

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання і дизайну

ПОГОДЖЕНО

**Декан факультету
конструювання і дизайну**

_____ Іван РОГОВСЬКИЙ
(підпис)

“ ” _____ 2026 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва

_____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис)

“ ” _____ 2026 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

**на тему «Проектування сільськогосподарського торгівельно-складського
комплексу в околиці міста Умань»**

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Гарант освітньої програми

доктор технічних наук, с.н.с.

_____ Микола МАР'ЄНКОВ
(підпис)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

кандидат технічних наук, доцент

_____ Євген ДМИТРЕНКО
(підпис)

Виконав

_____ Олександр ФЕДУН
(підпис)

КИЇВ – 2026

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання і дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва

доктор технічних наук, професор

Ігор ЯКОВЕНКО

(підпис)

“19” _____ грудня _____ 2024 р.

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ ЗДОБУВАЧУ

Федуну Олександрю Сергійовичу

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Тема магістерської кваліфікаційної роботи «Проектування

сільськогосподарського торгівельно-складського комплексу в околиці міста

Умань»,

затверджена наказом від “16” грудня 2024 р. №2267 “С”.

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, червень, 01

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: необхідно запроєктувати
промислову будівлю сільськогосподарського торгівельно-складського комплексу
із зовнішніми габаритними розмірами 56,9×56,0 м у залізобетонному каркасі із
фундаментами стаканного типу у другому кліматичному
районі

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Виконати аналітичний огляд, присвячений темі аналізу впливу корозійних пошкоджень на міцність зчеплення арматури з бетоном у залізобетонних конструкціях.

2. Виконати порівняльний аналіз методів та результатів експериментальних досліджень впливу корозії на міцність зчеплення арматури з бетоном.

3. На основі порівняльного аналізу досліджень:

- виявити найбільш та найменш досліджені параметри, які впливають на оцінку впливу корозії на міцність зчеплення;

- визначити найбільш точні моделі зниження зчеплення арматури з бетоном внаслідок корозії;

- визначити найбільш перспективні напрямки подальших досліджень за даною тематикою.

Перелік графічного матеріалу (за потреби):

- архітектурна частина (розроблений головний та боковий фасади, план підвалу, план першого поверху, наведена експлікація приміщень, розроблений повздовжній та поперечний розрізи будівлі, наведені архітектурні вузи) – 3 аркуші формату А1;

- розрахунково-конструктивна частина (виконане проєктування залізобетонної багатопустотної плити перекриття $1,5 \times 6$ м, поперечної рами будівлі, залізобетонної центрально стиснутої колони 400×600 мм, залізобетонного ригеля перекриття, прольотом 7,2 м, наведені специфікації та відомості витрат сталі на кожну конструкцію) – 2 аркуші формату А1;

- основи і фундаменти (розроблений план стовпчастих фундаментів, розрахункові схеми, наведені конструктивні вузли, специфікація, розроблений інженерно-геологічний розріз) – 1 аркуш формату А1;

- організація будівельного виробництва (розроблений будгенплан майданчика забудови, показана схема руху баштового крану, схеми розміщення складських приміщень, під'їзні шляхи, електро- та водопостачання, розроблений календарний план зведення промислової будівлі АПК) – 2 аркуші формату А1;

→ технологія будівельного виробництва (розроблена технологічна карта на монтаж збірних залізобетонних конструкцій каркасу надземної частини будівлі) – 1 аркуш формату А1.

→ науково-дослідна частина – 3 плакати у презентації.

Дата видачі завдання “18” грудня 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи _____ Євген ДМИТРЕНКО
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____ Олександр ФЕДУН
(підпис)

РЕФЕРАТ

Магістерська кваліфікаційна робота розроблена на тему: «Проектування сільськогосподарського торгівельно-складського комплексу в околиці міста Умань».

Пояснювальна записка містить 125 сторінок, 21 рисуноків, 18 таблиць, 70 використаних джерел та 11 аркушів креслень формату А1.

У магістерській кваліфікаційній роботі виконано проектування будівлі сільськогосподарського торгівельно-складського комплексу. Розроблено архітектурно-планувальні, конструктивні, технологічно-організаційні, економічні рішення відповідно до чинних будівельних норм України та проведена науково-дослідницька робота, результати якої висвітлені у науково-дослідному розділі.

В архітектурному розділі наведено характеристику району будівництва, об'ємно-планувальні рішення будівлі, виконано теплотехнічний розрахунок ТЕП проекту та розроблено основні архітектурні креслення.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано збір навантажень, розрахунок поперечної рами будівлі, розрахунок та конструювання збірних залізобетонних конструкцій – колони, ригеля та плити перекриття. Розрахунки виконані відповідно до вимог ДБН та Єврокодів.

У розділі «Основи та фундаменти» виконано аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва та запроєктовано монолітний залізобетонний стовпчастий фундамент.

У розділах організації будівництва та технології будівельного виробництва розроблено будівельний генеральний план, календарний план виконання робіт та технологічну карту на роботи по монтажу збірних з.б. конструкцій каркасу надземної частини будівлі. Розглянуто заходи з охорони праці, пожежної безпеки та охорони навколишнього середовища на період виконання будівельних робіт.

У економічному розділі визначено кошторисну вартість будівництва, трудомісткість, кошторисну заробітну плату, тривалість будівництва та основні техніко-економічні показники.

У науково-дослідному розділі виконано систематичний аналіз сучасних досліджень, присвячених впливу корозійного пошкодження арматури на деградацію міцності її зчеплення з бетоном у залізобетонних конструкціях. Розглянуто основні чинники, що визначають характер втрати зчеплення, зокрема корозійну втрату маси арматури, ширину тріщин, які виникли внаслідок корозії, товщину захисного шару бетону, наявність поперечного армування, властивості бетону та тип арматури.

Графічна частина містить архітектурні креслення будівлі, конструктивні схеми, креслення армування конструкцій, будівельний генеральний план та календарний графік виконання робіт.

Ключові слова: *залізобетонний каркас, поперечна рама, розрахунок, колона, ригель, стовпчастий фундамент, організація будівництва, корозія арматури, міцність зчеплення, зчеплення арматури з бетоном, bond-slip модель.*

ЗМІСТ

РЕФЕРАТ	6
ВСТУП	11
1. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ.....	14
1.1. Дані про район і ділянку будівництва	14
1.2. Інженерно-геологічні, геодезичні вишукування і радіаційне обстеження ділянки	14
1.2.1 Топографічні умови ділянки забудови.....	14
1.2.2 Відомість про черговість будівництва	14
1.3. Техніко-економічні показники ділянки.....	15
1.4. Архітектурно планувальні рішення	16
1.4.1 Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення.....	16
1.5. Конструктивні рішення	22
1.5.1 Конструктивна схема	22
1.5.2 Конструктивні та технічні рішення підземної частини будівлі	24
1.5.3 Огороджуючі констукції.....	25
1.5.4 Перегородки.....	28
2. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	31
2.1 Розрахунок каркасу будинку	31
2.1.1 Визначення навантажень на раму.....	31
2.1.2 Снігове навантаження.....	34
2.1.3 Вітрове навантаження.....	34
2.1.1 Статичний розрахунок рами та визначення розрахункових зусиль	35
2.1.4. Результати статичного розрахунку.....	35
2.1.5. Комбінації зусиль та напружень	37
2.2. Розрахунок збірної колони К-1 по осі "34/Н".....	38
2.2.1. Вихідні дані	38
2.2.1 Навантаження на колону К-1	38
2.2.2 Визначення площі поперечного перерізу арматури колони К-1.....	38
2.2.3 Розрахунок оголовка колони К-1 на зминання.....	40
2.2.2. Розрахунок консолі колони К-1	41
2.3. Розрахунок багатопустотної плити перекриття.....	42
2.3.1 Розрахунковий проліт та навантаження	42
2.3.2 Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень	44

2.3.3 Розрахункова схема перерізу	45
2.3.4 Характеристики міцності бетону та арматури	45
2.3.5 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі.	50
2.4. Розрахунок і конструювання ригеля.....	52
2.4.1 Розрахунок ригеля за першою групою граничних станів	54
2.4.2 Побудова епюр арматури і конструювання ригеля	60
3. Основи та фундаменти.....	64
3.1. Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика	64
3.2. Визначення навантажень на раму	69
3.3. Розрахунок фундаменту колони.....	71
3.4. Розрахунок фундаментів за деформаціями (визначення осідання фундаменту)	72
3.5. Розрахунок осідання фундаменту	74
4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	76
Технологічна карта на збірний каркас	76
4.1. Область застосування карти	76
4.2. Технологія та організація виконання робіт.....	76
4.3. Календарний план виконання робіт.....	79
4.4. Вимоги до якості та приймання робіт	80
5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	81
5.1.1 Аналіз проектних матеріалів.....	81
5.1.2 Визначення номенклатури та підрахунок обсягів робіт	82
5.1.3 Вибір способів виконання робіт та засобів механізації	82
5.1.4 Визначення нормативної машино- та трудомісткості, потреби в матеріальних ресурсах	82
5.1.5 Визначення тривалості робіт.....	82
6. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА	85
7. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ	89
Аналіз впливу корозійних пошкоджень на міцність зчеплення арматури з бетоном.....	89
7.1. Експериментальні зразки та методи досліджень зчеплення арматури з бетоном	93
7.1.1 Зразки з виведених з експлуатації споруд	93
7.2. Експериментальна установка для випробування зчеплення	94
7.2.1 Випробування на висмикування	94

7.2.2 Балкове випробування	95
7.3. Погіршення міцності міцності зчеплення через корозію	97
7.3.1 Корозія основної арматури.....	97
7.4. Основні фактори, які впливають на міцність зчеплення корозійних зразків	98
7.4.1 Вплив міцності бетону	98
7.4.2 Вплив відношення захисного шару до діаметру стержня c/d	100
7.4.3 Вплив поперечної арматури	101
7.5. Моделювання порушення міцності зчеплення арматури з бетоном внаслідок корозії	102
7.6. Моделі, які базуються на корозійній втраті маси.....	103
7.7. Моделі, які базуються на ширині тріщини внаслідок корозії.....	104
7.8. Нові задачі та напрямки досліджень.....	106
7.9. Вплив ступеня корозії	106
7.10. Арматурний стержень із нерівномірною корозією	107
7.11. Ідентифікація пошкоджень зчеплення в корозійних зразках.....	108
7.12. Визначення ступеню впливу корозії на зчеплення	110
7.13. Новий напрямок досліджень – пряма модель, яка базується на тріщинах	111
7.14. Тріщини, спричинені розколювальним навантаженням	112
7.15. Тріщини, спричинені трубою, заповненою розширювачем.....	112
Висновки за результатами дослідження.....	114
Список використаних джерел	116
Додатки.....	125
Додаток А. Результати рохрахунку поперечної рами будівлі.....	125
Додаток Б. Склад операцій та засоби контролю при монтажі	127
Додаток В. Відомості до розділу «Організація будівництва»	132
Додаток Г. Кошторисна документація до розділу «Економіка будівництва»	138

ВСТУП

Аграрний сектор є однією з ключових складових економіки України, що забезпечує продовольчу безпеку держави, формує значну частину експортного потенціалу та створює робочі місця у сільських територіях. Ефективне функціонування сільськогосподарського виробництва неможливе без належно розвиненої інфраструктури зберігання, первинної обробки, сортування, пакування та реалізації продукції. Саме тому проєктування сучасних торгівельно-складських комплексів сільськогосподарського призначення є важливим завданням для будівельної галузі та агропромислового комплексу України.

Сільськогосподарські торгівельно-складські комплекси виконують важливу роль у забезпеченні безперервного руху продукції від виробника до споживача. Такі об'єкти дозволяють організувати раціональне зберігання овочів, фруктів, зернових, технічних культур та іншої аграрної продукції, зменшити втрати під час транспортування і зберігання, забезпечити належні санітарно-гігієнічні умови та підвищити ефективність логістичних процесів. Крім того, наявність сучасної складської інфраструктури сприяє стабілізації цін, розширенню ринків збуту та підвищенню конкурентоспроможності українських виробників.

Особливої актуальності тема набуває в умовах повномасштабної війни в Україні. Воєнні дії призвели до пошкодження та руйнування значної кількості виробничих, складських, логістичних і транспортних об'єктів, які були задіяні в аграрному секторі. Порушення традиційних логістичних маршрутів, обмеження роботи портової інфраструктури, загрози для зберігання та транспортування продукції зумовили потребу у створенні нових регіональних центрів накопичення, зберігання та розподілу сільськогосподарської продукції. У таких умовах торгівельно-складські комплекси стають не лише елементом комерційної інфраструктури, а й важливою складовою продовольчої стійкості держави.

Розміщення сільськогосподарського торгівельно-складського комплексу в околиці міста Умань є доцільним з огляду на вигідне географічне положення міста, розвинені транспортні зв'язки та аграрну спеціалізацію регіону. Умань розташована в центральній частині України та має зручне сполучення з іншими областями, що створює сприятливі умови для формування логістичного вузла з приймання, зберігання, обробки та подальшої реалізації сільськогосподарської продукції. Такий комплекс може обслуговувати як місцевих виробників, так і аграрні підприємства прилеглих територій.

У період майбутньої післявоєнної відбудови України розвиток аграрної та складської інфраструктури матиме особливе значення. Відновлення зруйнованих об'єктів, модернізація існуючих виробничих потужностей та будівництво нових комплексів сприятимуть підвищенню економічної стійкості регіонів, створенню додаткових робочих місць і зміцненню внутрішнього ринку. При цьому важливо, щоб нові будівлі відповідали сучасним вимогам енергоефективності, безпеки, довговічності, технологічності та раціонального використання ресурсів.

