнт забудови $K_z = \frac{S_{буд.}}{S_{тер.}}$	0.12
2. Коефіцієнт використання території $K_{вт} = \frac{S_{кр.буд.} + S_{скл.} + S_{дор.}}{S_{тер.}}$	0.15
3. Коефіцієнт збірності $K_{зб.} = \frac{C_{зб.констр.}}{C_{заг.}}$	0.67
Б. Показники кошторисної вартості	
4. Загальна кошторисна вартість будівництва, тис.грн. в тому числі кошторисна вартість БМР, тис.грн.	1235530.44 535545.96
5. Вартість одного метра кубічного будови, грн.	1786.50
В. Показники проекту виробництва	
6. Загальні трудовозатрати на БМР, людино-днів	4256
7.Трудовозатрати на 1 м. кубічний будівлі, люд.-днів/м.кубічний	0.02
8. Максимальна кількість робітників на БМР люд.	30
9. Середня кількість робітників на БМР люд.	14
10. Середня продуктивність одного робітника в день на будівництві об'єкту, тис. грн./люд.днів	125.83
11. Тривалість будівництва об'єкту, місяці а) нормативна б) проектна	14 13.8
12. Сумарний економічний ефект, тис.грн. в тому числі: а) від прийнятих прогресивних проектних рішень б) від скорочення термінів будівництва.	93364.63 89696.84 3667.79

## БІБЛОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування/ Гетун Г.В. Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання друге перероблене та доповнене. – К.: Кондор-Видавництво. – 2012 р. – 380 с.
2. Архітектура будівель та споруд: у 4 ч. «Основи проектування. Житлові будинки. Тестовий контроль знань» навчальний посібник/ Плоский В.О., Гетун Г.В., Віроцький В.Д., Криштоп Б.Г., Зайцев О.М. – К.: КНУБА, 2011. – 128 с.
3. Баженов В.А., Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Інформатика. Інформаційні технології в будівництві.
4. Залізобетонні конструкції: Підручник /А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова.- К.: ВШ, 1995. - 591с.:іл.
5. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлєв, О. О. Петраков та ін. - Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с. 15
6. Клименко В.З. Конструкції з дерева та пластмас / В.З. Кліменко. – К.: Вища школа, 1995
7. Клименко Ф.Е. Металеві конструкції / Ф.Е. Кліменко, В.М. Барабаш. – Львів: Світ, 1994.
8. Металеві конструкції: Підручник для студентів вищих навчальних закладів / Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський Л.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. – Видання 2-е. - К.: Сталь, 2010. – 869 с.
9. Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів. - К.: Основа, 1998.- 384с.
10. С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко та ін. «Організація будівництва.
11. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-2009. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 74 с.

12. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010.
13. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-23-95. – Київ: Держкоммістобудування України, 1996. – 15 с.
14. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинні з 01.10.2014 р.].
15. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва: ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. – [Чинний з 14.05.2013 р.].
16. Визначення тривалості будівництва об'єктів. Національний стандарт: ДСТУ Б А.3.1-22:2013. – [ Чинний з 01.01.2014 р.].
17. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. – [Чинний з 01.07.2013 р.].
18. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України: ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. – Національний стандарт України.
19. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98-2009. – [Чинні з 01.06.2011 р.]. СПДБ. Основні вимоги до проектної та робочої документації: ДСТУА.2.4-4-2009. – [Чинний з 24.01.2009 р.]
20. Конструкції будівель та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-163:2010.
21. Конструкції будівель та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. – К.: Мінбуд України, 2006. 16

22. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5-2016. – [Чинні з 01.01.2017р.].
23. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10:2018. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с.
24. Планування і забудова територій. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України: ДБН Б.2.2- 12:2019. – 230 с.
25. Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1-7:2016. – [Чинні з 01.06.2017р.]. 17
26. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень: ДСТУ Б А.2.4- 7:2009. – [Чинний з 01.01.2010 р.].
27. Прогини і переміщення. ДСТУ Б В.1.2-3:2006.
28. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. (ISO 6935-2:1991, NEQ): ДСТУ 3760:2006. – К.: Держспоживстандарт України, 2007, – 19 с.
29. Конструкції будинків та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. зі Зміною №1 від 1 липня 2013 року. – [Чинний від 01.04.2007]. - К.: Мінбуд України, 2006. – 70 с.
30. Енергетична ефективність будівель: ДСТУ А.2.2-12:2015. -К.: Мінрегіон України, 2015. – 70 с.
31. Євсєєв Л. Д. Проблема вибору способу утеплення фасадів будинків (енергозбереження не гарантує заощадження ресурсів) / Л. Д. Євсєєв, В. І. Сучків, В. В. Горбанів // Будівельні матеріали, устаткування, технології ХХІ століття. - 2006. - № 124. - С. 72 – 73.
32. Мартиненко В. А. Ніздрюваті й пористі бетони // Зб. наук. пр. – Дніпропетровськ: Пороги, 2002. - 172 с.
33. Охорона праці і промислова безпека в будівництві: ДБН А.3.2-2-2009. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2012. – 116с.