Проектування сільськогосподарського торгівельно-складського комплексу потребує комплексного підходу, який охоплює архітектурно-планувальні, конструктивні, технологічні, інженерні та організаційні рішення. Особливу увагу необхідно приділяти функціональному зонуванню території, організації транспортних потоків, умовам зберігання продукції, забезпеченню пожежної та санітарної безпеки, а також можливості подальшого розвитку та модернізації комплексу. Раціонально запроєктований об'єкт повинен забезпечувати ефективну взаємодію складських, торгівельних, адміністративно-побутових і допоміжних приміщень.

Тема магістерської кваліфікаційної роботи «Проектування сільськогосподарського торгівельно-складського комплексу в околиці міста Умань» є актуальною, оскільки поєднує вирішення інженерно-будівельних завдань із практичними потребами аграрного сектору та регіонального розвитку. Розроблення такого проєкту спрямоване на створення сучасного,

функціонального та економічно обґрунтованого об'єкта, який може бути використаний для забезпечення ефективного зберігання, обробки та реалізації сільськогосподарської продукції в умовах воєнного часу та післявоєнної відбудови України.

1. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Дані про район і ділянку будівництва

Площа ділянки -5,37 га, розташована за адресою: м. Умань (перетин міжнародних автошляхів М05 та М12), категорія земель – землі промисловості, транспорту, зв'язку, радіомовлення, телебачення, інформатики, космічного забезпечення, енергетики, оборони та іншого призначення.

Рельєф ділянки спокійний, територія вільна від забудови, зелені насадження відсутні.

Планувальні обмеження: міжнародний автошлях М12 та М05, комунальні землі для ведення фермерського господарства.

1.2. Інженерно-геологічні, геодезичні вишукування і радіаційне обстеження ділянки

1.2.1 Топографічні умови ділянки забудови

Майданчик будівництва розташований у Черкаській обл, у південно-східній частині міста Умань. Кліматологічні та метеорологічні умови ділянки забудови. Кліматичний район будівництва І (північно-західний за ДСТУ [8]).

Розрахункова температура зовнішнього повітря мінус 25°.

Розрахункове значення ваги снігового покриву для І району (за ДБН [4]) - 1,55 кПа.

Нормативне значення вітрового тиску для І району (за ДБН [4]) - 0,23 кПа.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів за ДБН [5] – 1,1 м.

Інженерно-геологічні умови ділянки забудови та властивості ґрунтів див. п.2. Об'ємно-планувальні рішення.

1.2.2 Відомість про черговість будівництва

Проектований багатофункціональний адміністративно-торговельний та складський комплекс призначений для складання, продажу, обслуговування та

ремонту малогабаритної сільськогосподарської техніки різних марок та виробників (імпортерів).

До складу об'єкта входять:

- багатофункціональний адміністративно-торговельний та складський комплекс, до складу якого входять:

Корпус I в осях "21-29"- "А-І" з розмірами (56,45х56,0)м та в осях "30-35"- "К-Т" з розмірами (40,0х56,0)м;

Корпус II в осях "1-14"- "А-І" з розмірами (96,45х56,0) м;

Корпус III в осях "15-20"- "А-І" з розмірами (40,0х56,0) м;

- газорегуляторний пункт блоковий (ГРПБ);

- Контрольно-пропускний пункт (КПП) – 6 шт;

- очисні споруди дощових стоків;

- навіс для контейнерів твердих побутових відходів;

- Трансформаторна підстанція блокова;

- майданчики для розміщення автотранспорту;

- елементи благоустрою та озеленення;

- Огородження периметра території.

Покриття автошляхів прийнято асфальтобетонним, тротуарів-плитковим покриттям.

Для будівництва розроблено індивідуальний проект.

Будівництво багатофункціонального адміністративно-торговельного та складського комплексу передбачається здійснити у три етапи [13].

1.3. Техніко-економічні показники ділянки

Табл. 1.1 Техніко-економічні показники проекту

№ п/п	Найменування	Одиниця вимірювання	Значення
1	2	3	4
1	Загальна площа ділянки	га	5,3710
2	Площа забудови ділянки	м ²	12406,0
3	Коефіцієнт забудови	%	23,1
4	Будівельний об'єм будівлі	м ³	109823

№ п/п	Найменування	Одиниця вимірювання	Значення
5	Загальна площа споруди В тому числі: Корпус I Корпус II Корпус III	 м^2 м^2 м^2	16654,9 7099,3 6511.2 3044.4
6	Корисна площа будівлі	м^2	16453,5
7	Кількість паркувальних місць: На території в тому числі: - площадка для тимчасового розміщення автотранспорту. - площадка для тимчасового розміщення автотранспорту маломобільних груп населення	 м/м м/м	 468 464 4

1.4. Архітектурно планувальні рішення

1.4.1 Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення

Багатофункціональний адміністративно-торгівельний та складський комплекс має неправильну форму в плані.

Будівля запроектована одно-двох поверховою, з розмірами в плані в осях "1-29"-А-І" (193.8х56.0)м, в осях "30-35"-К-Т" (40.0х56.0)) м. Другий поверх запроектований в осях "1-29"-А-Г" (193.8х24,0) м, в осях "30-35"-К-Т" (40.0х56.0) м, площею 4486,0 м². Загальна площа будівлі 16534,2 м².

Будівля є новим будівництвом.

Багатофункціональний адміністративно-торгівельний і складський комплекс включає 3 корпуси.

Корпус I в осях "21-29"-А-І" з розмірами (56,45х56,0)м та в осях "30-35"-К-Т" з розмірами (40,0х56,0)м;

Корпус II в осях "1-14"-А-І" з розмірами (96.45х56,0) м;

Корпус III в осях "15-20"-А-І" з розмірами (40,0х56,0) м;

Позначка чистої підлоги 1-го поверху 0.000, відповідає абсолютній позначці 165,85м.

Відмітка чистої підлоги 2-го поверху 5.500.

У цьому дипломному проекті розглядається корпус №1.

Корпус I багатофункціонального адміністративно-торгівельного та складського комплексу – неправильної форми в плані.

Корпус I запроектований одно-двох поверховим; з розмірами в плані в осях "1-29"- "А-І" (56,45х56.0)м, в осях "30-35"- "К-Т" (40.0х56.0) м. Другий поверх запроектований в осях "1-29"- "А-І" (193.8х24,0) м, в осях "30-35"- "К-Т" (40.0х56.0) м, площею 4486,0 м². Загальна площа будівлі 16534,2 м².

Будівля є новим будівництвом.

Позначка парапету першого поверху +6.550; +7.740. Покрівлі мають металеву огорожу висотою 300мм.

Позначка парапету другого поверху +11300.

Позначка чистої підлоги 1-го поверху 0.000, відповідає абсолютній позначці 165,85

Відмітка чистої підлоги 2-го поверху 5.500.

Основні входи до будівлі запроектовані з боку автошляху М12 та М05.

Вертикальне переміщення за допомогою внутрішніх евакуаційних сходів

Сходи №6, в осях "Б"- "В" - "21"- "23" для підйому з першого на другий поверх.

Сходи №7, по осі "І в осях "27"- "28" для підйому з першого на другий поверх Сходи №8, в осях "М"- "Н" - "30"- "31" для підйому з першого на другий поверх другий поверх та виходу на покрівлю.

Виходи на покрівлю передбачені по металевих сходах по осі "І" в осях "22"- "23/1" та металевих драбин. Вихід із будівлі на покрівлю передбачений з 2-го поверху в осях "27"- "28" по осі "Г"

Перший поверх розташовується на відм. 0.000 м і включає вхідні зони, з торгово-виставковими залами, цехи спеціалізованого технічного обслуговування, механічного ремонту та передпродажної підготовки із зоною приймання та видачі сільськогосподарської техніки, мийні пости, склади запчастин, а також підсобні та технічні приміщення.

Висота 1-го поверху в чистоті:

-від підлоги до підвісної стелі становить 4,4м - у двоповерховій частині будівлі

- від підлоги до низу ферм 4,88 м – в одноповерховій частині будівлі.

Склад та площі приміщень першого поверху наведено у таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Специфікація приміщень 1 поверху 1-го корпусу

Номер	Найменування	Площа ., м2	Категорія приміщення
I -101	Торгово-виставковий зал	996,6	
I -101a	Магазин Lifestyle	119,4	
I -102	Тамбур	3,8	
I -103	Тамбур	3,8	
I -104	Вестибюль	13,5	
I -105	Пост охорони	2,8	
I -106	Сходи N8	21,3	
I -107	Санвузол	5,7	
I -108	Санвузол	2,9	
I -109	Коридор	3,8	
I -110	Приміщення інвентарю для прибирання	2,7	
I -111	Санвузол	7,1	
I -112	Техприміщення	3,3	
I -113	Техприміщення	3,3	
I -114	Розрахунково-касовий вузол	15,0	
I -115	Тамбур	3,6	
I -116	Кабінет директора відділу торговлі	12,6	
I -117	Переговорна	12,3	
I -118	Склад магазину Lifestyle	51,0	
I -119	Склад	105,2	
I -120	1 Зона видачі с/г техніки	35,2	
I -121	2 Зона видачі с/г техніки	34,2	
I -122	3 Зона видачі с/г техніки	33,2	
I -123	Зона встановлення додаткового обладнання	179,8	
I -124	Оформлення на сервіс	129,4	
I -125	Кабінет директора сервісу	11,5	
I -126	Переговорна	11,5	
I -127	Мийка N1	38,4	

Номер	Найменування	Площа ., м2	Категорія приміщення
I -128	Мийка N2	38,3	
I -129	Мийка N3	38,7	
I -130	Технічне приміщення мийки	13,0	
I -131	Приймальна N1	39,2	
I -132	Приймальна N2	36,9	
I -133	Приймальна N3	37,1	
I -134	Торгово-виставочний зал	239,5	
I -135	Тамбур	2,3	
I -137	Приміщення для інвентарю	3,0	
I -138	Санвузол	3,0	
I -139	Сходи N6	21,6	
I -140	Вестибюль	7,8	
I -141	Пост охорони	3,8	
I -142	Склад мастил в один рівень	114,5	
I -143	Склад автомобільних шин	290,9	
I -144	Склад	551,3	
I -145	Інженерно-тепловий пункт	34,6	
I -146	Насосна	31,0	
I -147	Електрощитова	31,2	
I -148	Мийка	66,1	
I -149	Технічне приміщення мийки	17,8	
I -150	Агрегатна	40,5	
I -151	Склад гарантійних запчастин	37,3	
I -152	Інфо-центр	10,2	
I -153	Кімната мастера	12,7	
I -154	Механічний цех	932,4	
I -155	Санвузол	4,7	
I -156	Санвузол	2,9	
I -157	Сходи N7	15,3	
I -158	Вестибюль	5,1	
I -159	Електрощитова	5,5	
I -160	Приміщення для куріння	5,4	
I -161	Інструментальна	20,0	
I -162	Кладовщик	20,0	
		4660.1	

Другий поверх розташовується на відм. 5.500 і включає офісні приміщення.

Також він включає адміністративно-побутові приміщення (що включають блок адміністративно-побутових приміщень охорони на весь комплекс, фельдшерський пункт з підсобними приміщеннями, гардероби співробітників з побутовими приміщеннями); технічні та допоміжні приміщення (венткамера, компресорна, котельня); підприємства громадського харчування (їдальня, кімната прийому їжі для співробітників та кафе для відвідувачів з підсобними та побутовими приміщеннями);

Висота другого поверху в чистоті (від підлоги до підвісної стелі) 3,6м.

Склад та площі приміщень другого поверху наведено у таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 Специфікація приміщень 2 поверху 1-го корпусу

Номер	Найменування	Площа, м ²	Категорія приміщення
I -201	Кафе	94,0	
I -202	Додаткове приміщення кафе	14,2	
I -203	Балкон	105,1	
I -204	Санвузол	5,9	
I -205	Санвузол	5,9	
I -206	Сходи N8	21,3	
I -207	Санвузол	1,5	
I -208	Додаткове приміщення кафе	9,0	
I -209	Техприміщення	3,3	
I -210	Техприміщення	3,3	
I -211	Коридор	38,3	
I -212	Переговорна	24,6	
I -213	Відділ страхування	22,9	
I -214	Відділ кредитування	21,9	
I -215	Комора	34,0	
I -216	Переговорна	28,6	
I -217	Коридор	53,3	
I -218	Переговорна	37,5	
I -219	Кабінет	42,7	
I -220	Кабінет	43,4	
I -221	Санвузол	10,1	
I -222	Санвузол	10,1	
I -223	Їдальня	63,0	
I -224	Експлуатація	63,6	
I -225	Адміністративно-господарчий відділ	58,8	

Номер	Найменування	Площа, м ²	Категорія приміщення
I -226	Сходи N7	20,7	
I -227	Компресорна	25,8	
I -228	Гардероб чоловічий	79,8	
I -229	Кімната для сушіння	8,3	
I -230	Пральня	5,2	
I -231	Приміщення для миття і збереження тари	8,9	
I -232	Санвузол	13,1	
I -233	Душева	16,5	
I -234	Гардероб жіночий	14,0	
I -235	Санвузол	4,7	
I -236	Душева	3,7	
I -237	Тренінг центр	66,9	
I -238	Приміщення зберігання інвентарю для прибирання	5,0	
I -239	Санвузол	6,6	
I -240	Санвузол	6,6	
I -241	Венткамера	50,0	
I -242	Коридор	60,1	
I -243	Серверна	20,0	
I -244	Кабинет ІТ	24,4	
I -245	Тамбур	10,2	
I -246	Кабинет виконавчого відділу	33,9	
I -247	Венткамера	41,9	
I -248	Кабинет відділу якості і операторів	24,6	
I -249	Кладова ліків	3,0	
I -250	Процедурна	15,3	
I -251	Процедурна	11,3	
I -252	Кімната для очікування	8,6	
I -253	Санвузол	2,4	
I -254	Кімната відпочинку	28,0	
I -255	Сан.вузол	5,1	
I -256	Душева	3,7	
I -257	Гардероб	30,1	
I -258	Приміщення для інструктажу	15,5	
I -259	Кімната відпочинку	4,0	
I -260	Пост охорони	20,9	
I -261	Венткамера	25,5	
I -262	Кабинет	20,8	

Номер	Найменування	Площа, м ²	Категорія приміщення
I -263	Сходи №6	21,6	
I -264	Кабинет директора охорони	12,3	
I -265	Сувміщений зал	72,0	
I -266	Кабинет	11,9	
I -267	Коридор	121,5	
I -268	Сан.вузол	6,5	
I -269	Сан.вузол	9,6	
I -270	Коридор	9,1	
I -271	Санвузол	2,2	
I -272	Гардероб працівників	22,7	
I -273	Переговорна	18,1	
I -274	Переговорна	22,0	
I -275	Коридор	95,0	
I -276	Бухгалтерія	41,5	
I -277	Кабинет директора відділу	54,6	
I -278	Кабинет зам. директора	51,8	
I -279	Кімната відпочинку	26,3	
I -280	Кімната відпочинку	26,8	
I -281	Кабинет директора	57,2	
I -282	Кабинет секретаря	36,8	
I -283	Котельня	136,7	
I -284	Лінія видачі	10,9	
I -285	Дод. приміщення	2,5	
		2440,3	

1.5. Конструктивні рішення

1.5.1 Конструктивна схема

Будівля запроектована одно- та двох- поверховою; неправильної форми з розмірами в плані в осях «1-29»/«А-І» (193.8х56.0)м, в осях «30-35»/«К-Т» (40.0х56.0)м., площею 16579,2 м².

Будівля по довжині розділена на 5 блоків температурно-деформаційними швами [14].

Конструктивна схема - рамно-в'язева.

Жорсткість та стійкість будівлі забезпечується за рахунок жорсткого сполучення вертикальних несучих конструкцій (стін, колон, сходових вузлів) з

фундаментами, спільною роботою вертикальних конструкцій з горизонтальними зв'язками (з/б балки та жорсткі диски перекриттів).

Крок колон переважно регулярний, 8х8м, в осях Г-I -8х16м.

Характеристичні навантаження та впливи:

- Враховані навантаження від ваги інженерного обладнання, розташованого на покрівлі;

- Враховані навантаження від власної ваги стінового, огороження;

- у приміщенні котельні враховано розташування зосереджених навантажень (у місцях розташування котельного обладнання);

- Враховано власну вагу залізобетонних конструкцій;

- Вітровий тиск прийнято для 1-го району, тип території В: $W_0 = 0,23$ кПа.

- Вага снігового покриву прийнятий для 1-го снігового району $S_0 = 1,55$ кПа.

Застосовано коефіцієнти згідно з ДБН [4].

Основні несучі елементи.

Колони-збірні залізобетонні, перерізом 400х400мм та 500х500мм, з важкого бетону класу С45/50.

Колони встановлюються в залізобетонні стакани фундаментів на сталеві пластини для вирівнювання. Зазор між колоною та склянкою заповнюються безусадковим бетоном С45/50 тільки після перевірки правильності монтажу та при надійній фіксації колони у проектному положенні.

Стіни – сталеві сендвіч панелі із товщиною мінераловатного утеплювача 150 мм, а також із газосилікатних блоків товщиною 188мм та навісного вентильованого фасаду із товщиною утеплювача із мін вати 150 мм.

Сходові марші та майданчики - збірні з/б, бетон класу С20/25.

Ригелі - збірні прямокутного та таврового перерізу, мають висоту від 600 до 800мм. У рівні перекриття ригелі спираються на консолі колон і кріпляться анкерними болтами. У рівні покриття ригелі спираються на колони і так само кріпляться анкерними болтами. Бетон класу за міцністю С50/55.

Ригелі встановлюються на колони або їх консолі безпосередньо на неопренову прокладку 10мм. Отвори для болтів не повинні бути заповнені бетоном. Болти затягуються перед встановленням пустотних панелей.

Перекрыття - пустотні плити товщиною 320 мм із важкого бетону класу C20/25. Покриття - пустотні плити товщиною 220 мм по ригелях. В осях Г-І прольоти перекрыті 18-ти метровими двоскатними балками.

Плити перекрыттів і покриттів встановлюються на стіни або полиці ригелів і безпосередньо на неопренові прокладки 10мм. Розташування плит повинне суворо відповідати проекту. Між рядами плит укладаються анкери, що проходять через наскрізні отвори в ригелі. Замонолічування зазорів між плитами та ригелями повинно виконуватися лише після контролю правильності встановлення плит та розкладки арматури у з'єднаннях. Заповнення проводиться бетоном C25/30 на дрібному щебені. Контрольний отвір у ригелях крайніх рядів повинен заповнюватись тільки після замонолічування зазорів між плитами та ригелями. Для цього рекомендується використовувати розчин Sika 314 або VETONIT 600.

1.5.2 Конструктивні та технічні рішення підземної частини будівлі

Фундаменти - окремі монолітні стовпчасті (стаканного типу), під збірні залізобетонні колони, перерізом 400х400мм 500х500мм, з важкого бетону класу C20/25.

Під стіни сходової клітки та діафрагми жорсткості – монолітні залізобетонні плити товщиною 200мм. Бетон класу C20/25 марка з морозостійкості F50 та марка з водопроникності W6.

Цоколь - фундаментні залізобетонні балки товщиною 300мм, висотою 600мм і 750мм. Бетон марки C20/25 марка з морозостійкості F50 та марка з водопроникності W6. Залізобетонні фундаментні балки спираються на монолітні консолі стовпчастого монолітного фундаменту та виконуються з цементно-піщаної підготовки M150.

Відносна позначка обрізу фундаменту –0.400м. Стовпчастий фундамент виконаний з бетонної підготовки товщиною 100мм з бетону класу С8/10 на піщано-щебеневій підготовці - 100мм. Матеріали фундаменту – важкий бетон класу за міцністю С20/25, марка з морозостійкості F50 та марка з водопроникності W6. Основне армування фундаменту з арматури d12 класу А400С та d8 класу А240.

Усі поверхні фундаментів, що стикаються з ґрунтом, покриваються холодною бітумною мастикою за 2 рази за праймером.

Зворотне засипання пазух фундаменту виконати непучинистим ґрунтом (піском середньої крупності) з шаровим ущільненням шарами не більше 20 см до об'ємної ваги $\rho=1,65 : 1,7 \text{ т/м}^3$.

1.5.3 Огороджуючі констукції

Зовнішні стіни головного та бічних фасадів виконані з газосилікатних блоків (200x588x188h, по ДБН [9]) на цементно-піщаному розчині марки М100, система вентиляованого фасаду (мінераловатна плита товщиною 150мм)

Зовнішні стіни заднього фасаду - з тришарових панелей навісних типу «сендвіч» товщиною 150мм з мінераловатним утеплювачем заводського виготовлення. На другому поверсі стіни всередині будівлі облицьовані гіпсокартоном.

Конструкція покриття по збірних залізобетонних балках - плоска покрівля з ухилом 3%, з внутрішнім водостоком.

- "Техноеласт ЕКП" (4мм; 5кг/м²) $R_{\text{req}} = 3,57 \text{ м}^2 \cdot ^\circ \text{C} / \text{Вт}$, $R_0 = 4,09 \text{ м}^2 \cdot ^\circ \text{C} / \text{Вт}$;

- Праймер бітумний ($\gamma=1800\text{кг/м}^3$, $\lambda_B=0,41\text{Вт/м}^\circ\text{C}$);

- вирівнююча ц.п. стяжка армована сіткою з осередком 100x100 з арматури діаметром 4 Вр-I;

- Плівка поліетиленова;

- Керамзит для создания уклона $\gamma=600\text{кг/м}^3$ толщ. 30..200 ($\gamma= 600 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_B=0,19\text{Вт/м}^\circ\text{C}$);

- Утеплювач мін. плита “Лайн Рок Руф В” (30мм), ($\gamma=180\text{кг/м}^3$, $\lambda=0,048\text{Вт/м}^\circ\text{C}$)

- Утеплювач мін. плита “Лайн Рок Руф Н” (60+90мм) ($\gamma=100\text{кг/м}^3$, $\lambda=0,045\text{Вт/м}^\circ\text{C}$) ;

- пароізоляція з вітро-вологозахисної паропроникної мембрани "Ізоспан А";

- Збірна з/б багатопустотна плита перекриття (товщина 200мм - для прольоту 8,0м; висоту 400мм - для прольоту 16.0м)

Конструкція покриття за збірними залізобетонними фермами з ухилом 5%, з внутрішнім водостоком:

- "Техноеласт ЕКП" (4мм; 5кг/м^2) $R_{\text{req}} = 3,57 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Вт}$, $R_0 = 4,09 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Вт}$;

- Праймер бітумний ($\gamma=1800\text{кг/м}^3$, $\lambda_B=0,41\text{Вт/м}^\circ\text{C}$);

- вирівнююча ц.п. стяжка, армована сіткою з осередком 100x100 з арматури діаметром 4 Вр-I;

- Пароізоляція з вітро-вологозахисної паропроникної мембрани Ізоспан А

- Збірна з/б багатопустотна плита покриття (товщина 200мм - для прольоту 8,0м; висоту 400мм - для прольоту 16.0м)

Вітражне скління - однокамерний склопакет 6*-16-4К4 (6*-скло прозоре загартоване 6мм; 4К4- скло прозоре 4мм з вибухобезпечною плівкою К4 та енергозберігаючим покриттям) на алюмінієвому каркасі білого кольору за шкалою RAL90. У рівні перекриття використовується загартоване скло, покрите з одного боку непрозорою фарбою (стемаліт). Відкриття стулок – поворотне.

Віконні блоки рем.зони – алюмінієві із прозорим склом.

Санвузли та душові виконані з газосилікатних блоків товщ. 200мм. Душові та туалетні кабінки виконані з сантехнічних перегородок товщ.50мм, на алюмінієвому каркасі, облицьованих пластиком, висотою 2.5м.

1.5.3.1 Двері зовнішні

Ворота автоматичні підйомно-секційні скляні. Колір профілю за шкалою RAL9010. (Виїзди з мийок, зони установки доп.обладнання, зон видачі автомобілів).

Ворота розстібні скляні. Колір профіля за шкалою RAL9010. (Виходи з торгово-виставкових залів).

Ворота з сендвіч-панелей підйомно-секційні та з сендвіч-панелей підйомно-секційні з хвірткою посередині. Колір за шкалою RAL9010. (в'їзди до ремзону)

Двері в рем.зоні - металеві глухі. Колір за шкалою RAL9010.

Двері зовнішні скляні розстібні двопільні (однокамерний склопакет, скло прозоре, в алюмінієвій обкладинці, з розмірами отвору 1,9х2,1м; 1,7х2,1м; (виходи торгово-виставкового залу). Колір профілю по RAL9010.

Двері зовнішні алюмінієві засклені розстібні з полотнами різної ширини (однокамерний склопакет, прозоре скло, з розмірами прорізу 1,3х2,1м (виходи зі сходів). Колір профілю за шкалою RAL9010.

Двері зовнішні металеві глухі розстібні, однопільні, (вихід на покрівлю). Колір RAL9010 [16].

Ворота автоматичні підйомно-секційні скляні Колір профілю за шкалою RAL9010. (Виїзди з мийок, зони установки доп.обладнання, активне приймання).

Двері внутрішні алюмінієві глухі, з полотнами різної ширини, з розмірами отвору 1,3х2,1 протипожежні, Колір за шкалою RAL9010. (Виходи зі сходів, коридорів другого поверху).

Двері внутрішні алюмінієві глухі, однопільні, з розмірами отвору 1,0х2,1 (виходи з офісних приміщень). Колір RAL9010.

Двері внутрішні алюмінієві глухі, однопільні, з розмірами отвору 0,9х2,1; 0,8х2,1. Колір за шкалою RAL9010. (Виходи з допоміжних приміщень, санвузлів, приміщень прибирального інвентарю).

Двері внутрішні металеві глухі, протипожежні, однопільні, з розмірами отвору 1,0x2,1. Колір за шкалою RAL9010. (Виходи з венткамери, компресорної).

Двері розстібні металеві глухі двопільні, з розмірами отвору 1,0x2,1; 1,3 x2, 1; 2,0x2,3 (ремзона)

Двері розстібні металеві глухі двопільні протипожежні, з розмірами отвору 1,0x2,1; 1,3 x2, 1 (ремзона)

Усі матеріали, що застосовуються для виконання робіт, повинні відповідати вимогам відповідних сертифікатів якості.

Заходи щодо протипожежного захисту несучих будівельних конструкцій будівлі виконані згідно з ДБН В.1.1.7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» Всі конструкції вогнетривкі. У збірних з/б конструкціях передбачені розміри перерізів та захисних шарів бетону для арматури, що забезпечують їм необхідну вогнестійкість [21].

Навколо будівлі запроектовано асфальтове вимощення шириною 1,5 м за щебеневою підготовкою.

1.5.4 Перегородки

- газосилікатні блоки 188x300x588h, $\gamma=600\text{кг/м}^3$, $\lambda_B=0,26\text{Вт/м}^\circ\text{C}$, розчин марки М100, мають межу вогнестійкості EI 45.

- перегородки, що розділяють зони за функціональною пожежною небезпекою армована кладка з керамічної цегли пластичного пресування товщ 250мм, мають межу вогнестійкості EI 150.

- гіпсокартонні товщиною 115мм, мінераловатні плити щільністю 40кг/м³, товщ.60мм).

Виконано штукатурку, шпаклівку та високоякісне фарбування стін та перегородок водоемульсійною фарбою світлих відтінків.

Фарби водно-дисперсійні:

У санвузлах та приміщеннях кухні виконано оздоблення стін керамічною плиткою білого кольору (на висоту h=2м) та водоемульсійним забарвленням (вище 2м) [18].

Стелі:

- алюмінієві рейкові зі світильниками RG100 виробництва ТОВ "Світлові технології" виконані у приміщеннях санвузлів, кімнатах прибирального інвентарю;

- гіпсокартонні «Армстронг» 600х600 із вбудованими світильниками PRBLUX/R із подвійними дзеркальними решітками, виробництва ТОВ "Світлові технології". Виконані в офісних приміщеннях, коридорах, побутових та технічних приміщеннях, приміщеннях для працівників;

- гіпсокартонні «Армстронг» 600х600 із вбудованими світильниками OPL/R418 із опаловим розсіювачем, виробництва ТОВ "Світлові технології". Виконані у їдальні, кафе, торговельно-виставкових залах;

- водоемульсійне фарбування виконане в технічних приміщеннях

Світильники ALS.OPL із опаловим розсіювачем зі ступенем захисту IP54.

Каркаси підвісної стелі виконуються з негорючих матеріалів.

Кріплення каркасу підвісних стель здійснюється безпосередньо до збірних залізобетонних плит перекриття товщиною 265-500мм (плити перекриття, товщиною 200-400мм (плити покриття).

Підлоги:

Покриттям підлог є:

керамогранітна плитка. Виконана в торгово-виставкових залах офісних приміщеннях, коридорах, побутових та технічних приміщеннях, їдальні та кафе, приміщення для співробітників

Клінкерна плитка АРГЕЛІТ - цех спеціалізованого технічного обслуговування, механічного ремонту та передпродажної підготовки із зоною приймання, склади запчастин, мийні пости.

-Керамічна плитка – санвузли, душові, побутові приміщення;

-Ковролін – офісні приміщення, кімнати відпочинку персоналу, приміщення для співробітників, переговорні.

Підземна частина багатофункціонального адміністративно-торговельного та складського комплексу у плані має прямокутну форму, габаритами 240,8х56,4м.

Фундаменти – окремий монолітний стовпчастий (стаканного типу), під збірні залізобетонні колони, перетином 400х400мм, з важкого бетону класу С20/25.

Стрічкові монолітні залізобетонні під протипожежні стіни. Бетон класу С16/20.

Цоколь – залізобетонні фундаментні балки завтовшки 300мм. Бетон класу С16/20. Утеплювач - екструзійний пінополістирол, товщиною 80 мм.

Гідроізоляція – всі поверхні фундаментів, що стикаються з ґрунтом, покрити "бітурелом" або бітумом за 2 рази.

2. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок каркасу будинку

Каркас, що розраховується, -залізобетонний з поперечним розташуванням ригелів. Навантаження, що діють упоперек будівлі, сприймаються шарнірними вузлами сполучення колон і ригелів, а в поздовжньому напрямку диском перекриття. Основний крок рам 8м. Розрахунок рами каркасу робимо по осі "Н".

При розрахунку рами навантаження та дії приймаються за ДБН [4]: для м. Умань:

І сніговий район-розрахунковий сніговий тиск на 1м² поверхні, $S_0 = 1,55$ кН/м².

І вітровий район – нормативне значення вітрового тиску, $W_0=0,23$ кН/м².

Характеристичні значення рівномірно-розподілених тимчасових навантажень приймаються за таблицею 3, ДБН [6].

2.1.1 Визначення навантажень на раму

Постійне навантаження

Збір навантажень на поперечну раму робимо в табличній формі.

Таблиця 2.1 – Навантаження від ваги шарів, із яких складається перекриття

Назва навантажень	Характеристичне, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове, кН/м ²
Лінолеум $\delta = 0,01$ м $\gamma = 18$ кН / м ³	0,18	1,2	0,22
Цементно-піщаний розчин $\delta = 0,03$ м $\gamma = 18$ кН / м ³	0,54	1,3	0,7
Керамзитобетон $\delta = 0,06$ м $\gamma = 8$ кН / м ³	0,48	1,3	0,62
Багатопустотна плита перекриття $\delta = 0,265$ м $\gamma = 25$ кН / м ³	3,8	1,1	4,18
Залізобетонний ригель $\gamma = 25$ кН / м ³	0,16	1,1	0,18
Разом	5,16		5,9
Тимчасове навантаження			

Тривала	1,0	1,3	1,3
Короткочасна	2,0	1,2	2,4
Разом тимчасове навантаження	3,0		3,7
Повне навантаження	8,16		9,6

Навантаження від перекриття на 1м.п:

$$q_n = g_n \cdot B = 9,6 \cdot 8 = 76,8 \text{ кН/м}$$

де В-крок рами.

Таблиця 2.2 – Навантаження від від ваги шарів, із яких складається покриття

Назва навантаження	Характеристичне, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове, кН/м ²
Рулонний килим -2 шари "Техноеласта" $\delta = 0,006 \text{ м}$, $\gamma = 6 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,04	1,2	0,05
Азбестоцементні листи $\delta = 0,012 \text{ м}$, $\gamma = 16 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,19	1,2	0,23
Утеплювач мінераловатні мати $\delta = 0,18 \text{ м}$, $\gamma = 1,5 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,27	1,2	0,32
Стяжка цементно-піщаний розчин $\delta = 0,05 \text{ м}$, $\gamma = 18 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,9	1,2	1,08
Засипка з керамзитового гравію $\delta = 0,2 \text{ м}$, $\gamma = 6 \text{ кН} / \text{м}^3$	1,2	1,2	1,44
Багатопустотна плита покриття $\delta = 0,265 \text{ м}$ $\gamma = 25 \text{ кН} / \text{м}^3$	3,8	1,1	4,18
Залізобетонний ригель $\gamma = 25 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,16	1,1	0,18
Разом	6,56		7,48

Навантаження від покриття на 1 м.п:

$$q_{\text{пок}} = g_{\text{пок}} \cdot B = 7,48 \cdot 8 = 59,8 \text{ кН/м}$$

Таблиця 2.3 - Навантаження від зовнішньої стіни

Назва навантаження	Нормативне, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове, кН/м ²
Залізобетонна стіна $\delta = 0,2\text{ м}$, $\gamma = 25\text{ кН} / \text{м}^3$	5,0	1,1	5,5
Утеплювач мінераловатні мати $\delta = 0,2\text{ м}$, $\gamma = 1,5\text{ кН} / \text{м}^3$	0,3	1,2	0,36
Фасадна система $\delta = 0,005\text{ м}$, $\gamma = 26\text{ кН} / \text{м}^3$	0,13	1,05	0,14
Разом	5,43		5,64

Навантаження від зовнішньої стіни на 1 м.п:

$$q_{cm} = g_{cm} \cdot B = 5,64 \cdot 8 = 45,12 \text{ кН/м}$$

Навантаження від парапету:

$$N_{cm} = g_{cm} \cdot B \cdot L = 5,64 \cdot 8 \cdot 0,89 = 40,1 \text{ кН}$$

Власна вага залізобетонної колони перетином 400х400мм першого поверху:

$$N_k = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 5,9 = 25,9 \text{ кН}$$

Власна вага залізобетонної колони перетином 400х400мм другого поверху:

$$N_k = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 4,69 = 20,6 \text{ кН}$$

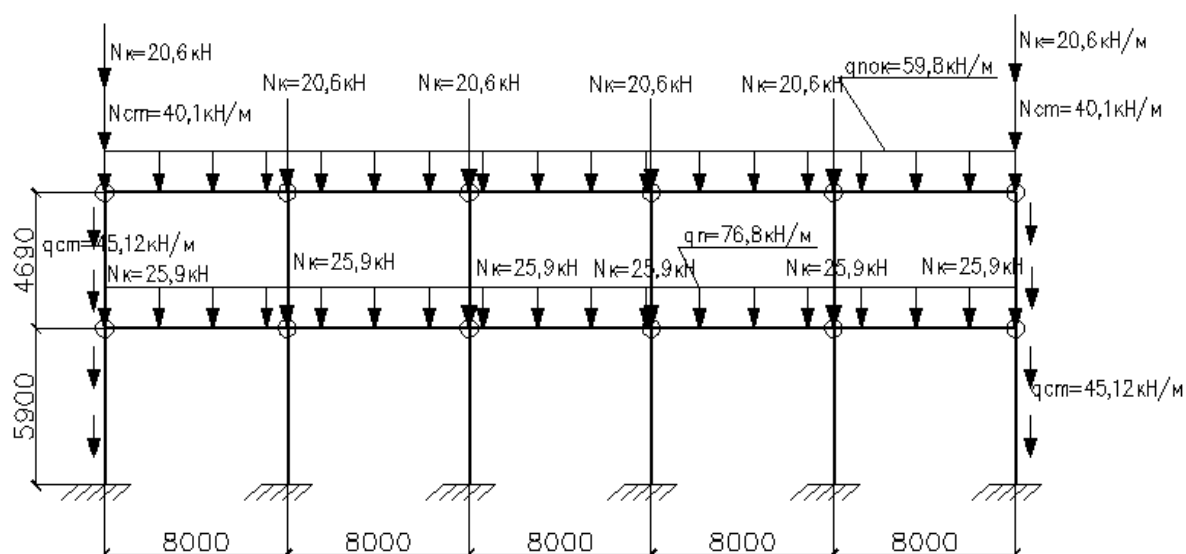


Рис. 2.1 – Розрахункова схема рами щодо постійного навантаження

2.1.2 Снігове навантаження

I сніговий район- розрахунковий сніговий тиск на 1м² поверхні, $S_g = 1,55$ кН/м².

Снігове навантаження на 1м.п:

$$q_{сн} = S_g \cdot \mu \cdot B = 1,8 \cdot 1 \cdot 8 = 14,4 \text{ кН/м}$$

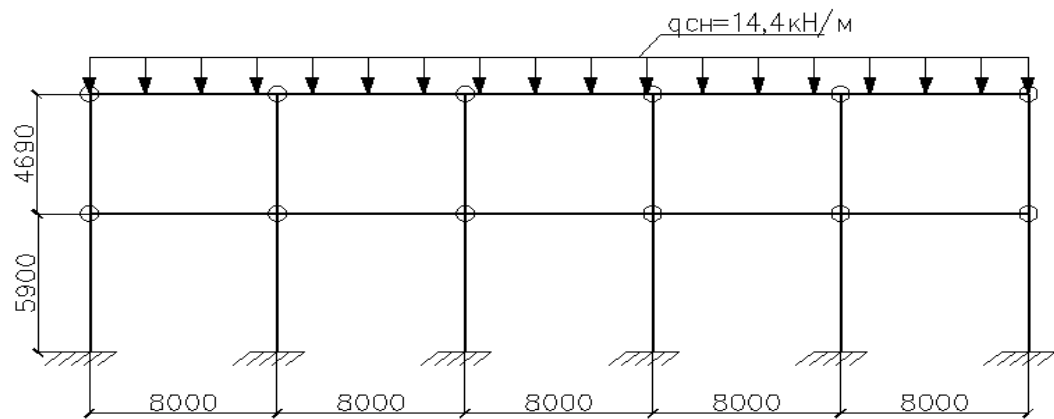


Рис. 2.2 – Розрахункова схема рами щодо снігового навантаження

2.1.3 Вітрове навантаження

$w_0 = 0,23 \text{ кН} / \text{м}^2$ -I вітровий район.

$$q_{акт} = w_0 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot K_{ed} \cdot c = 0,23 \cdot 1,4 \cdot 8,0 \cdot 0,654 \cdot 0,8 = 1,35 \text{ кН} / \text{м},$$

$$q_{пас} = w_0 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot K_{ed} \cdot c = 0,23 \cdot 1,4 \cdot 8,0 \cdot 0,654 \cdot 0,4 = 0,67 \text{ кН} / \text{м},$$

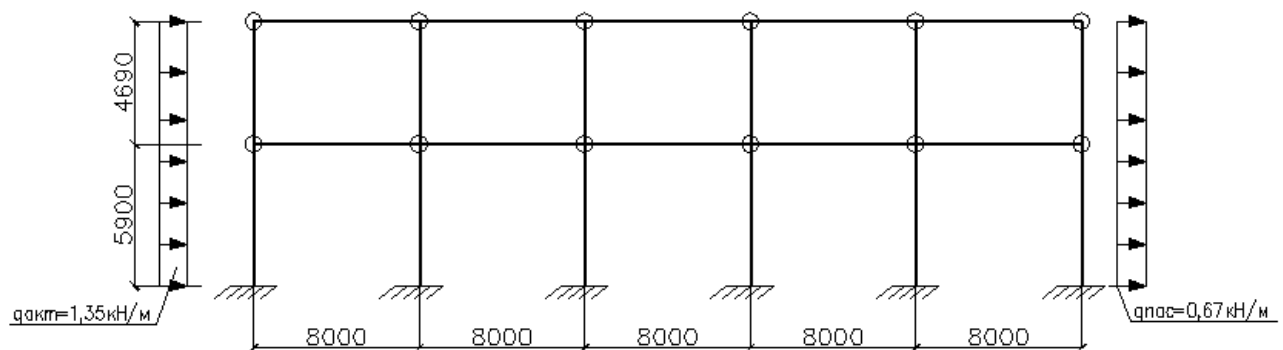


Рис. 2.3 – Розрахункова схема рами щодо вітрового навантаження

2.1.1 Статичний розрахунок рами та визначення розрахункових зусиль

Рама розраховується в обчислювальному комплексі «SCAD Office».

Вихідними даними для вирішення цього завдання є отримані вище габаритні розміри конструкцій будівлі та параметри навантажень, що діють. За результатами розрахунку отримано сили в каркасі вздовж осі «Н».

2.1.4. Результати статичного розрахунку

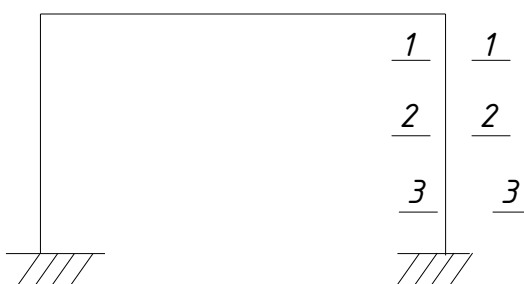


Рис. 2.4 – Схема з розрізами

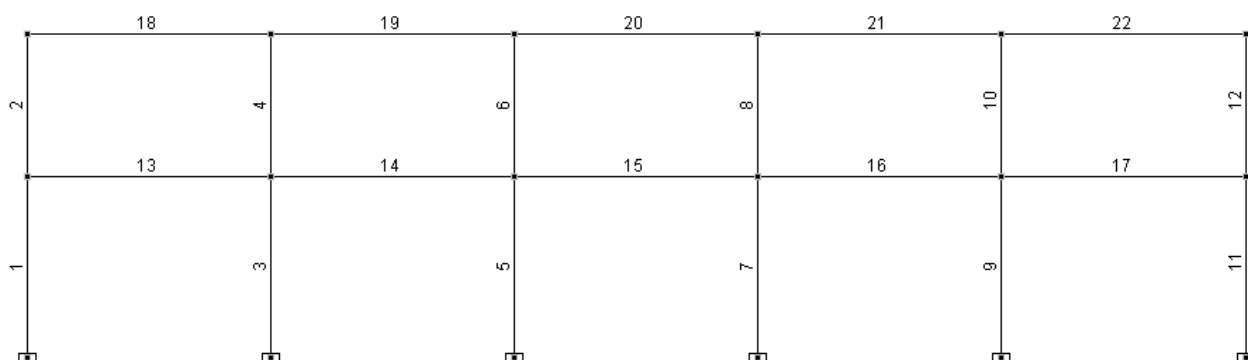


Рис. 2.5 – Схема розташування елементів у рамі.

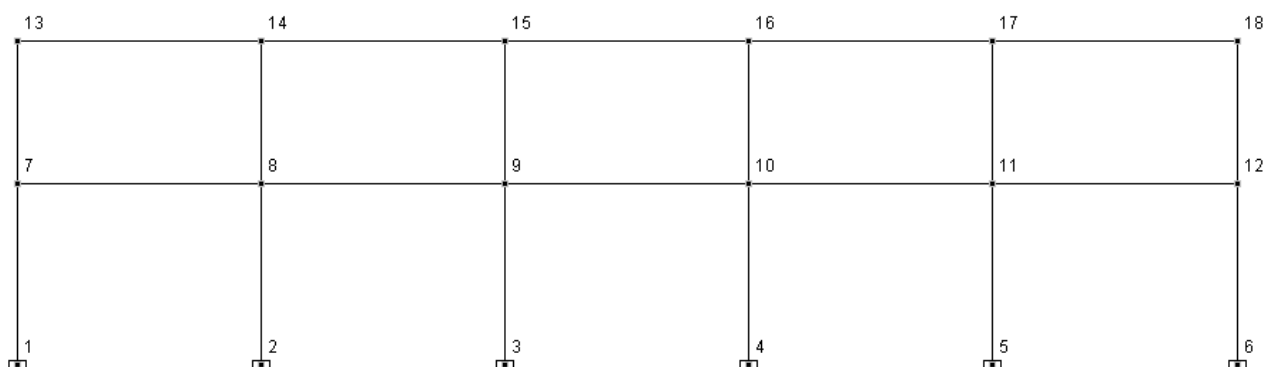


Рис. 2.6 – Номери вузлів у рамі.

Розраховуватимемо рами на наступні поєднання навантажень:

постійне навантаження + 0.9 * снігове навантаження + 0.9 * вітрове навантаження.

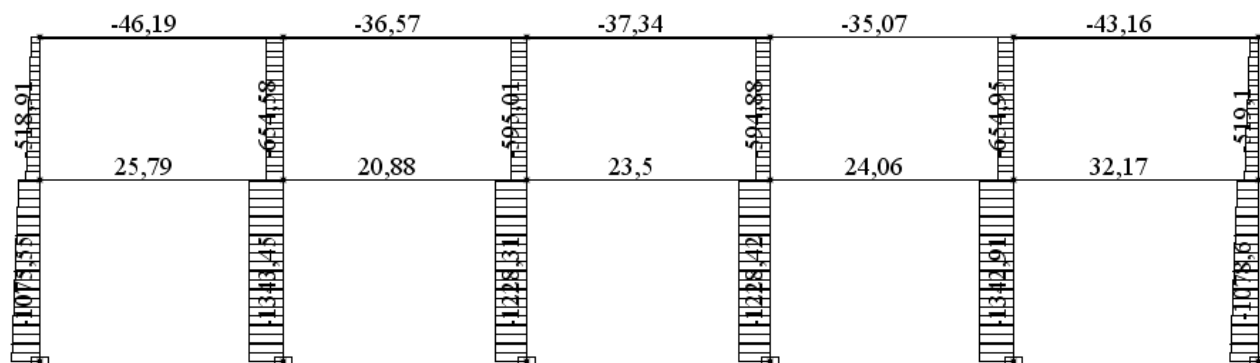


Рис. 2.7 – Результат розрахунку рами. Епюра поздовжніх сил.

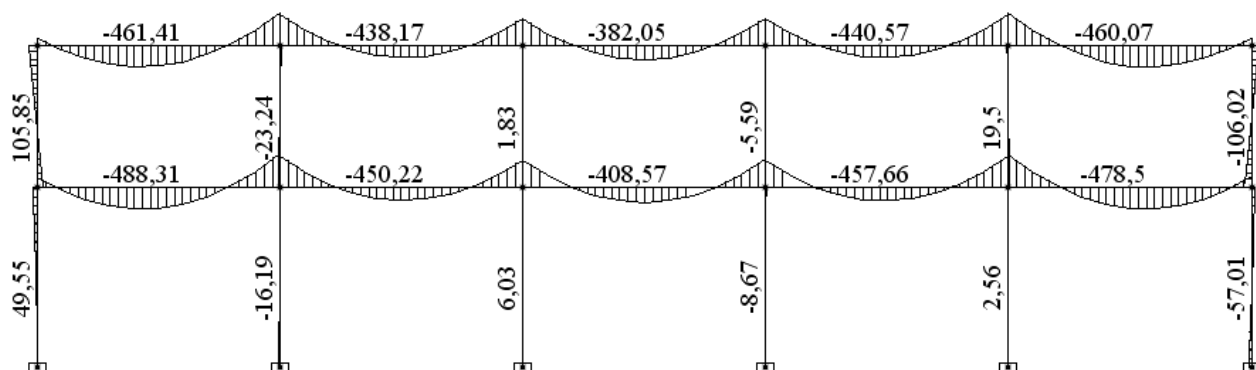


Рис. 2.8 – Результат розрахунку рами. Епюра моментів.

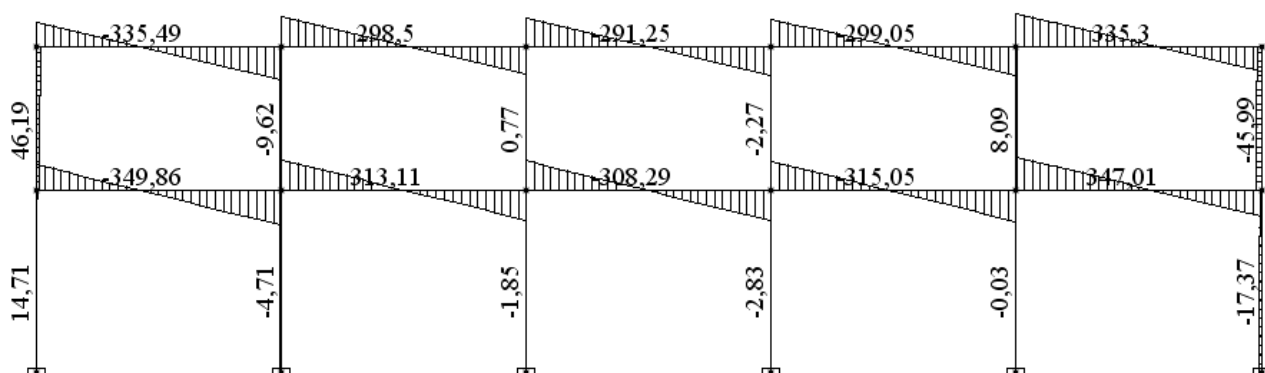


Рис. 2.9 – Результат розрахунку рами. Епюри поперечних сил.

Невигідне поєднання навантажень(завантаження №1): постійне навантаження + 0.9* снігове навантаження + 0.9* вітрове навантаження.

2.1.5. Комбінації зусиль та напружень

Одиниці вимірувань: кН, м.

Параметри вибірки:

Список вузлів/елементів: все.

Список завантажень/комбінацій: все.

Список факторів: все.

Таблиця 2.4 Комбінації зусиль та напружень представлена у додатку А.1.

Деформації рами.

Переміщення (комбінації).

Одиниці вимірів: мм.

Параметри вибірки:

Список вузлів/елементів: все.

Список завантажень/комбінацій: все.

Список факторів: все.

Таблиця 2.5 Деформації вузлів елементів рами

Номер вузла	Значення		
	X,мм	Z,мм	Uy,мм
7	0,691	-1,288	1,355
8	0,709	-1,836	-0,235
9	0,724	-1,679	0,059
10	0,741	-1,679	-0,034
11	0,758	-1,836	0,254
12	0,78	-1,292	-1,308
13	0,951	-1,737	1,516
14	0,918	-2,548	-0,289
15	0,893	-2,325	0,062
16	0,866	-2,325	-0,057
17	0,841	-2,547	0,297
18	0,811	-1,741	-1,519

2.2. Розрахунок збірної колони К-1 по осі "34/Н"

2.2.1. Вихідні дані

Розрахунок ведеться збірної залізобетонної проміжної колони К-1 по осі "34/Н". Поперечний переріз колони розмірами 400х400мм..

Колону К-1 виконуємо з бетону класу С12/15 з розрахунковими характеристиками $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $E_b = 24 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Поздовжню арматуру колони приймаємо зі стержнів класу А400С $R_s = 355 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^3 \text{ МПа}$, поперечна арматура, галдкового профілю – класу А240С.

2.2.1 Навантаження на колону К-1

Навантаження на колону К-1 приймаємо з розрахунку рами. $M=16,19 \text{ кНм}$
 $N=1343,45 \text{ кН}$ (елемент №2).

2.2.2 Визначення площі поперечного перерізу арматури колони К-1

Розрахункова довжина колони дорівнює

$$l_0 = H \mu = 4,79 \cdot 0,9 = 4,31 \text{ м},$$

де μ – коефіцієнт приведення довжини.

Розрахунковий ексцентриситет подовжньої сили:

$$e_0 = M/N = 16,19/1343,45 = 0,012 \text{ м}, \text{ це значення більше:}$$

$$e_0 \leq h_k / 30 = 400 / 30 = 13,3 \text{ мм};$$

$$e_0 \geq l_0 / 600 = 4310 / 600 = 7,18 \text{ мм};$$

$$e_0 \geq 10 \text{ мм}$$

Отже, випадковий ексцентриситет у розрахунку не враховується [7, 4.2.6].

Підбір площі перерізу поздовжньої симетричної арматури ведемо відповідно до вказівок [2, п. 3.57] як для позацентрово стисненого елемента.

Приймаємо $a=a'=35 \text{ мм}$ та обчислюємо розрахункові параметри:

$$e = e_0 \eta + (h_0 - a')/2 = 12 + (365 - 35)/2 = 177 \text{ мм};$$

відносна величина поздовжньої сили:

$$\alpha_n = N / (R_b \cdot b_k \cdot h_0) = 1343,45 \cdot 10^3 / (8,5 \cdot 400 \cdot 365) = 1,08$$

$$\alpha_{m1} = N \cdot e / (R_b \cdot b_k \cdot h_0^2) = 1343,45 \cdot 10^3 \cdot 177 / (8,5 \cdot 400 \cdot 365^2) = 0,52$$

$$\xi_R = 0,531 - \text{при класі арматури A400}$$

$$\delta = a' / h_0 = 35 / 365 = 0,095$$

$$\alpha_s = [\alpha_{m1} - \xi_1(1 - 0,5\xi_1)] / (1 - \delta) = [0,52 - 0,8(1 - 0,5 \cdot 0,8)] / (1 - 0,095) = 0,044 > 0,$$

то поздовжня арматура потрібна з розрахунку.

$$\text{Тут } \xi_1 = (\alpha_n + \xi_R) / 2 = (1,08 + 0,531) / 2 = 0,8$$

$$\xi = [\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s\xi_R] / (1 - \xi_R + 2\alpha_s) = [1,08(1 - 0,531) + 2 \cdot 0,044 \cdot 0,531] / (1 - 0,531 + 2 \cdot 0,044) = 0,84$$

Площа перерізу арматури при $\alpha_n = 1,08 > \xi_R = 0,531$ [3, табл.3.2] визначаємо за формулою:

$$A_S = A_S' = (R_b \cdot b_k \cdot h_0 / R_s) \{ [\alpha_{m1} - \xi(1 - 0,5\xi)] / (1 - \delta) \}$$

$$A_S = A_S' = (8,5 \cdot 400 \cdot 365 / 355) \{ [0,52 - 0,84(1 - 0,5 \cdot 0,84)] / (1 - 0,095) \} = 153,8 \text{ мм}^2.$$

що менше мінімального відсотка армування який при

$$\lambda_h = l_0 / h_k = 4,31 / 0,4 = 10,8 > 10 \text{ але менше } 25, \text{ по [3, табл.5.2] складає } p_{\min} = p_{\min}' = 0,2\%.$$

Призначаємо подовжнє армування на кожній стороні перерізу, перпендикулярної до площини вигину., 2Ø16 A400 ($A_S = A_S' = 402 \text{ мм}^2$).

Виконуємо відсотки армування:

$$p = p' = A_S 100 / (b_k \cdot h_0) = 402 \cdot 100 / (400 \cdot 370) = 0,27 > p_{\min} = 0,2\%,$$

Прийняту поздовжню арматуру пропускаємо по всій довжині монтажної одиниці, що розраховується, без обриву. Поперечні стрижні у зварному каркасі призначаємо Ø8 класу A240 з кроком $s = 200 \text{ мм}$, що відповідає вимогам $p' < 1,5\%$ не перевищує 15 найменших діаметрів поздовжніх стиснутих стрижнів та 500 мм..

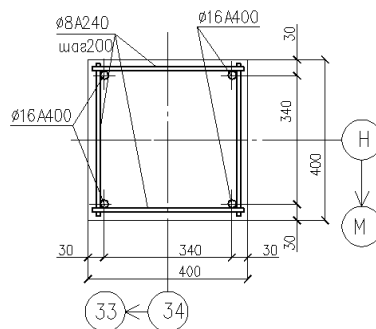


Рис. 2.1 – Армування колони

2.2.3 Розрахунок оголовка колони К-1 на зминання

Виконуємо перевірку міцності бетону на місцеве зминання за розрахунковою умовою:

$$N \leq \psi R_{b,loc} \cdot A_{b,loc}$$

Де $\psi=1$ – коефіцієнти рівномірного розподілу місцевих навантажень на площу зминання.

$R_{b,loc}$ – розрахунковий опір бетону стиску при місцевій дії стискаючої сили, що визначається за формулою:

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b = 1,0 \cdot 8,5 = 8,5 \text{ МПа,}$$

тут φ_b – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} = 0,8 \sqrt{\frac{400 \cdot 400}{400 \cdot 400}} = 0,8 ; 1 \leq \varphi_b \leq 2,5, \text{ приймаємо } 1,0.$$

Навантаження на оголовки колони

$$N = (q_{пок} + q_{сн})L = (59,8 + 14,4)8 = 593,6 \text{ кН}$$

де $q_{пок}$ – навантаження від покриття;

$q_{сн}$ – снігове навантаження.

Перевіримо виконанні умови:

$$1 \cdot 8,5 \cdot 400 \cdot 400 = 1360000 \text{ Н} = 1360 \text{ кН} > N = 593,6 \text{ кН}$$

Тобто міцність бетону на місцеве зминання забезпечена.

Встановлюємо в оголовку колони сітки непрямого армування конструктивно. Приймаємо розміри осередків сітки 80x80 мм, крок сіток 80 мм,

сітки виконуються із стрижнів Ø8 A240. Кількість стрижнів у кожному напрямі $n=5$.

2.2.2. Розрахунок консолі колони К-1

Консоль колони прийнята прямокутною 400х500мм. Арматура консолі є двома двотавровими балочками складового перерізу, поясами яких є стрижні, а стінки виконані з листової сталі. Так як стінки не наскрізні і біля граней колони обриваються в роботі перерізу вони не братимуть участі і згинальний момент у перерізі сприйматиметься лише поздовжніми стрижнями - полицями.

Момент, що виникає на консолі:

$$M_k = 1,25Q \cdot c = 1,25 \cdot 349,86 \cdot 0,17 = 74,3 \text{ кНм}$$

де Q – найбільша поперечна сила на опорі, приймається з розрахунку рами для цієї колони, $Q = 349,86 \text{ кН}$ (елемент №13) ;

c – плече сили Q , тобто відстань від точки докладання сили Q до

грані колони:
$$c = \frac{l_{on}}{2} + c_1 = \frac{300}{2} + 20 = 170 \text{ мм}$$

де l_{on} – довжина майданчика спирання;

c_1 – зазор між торцем ригеля та колоною.

Визначаємо плече внутрішньої пари сил, що дорівнює відстані між осями поясних стрижнів: $z = h - a - \delta_{ie} - d = 500 - 25 - 20 - 20 = 435 \text{ мм}$

де d – діаметр стрижнів яким ми попередньо задалися.

Визначаємо потрібну площу перерізу арматури консолі:

$$A_s = \frac{M_k}{R_s \cdot z} = \frac{74,3 \cdot 10^6}{355 \cdot 435} = 481 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 2Ø18 A400, $A_s = 509 \text{ мм}^2$. Товщину листа стінки приймаємо конструктивно товщиною 10мм із сталі класу С235.

2.3. Розрахунок багатопустотної плити перекриття

2.3.1 Розрахунковий проліт та навантаження

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо задаємося розмірами ригеля (рис. 2.13). Довжина ригеля дорівнює $L = 5,5$ м (поперечний проліт в осях). Висота ригеля приймається з конструктивної умови $h_p = (1/10 \dots 1/15)$, $L = 0,55 \dots 0,32$ м. Приймаємо висоту ригеля будівлі $h_p = 550$ мм. Ширина ребра ригеля $b_p = (0,3 \dots 0,4)$, $h_p = 0,17 \dots 0,22$ м. Приймаємо $b_p = 200$ мм. Величина обпирання плити на полки ригеля повинна бути не менше 120 мм. Ширину швів між ригелем та плитами перекриття приймаємо 20 мм, що достатньо для заробки швів дрібнозернистим бетоном марки не менше М200, класу С12/15.

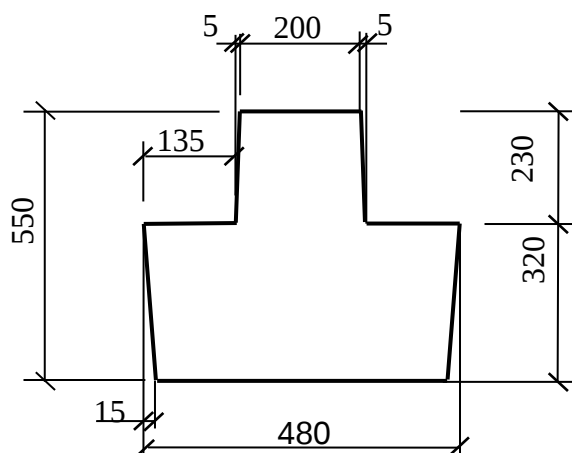


Рисунок 2.13 – Поперечний переріз ригеля будівлі

Довжина плити перекриття $l_{пл} = B - b_p - 2 \cdot 0,02 = 4 - 0,2 - 2 \cdot 0,02 = 3,76$ м,

де B – крок колон в поздовжньому напрямку; враховано два шва шириною 20 мм між плитами та ригелем.

Розрахунковий проліт плити перекриття $l_0 = l_{пл} - b_{об} = 3,76 - 0,12 = 3,64$ м. Розрахунок плити виконуємо за балочною розрахунковою схемою – плита, оперта на дві сторони.

Підрахунок навантажень на 1 м^2 перекриття наведений в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Експлуатаційні та граничні розрахункові навантаження на 1 м^2 перекриття.

Вид навантаження	Характеристичне значення навантажень, кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню		Розрахункове навантаження, кН/м^2	
		γ_{fe}	γ_{fe}	Експлуатаційне	Граничне
Постійні навантаження:					
- власна вага плити	3,0	1,0	1,1	3,0	3,3
-керамзитобетон ($\gamma \leq 12\text{кН/м}^3$)	0,60	1,0	1,3	0,60	0,78
-самовирівнюючий шар ($\gamma = 1700\text{ кг/м}^3$)	0,26	1,0	1,3	0,26	0,33
- керамічна плитка на клеючому розчині, ($\gamma = 2000\text{ кг/м}^3$)	0,3	1,0	1,2	0,3	0,36
Разом постійні навантаження				4,16	4,77
Корисне навантаження:	1,5	1,0	1,3	1,5	1,95
у тому числі довготривале	0,35	1,0	1,3	0,35	0,455
короткочасне	1,15	1,0	1,3	0,35	1,495
Продовження табл. 2.3					
Повне навантаження:	5,66	-	-	5,66	6,72
у тому числі довготривалі	4,51			4,51	5,225
короткочасні	1,15			1,15	1,495

При компонуванні перекриття прийнято рядову багатопустотну плиту перекриття номінальною шириною 1,4 м. З врахуванням монолітних швів між плитами перекриття (по 5 мм з кожної сторони) фактична ширина плити становитиме $b_{пл} = 1,39\text{ м}$. Висоту плити перекриття приймається з умови $h_{пл} = l_0/30 = 3,64/30 = 0,155\text{ м}$. Приймаємо з умов уніфікації висоту плити $h_{пл} = 220\text{ мм}$ (як типових плит). Пустоти плит приймаємо діаметром 159 мм (з умови, що пуансони–пустотоутворювачі будуть виготовлятися з тр. 159×5). Мінімальна товщина полук в пустотних плитах становить 25...30 мм, ребер – 30...35 мм. З цих умов приймаємо кількість пустот 7 штук. Розташування пустот в плиті по ширині прив'язуємо до типових плит, які виготовляються на заводських стендах (рис. 2.14). Таким чином забезпечується можливість виготовлення нестандартної плити на стендах, які є в наявності на заводах.

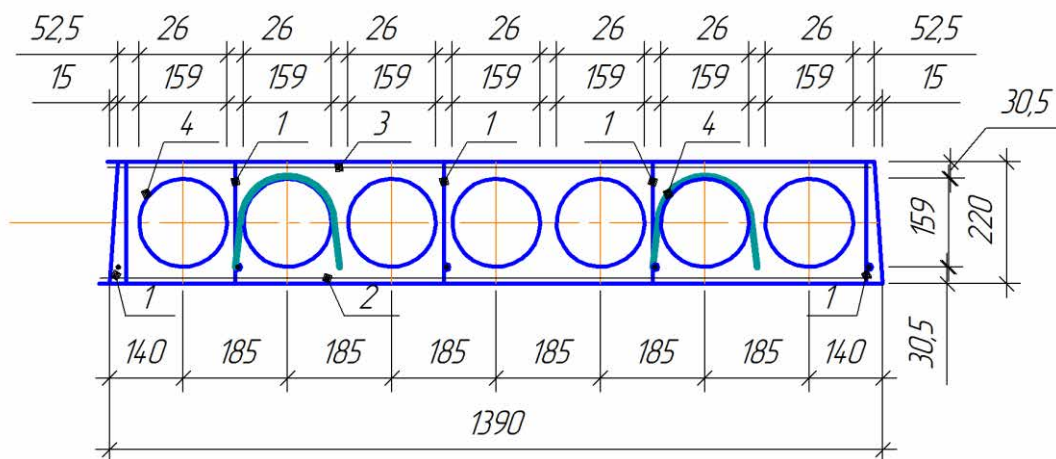


Рисунок 2.14 – Поперечний переріз багатопустотної плити перекриття

Клас відповідальності будівлі за призначенням – II. Для II-го класу коефіцієнт надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$.

Граничне розрахункове навантаження на 1 м погонний плити при номінальному значенні ширини плити 1,4 м та з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n=0,95$:

$$g + v = 6,72 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 10,21 \text{ кН/м.}$$

Експлуатаційні навантаження на 1 м погонний плити:

$$\text{- повне } g_n + v_n = 5,66 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 8,93 \text{ кН/м;}$$

- від дії постійних та довготривалих навантажень

$$g_n = 4,51 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 6,86 \text{ кН/м.}$$

2.3.2 Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень

Від граничного розрахункового навантаження:

$$M = (g + v) \cdot l_0^2 / 8 = 10,21 \cdot 3,76^2 / 8 = 47,98 \text{ кН·м;}$$

$$Q = (g + v) \cdot l_0 / 2 = 10,21 \cdot 3,76 / 2 = 41,36 \text{ кН.}$$

Від експлуатаційного повного навантаження:

$$M_n = (g_n + v_n) \cdot l_0^2 / 8 = 8,93 \cdot 3,76^2 / 8 = 40,64 \text{ кН·м;}$$

$$Q_n = (g_n + v_n) \cdot l_0 / 2 = 8,93 \cdot 3,76 / 2 = 35,03 \text{ кН.}$$

Згинальний момент від експлуатаційного постійного і довготривалого навантажень:

$$M_l^n = g_n l_0^2 / 8 = 6,86 \cdot 3,76^2 / 8 = 33,61 \text{ кН·м.}$$

2.3.3 Розрахункова схема перерізу

Для розрахунку за першою групою граничних станів фактичний переріз плити (див. рис. 2.14) приводимо до еквівалентного таврового перерізу. (рис. 2.15). Круглі пустоти діаметром $d = 159$ мм умовно замінюємо квадратними пустотами з стороною $a = \sqrt{\pi d^2 / 4} \approx 0,9d = 0,9 \cdot 159 = 143,1$ мм. Кількість пустот в плиті $n_{\text{п}} = 7$ шт. Ширина верхньої полиці плити $b_f' = 1360$ мм, нижньої полиці - $b_f = 1390$ мм. Ширина ребра таврового перерізу $b_w = (b_f' + b_f)/2 - n_{\text{п}} a = 1375 - 7 \cdot 143,1 = 373,3$ мм. Висота полицьки перерізу - $h_{\text{eff}} = (h - a)/2 = (220 - 143,1)/2 = 38,5$ мм.

Розрахункову ширину полиці приймаємо з умови її включення в роботу, $h_{\text{eff}}/h = 38,5/220 = 0,175 > 0,1$, тому $b_f' = b_w + 6h_{\text{eff}} = 373 + 6 \cdot 38,5 = 604$ мм.

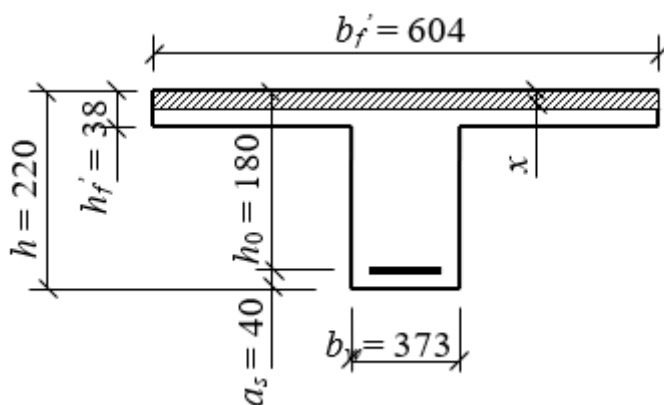


Рис. 2.15 – Розрахунковий переріз плити

2.3.4 Характеристики міцності бетону та арматури

Багатопустотну плиту приймаємо армованою попередньо напруженою арматурою класу А600С. Спосіб створення попереднього напруження – механічний на упори форм. До тріщиностійкості плити пред'являються вимоги 3-ої категорії. Виріб підлягає тепловій обробці при атмосферному тиску.

Характеристики бетону та арматури зведені в таблицю 2.16.

Таблиця 2.16 – Розрахункові характеристики бетону та арматури

Бетон C25/30		Арматура			
		A600C (попередньо напружена)		A240C	
$f_{ck,prism}$, МПа	22	f_{pk} , МПа	630	f_{yk} , МПа	240
f_{cd} , МПа	17	$f_{p0,1k}$, МПа	575	f_{yd} , МПа	228,6
f_{ctm} , МПа	2,6	f_{pd} , МПа	480	f_{ywd} , МПа	170
$\epsilon_{c3,cd}$	0,68	ϵ_{ud}	0,018	ϵ_{ud}	0,025
$\epsilon_{cu3,cd}$	3	E_p , МПа	$1,9 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
γ_{c1}	1	γ_s	1,2	γ_s	1,05

Приймаємо розрахунковий захисний шар арматури $a_s = 40$ мм. Робоча висота перерізу $z_s = h - a_s = 220 - 40 = 180$ мм.

Підбір робочої попередньо напруженої арматури виконуємо як для прямокутного перерізу розмірами 220х604 мм.

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою:

$$\lambda = \frac{\epsilon_{cu3,cd} - \epsilon_{c3,cd}}{\epsilon_{cu3,cd}}, \quad (2.2.1)$$

де $\epsilon_{cu3,cd}$ - граничні розрахункові деформації бетону при стиску на межі руйнування;

$\epsilon_{c3,cd}$ - розрахункові деформації бетону при стиску на межі текучості.

$$\lambda = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77.$$

Визначаємо максимально можливу висоту стиснутої зони бетону за формулою:

$$x_{1,u} = \frac{z_s \cdot \epsilon_{cu3,cd}}{\epsilon_{cu3,cd} + \epsilon_{s0}} \text{ [м]}, \quad (2.2.2)$$

де z_s - робоча висота перерізу;

ϵ_{s0} - відносні деформації видовження арматури на межі текучості, визначаються за формулою (2.3.3).

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{pd}}{E_p}, \quad (2.2.3)$$

$$\varepsilon_{s0} = \frac{480}{1,9 \cdot 10^5} = 0,0025.$$

$$x_{1,u} = \frac{0,18 \cdot 0,003}{0,003 + 0,0025} = 0,098 \text{ (м)}.$$

Визначаємо розрахункове значення висоти стиснутої зони:

$$x_1 = \frac{z_s \cdot A_2 - \sqrt{z_s^2 \cdot A_2^2 - 4 \cdot A_1 \cdot A_2 \cdot M}}{2 \cdot A_1 \cdot A_2} \text{ [м]}, \quad (2.2.4)$$

де $M = 47,98 \text{ кН} \cdot \text{м}$ - згинальний момент від розрахункових навантажень на перекриття.

$$A_1 = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,445;$$

$$A_2 = \frac{1}{2} f_{cd} b (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 0,604 (1 + 0,77) = 9,08 \text{ (М} \frac{\text{Н}}{\text{м}} \text{)}.$$

f_{cd} - розрахункова міцність бетону на стиск;

b - ширина прийнятого розрахункового прямокутного перерізу.

$$x_1 = \frac{0,18 \cdot 9,08 \cdot 10^6 - \sqrt{0,18^2 \cdot 9,08^2 \cdot 10^{12} - 4 \cdot 0,445 \cdot 9,08 \cdot 10^6 \cdot 47,98 \cdot 10^3}}{2 \cdot 0,445 \cdot 9,08 \cdot 10^6} =$$

$$= 0,032 \text{ (м)}.$$

$x_1 = 0,032 \text{ м} < x_{1,u} = 0,098 \text{ м}$, тому для даного перерізу необхідне лише нижнє робоче армування.

Необхідна площа армування:

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} \text{ [м}^2 \text{]}.$$

(2.2.5)

$$A_s = \frac{17 \cdot 0,604 \cdot 0,032 (1 + 0,77)}{2 \cdot 480} = 6,058 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2 \text{)}.$$

Приймаємо $4\varnothing 14 \text{ A600C}$, $A_s = 6,16 \text{ см}^2$.

Визначення миттєвих втрат попереднього напруження.

Втрати від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягнення визначаються за формулою:

$$\Delta P = (0.1 \sigma_{p, \max} - 20) A_p \text{ [кН]}, \quad (2.2.6)$$

де $\sigma_{p, \max}$ - максимальні напруження, що прикладені до попередньо напруженої арматури, менше з двох – $0,8 \cdot f_{pk}$ або $0,9 \cdot f_{p0.1k}$;

A_p – площа перерізу попередньо напруженої арматури.

$$\sigma_{p, \max} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ (МПа)},$$

$$\Delta P = (0,1 \cdot 504 - 20) \cdot 6,16 \cdot 10^{-4} = 18,7 \text{ (кН)}.$$

Втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм при неодноразовому натягуванні арматури на форму визначається по формулі:

$$\Delta P_3 = \frac{(n-1) \Delta l}{2nl} E_p \cdot A_p \text{ [кН]}, \quad (2.2.7)$$

де n – число стрижнів (груп стрижнів), які натягуються не одночасно;

Δl – зближення упорів по лінії дії зусилля натягу, яке визначається з розрахунків деформацій форми;

L – відстань між зовнішніми гранями упорів.

При відсутності даних щодо конструкції форми і технології виготовлення допускається приймати $\Delta \frac{P_3}{A_p} = 30 \text{ МПа}$.

$$\Delta P = 30 \cdot A_p = 30 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4} = 18,48 \text{ (кН)}.$$

Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \text{ [кН]}, \quad (2.2.8)$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ - зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладене в момент часу t , $\Delta \sigma_c(t) = 2,54 \text{ МПа}$;

J – коефіцієнт, рівний $\frac{(n-1)}{2n} = 1/2$;

n – кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення може прийматись як $\frac{1}{2}$.

$$\Delta P_{el} = 6,16 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot (0,5 \cdot 2,54 / 30000) = 4,95 \text{ (кН)}.$$

Втрати в анкерах, що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв, протягом здійснення заанкерення, після натягування і внаслідок деформацій самих анкерів визначаються за наступною формулою:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p \cdot A_p \text{ [кН]}, \quad (2.2.9)$$

де Δl – обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів;

l - відстань між зовнішніми гранями упорів.

Приймаємо $\Delta l = 2$ мм, $l = 5$ м.

$$\Delta P_4 = 0,002 / 5 (1,9 \cdot 10^5 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4}) = 46,8 \text{ (кН)}.$$

У випадку теплової обробки збірних залізобетонних елементів, зменшення натягу у арматурі і обмеження розширення бетону від температури, викликають особливі температурні втрати ΔP_θ , які визначають за формулою:

$$\Delta P_\theta = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_c (T_{\max} - T_0) \text{ [кН]}, \quad (2.2.10)$$

де A_p - поперечний переріз напруженої арматури;

E_p - модуль пружності напруженої арматури;

α_c - коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону;

$T_{\max} - T_0$ - різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури.

При відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{\max} - T_0 = 65^\circ \text{C}$.

$$\Delta P_\theta = 0,5 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 38,04 \text{ (кН)},$$

Сумарні втрати зусиль попереднього напруження:

$$\Delta P = 18,7 + 18,48 + 4,95 + 46,8 + 38,04 = 126,97 \text{ (кН)}.$$

$$\text{Сумарні втрати напруження } \sigma_{\text{puls}} = \frac{\Delta P}{A_p} = 126,97 / 6,16 \cdot 10^{-4} = 206,12 \text{ (МПа)}.$$

2.3.5 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі.

За похилим перерізом розрахунок проводимо як для прямокутного перерізу розмірами 373x220 мм (ребро без звисів). Захисний шар бетону $C=30$ мм.

Перевіряємо умову достатності розмірів перерізу:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (2.2.11)$$

V_{Ed} - максимальна розрахункова поперечна сила на опорі від зовнішнього навантаження, $V_{Ed}=41,36$ кН;

$V_{Rd,max}$ - максимальне допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \text{ [кН]}. \quad (2.2.12)$$

b_w - мінімальна ширина перерізу балки, $b_w=0,373$ м;

d - робоча висота перерізу, $d = 220 - 30 - 7 = 0,183$ м;

v - коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві,

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (2.2.13)$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{22}{250}\right) = 0,547.$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,373 \cdot 0,183 \cdot 0,547 \cdot 17 \cdot 10^3 = 317,37 \text{ кН}.$$

$V_{Ed}=41,36$ кН < $V_{Rd,max} = 317,37$ кН, умова виконується, розміри перерізу достатні.

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечних стержнів:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (2.2.14)$$

$V_{Rd,c}$ - максимальна поперечна сила, яку може витримати бетонний переріз без поперечного армування (приймається більше значення),

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} \cdot k(100\rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \text{ [кН]}; \quad (2.2.15)$$

$$V_{Rd,c} = \left[V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \text{ [кН]}. \quad (2.2.16)$$

$$c_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,138 \text{ - для важкого бетону};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad d - \text{робоча зона (в мм)}. \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{183}} \approx 2;$$

ρ_L - відсоток армування на опорі,

$$\rho_L = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (2.2.17)$$

A_{sl} - площа робочої поздовжньої арматури, яка доходить до опори, $A_{sl} = 6,16 \text{ см}^2$.

$$\rho_L = \frac{6,16 \cdot 10^{-4}}{0,373 \cdot 0,182} = 0,0091;$$

$$k_1 = 0,15;$$

σ_{cp} - середнє напруження стиску від попереднього напруження,

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2f_{cd} \text{ [МПа]} \quad (2.2.18)$$

$N_{Ed} = \sigma_{sp} A_p$, $\sigma_{sp} = 0,8f_{pk} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа}$. З метою врахування втрат попереднього напруження в арматурі, зменшуємо σ_{sp} на загальні втрати $\Delta\sigma_{puls} = 206,12 \text{ МПа}$ і в розрахунку приймаємо $\sigma_{sp} = 297,88 \text{ МПа}$.

$$\sigma_{cp} = 297,88 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4} / 0,373 \cdot 0,22 = 2,24 < 3,4 \text{ [МПа]}.$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ [МПа]},$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 22^{1/2} = 0,46 \text{ (МПа)}.$$

$$V_{Rd,c} = [0,138 \cdot 2(100 \cdot 9,1 \cdot 10^{-3} \cdot 22)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,24] 0,373 \cdot 0,183 = 74 \text{ (кН)};$$

$$V_{Rd,c} = [0,46 + 0,15 \cdot 2,24] 0,373 \cdot 0,183 = 54,3 \text{ (кН)}.$$

Приймаємо $V_{Rd,c} = 74 \text{ кН} > V_{Ed} = 41,36 \text{ кН}$, тому розрахунок поперечного армування не потрібен. Встановлюємо поперечні стержні з конструктивних міркувань. Приймаємо для арматурних каркасів КР-1, що встановлюються на при опорних ділянках, арматурний дріт Вр-1.

Умова мінімального поперечного армування:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \text{ [м}^2\text{]}, \quad (2.2.20)$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{22} / 240 = 1,56 \cdot 10^{-3} \text{ (м}^2\text{)}.$$

Крок поперчних стержнів $S = h/2 = 110$ мм, приймаємо $S = 100$ мм. При цьому необхідна площа армування становить:

$$A_{sw} = \rho_w \cdot b_w \cdot S \text{ [м}^2\text{]}, \quad (2.2.21)$$

$$A_{sw} = 1,56 \cdot 10^{-3} \cdot 0,373 \cdot 0,1 = 0,58 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо 5 $\varnothing 4$ Вр-1, $A_{sw} = 0,63 \text{ см}^2$.

Для забезпечення міцності верхньої полиці плити від дії зусилля попереднього напруження передбачаємо на всю плиту сітку С1 марки

$$\frac{4 Bp - I - 200}{4 Bp - I - 100} 1350 \times 3320 \frac{60}{20}.$$

В нижній частині плити передбачаємо дві сітки на приопорних ділянках, для забезпечення місцевої міцності сітки С2 $\frac{4 Bp - I - 200}{4 Bp - I - 100} 1350 \times 1350 \frac{20}{40}$.

2.4. Розрахунок і конструювання ригеля

Багатоповерхову раму розчленовуємо на одноповерхові з нульовими точками моментів, які знаходяться в середині стояків поверхів (крім першого), рис. 2.16. Розрахунок виконуємо для середнього ригеля довжиною 5,5 м.

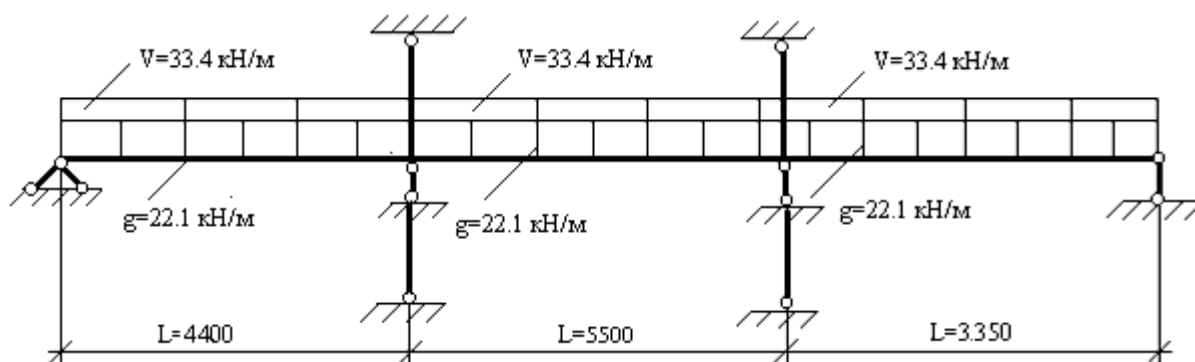


Рисунок 2.16 – Розрахункова схема ригеля перекриття

Для збору навантаження використовуємо табл. 2.3 з розрахунку навантаження на 1 м^2 плити перекриття. Ширина вантажної площі $\ell_n = 3,76$ м.

В постійні навантаження входять – навантаження від підлоги, плит перекриття:

$$g = 3,584 \cdot 0,95 \cdot 3,46 + 0,195 \cdot 25 \cdot 5,5 = 22,1 \text{ кН/м}.$$

В першому наближенні приймаємо переріз рігеля площею $A = 0,195 \text{ м}^2$.

Тимчасове короткочасне навантаження: $\upsilon = 33,4 \text{ кН/м}$.

Для визначення згинальних моментів, поперечної і повздовжньої сили вводимо ці данні в програму для визначення зусиль “БАЛ – 3”.

Розрахункові зусилля M і Q визначаються шляхом перерозподілу зусиль за рахунок розвитку пластичних деформацій в перерізах рігеля.

Перерозподіл опорних згинаючих моментів виконується в перерізах по гранях колон – ліворуч і праворуч від колони згинальні моменти дорівнюють:

$$M^{i.l} = M_i - Q_i - 1 \cdot h_k/2 = 407,23 - 309,59 \cdot 0,4/2 = 345,31 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$M^{i.np} = M_i - Q_i - 1 \cdot h_k/2 = 407,23 - 275,16 \cdot 0,4/2 = 352,19 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$\text{Приймаємо: } M^{max.} = 352,19 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Максимальне пониження згинального моменту по гранях колон 30%,

$$M^i = M^{i.max.}; \quad M \geq 0,7 \cdot 352,19 = 246,5 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad \text{Приймаємо } M^i = 247 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Пониження згинального моменту по грані колони дорівнює:

$$\Delta M = M^{max.} - M^i = 352,19 - 247 = 105,19 \text{ кН}\cdot\text{м} < 0,3 \cdot M^{i.max.} = 0,3 \cdot 352,19 = 105,66 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Ординату ΔM відкладаємо на опорі у грані колони, далі цю ординату з'єднуємо з лівою опорою, отримуючи додаткову трикутну епюру, в якій визначаємо ординату на відстані $0,425 \cdot L$ (там, де прольотний момент найбільший) $\Delta M/L = \Delta M1/0,425 \cdot L$; $\Delta M1 = (\Delta M \cdot 0,425 \cdot L) / L = \Delta M \cdot 0,425 = 105,19 \cdot 0,425 = 44,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$, далі додаємо $\Delta M1$ до прольотного моменту і перевіряємо умову:

$$\sum M = M + \Delta M1 \leq M_{max.}$$

$\sum M = 297,1 + 44,7 = 341,8 \text{ кН}\cdot\text{м} > 328,29 \text{ кН}\cdot\text{м}$ - умова не виконується, робимо перерахунок M^{zp} . Приймаємо $\sum M = M_{max.} = 328,29 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Далі зворотнім шляхом визначаємо M^{zp}

$$\Delta M_1 = M_{\max.} - M = 328,29 - 297,1 = 31,19 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$\Delta M = \Delta M_1 / 0,425 = 31,19 / 0,425 = 73,2 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$M^{zp} = M_{\max.} - \Delta M = 352,19 - 73,2 = 247 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Значення поперечної сили, яка діє в перерізі ригеля у грані колони дорівнює:

$$Q^{i.} = (Q_i - 1 + Q_i) / L \cdot ((Q_i \cdot L / Q_i - 1 + Q_i) - h_k / 2) = (224,74 + 309,59) / 5,5 \cdot ((309,59 \cdot 7,4 / 224,74 + 309,59) - 0,4 / 2) = 230,7 \text{ кН.}$$

До розрахунку приймаємо: $M^{zp}_{(оп)} = 247 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad Q^{zp} = 230,7 \text{ кН};$
 $M_{\max.} (пр) = 341,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$

2.4.1 Розрахунок ригеля за першою групою граничних станів

Для армування ригеля використовуємо арматуру А400С для робочого армування та А240С для поперечного. Клас бетону С25/30. Оскільки полиці ригеля в роботу не включаються, то розрахунковим буде прямокутний переріз розмірами 200х550мм.

а) Підбір робочої арматури в прольоті

$M_{пр} = 341,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$ Робоча поздовжня арматура розташовується внизу. Приймаємо розрахунковий захисний шар арматури $a_s = 70 \text{ мм.}$ Робоча висота перерізу $z_s = h - a_s = 550 - 70 = 480 \text{ мм.}$

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою:

$$\lambda = \frac{\epsilon_{cu3,cd} - \epsilon_{c3,cd}}{\epsilon_{cu3,cd}},$$

де $\epsilon_{cu3,cd}$ - граничні розрахункові деформації бетону при стиску на межі руйнування;

$\epsilon_{c3,cd}$ - розрахункові деформації бетону при стиску на межі текучості.

$$\lambda = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77$$

Визначаємо максимально можливу висоту стиснутої зони бетону за формулою:

$$x_{1,u} = \frac{z_s \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} \text{ [м]},$$

де - z_s - робоча висота перерізу;

ε_{s0} - відносні деформації видовження арматури на межі текучості, визначаються за формулою.

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s},$$

$$\varepsilon_{s0} = \frac{364}{2,1 \cdot 10^5} = 0,00173$$

$$x_{1,u} = \frac{0,48 \cdot 0,003}{0,003 + 0,00173} = 0,304 \text{ (м)}.$$

Визначаємо розрахункове значення висоти стиснутої зони:

$$x_1 = \frac{z_s \cdot A_2 - \sqrt{z_s^2 \cdot A_2^2 - 4 \cdot A_1 \cdot A_2 \cdot M}}{2 \cdot A_1 \cdot A_2} \text{ [м]},$$

$$A_1 = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,445;$$

$$A_2 = \frac{1}{2} f_{cd} b (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 0,2 (1 + 0,77) = 3 \left(\text{М} \frac{\text{Н}}{\text{м}} \right)$$

f_{cd} - розрахункова міцність бетону на стиск;

b - ширина прийнятого розрахункового прямокутного перерізу.

$$x_1 = \frac{0,48 \cdot 3 \cdot 10^6 - \sqrt{0,48^2 \cdot 3^2 \cdot 10^{12} - 4 \cdot 0,445 \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot 341,8 \cdot 10^3}}{2 \cdot 0,445 \cdot 3 \cdot 10^6} = 0,353 \text{ (м)}.$$

$x_1 = 0,353 \text{ м} > x_{1,u} = 0,304 \text{ м}$, тому для даного перерізу необхідно розраховувати і верхнє армування.

Визначаємо необхідну площу стиснутої арматури:

$$A_s' = \frac{M - F_c(z_s - a_c)}{\sigma_s'(z_s - a_s')} [m^2],$$

$$a_c = x_{1,u} \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = 0,304 \frac{1 + 0,77 \cdot 1,77}{3 \cdot 1,77} = 0,135 \text{ (м)},$$

σ_s' - напруження у стиснутій арматурі,

$$\sigma_s' = \varepsilon_{cu3cd} \frac{x_{1,u} - a_s'}{x_{1,u}} E_s \leq f_{yd}' [MPa],$$

$$\sigma_s' = 0,003 \frac{(0,304 - 0,05)}{0,304} \cdot 2,1 \cdot 10^5 = 526,38 \text{ (МПа)} > f_{yd}' = 364 \text{ (МПа)};$$

Приймаємо $\sigma_s' = 364 \text{ МПа}$.

F_c - зусилля в стиснутій зоні бетону,

$$F_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b \cdot x_{1,u} (1 + \lambda) [кН],$$

$$F_c = \frac{1}{2} 17 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,304 (1 + 0,77) = 914,74 \text{ (кН)};$$

$$A_s' = \frac{341,8 - 914,74(0,48 - 0,135)}{364(0,48 - 0,05)} = 1,67 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо 2Ø12 А400С, $A_s' = 2,26 \text{ см}^2$.

Необхідна площа нижньої розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{0,5 f_{cd} \cdot b \cdot x_{1,u} (1 + \lambda) + \sigma_s' \cdot A_s'}{f_{yd}} [m^2],$$

$$A_s = \frac{0,5 \cdot 17 \cdot 0,2 \cdot 0,304 (1 + 0,77) + 364 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{364} = 27,39 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо 4Ø32 А400С, $A_s = 32,17 \text{ см}^2$.

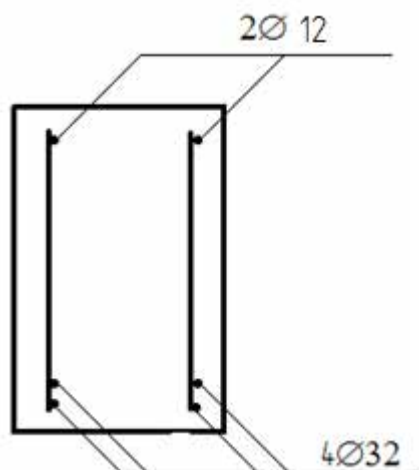


Рисунок 2.17 – Схема армування ригеля в прольоті

б) Підбір робочої арматури на опорі

Розрахунок проводиться аналогічно до розрахунку арматури в прольоті.

Згинальний момент на опорі $M_{оп.} = 247 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Робоча висота перерізу $z_s = h - a_s = 600 - 70 = 530 \text{ мм}$.

$$\lambda = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77$$

Максимально можлива висота стиснутої зони:

$$x_{1,u} = \frac{z_s \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{0,53 \cdot 0,003}{0,003 + 0,00173} = 0,336 \text{ (м)}.$$

Розрахункове значення висоти стиснутої зони:

$$x_1 = \frac{0,53 \cdot 3 \cdot 10^6 - \sqrt{0,53^2 \cdot 3^2 \cdot 10^{12} - 4 \cdot 0,445 \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot 247 \cdot 10^3}}{2 \cdot 0,445 \cdot 3 \cdot 10^6} = 0,184 \text{ (м)}.$$

$x_1 = 0,184 \text{ м} < x_{1,u} = 0,336 \text{ м}$, тому для даного перерізу армування стиснутої зони встановлюється конструктивно $2\text{Ø}10 \text{ A400C}$, $A'_s = 1,57 \text{ см}^2$.

Необхідна площа арматури в розтягнутій зоні:

$$A_s = \frac{17 \cdot 0,2 \cdot 0,184(1 + 0,77)}{2 \cdot 364} = 15,21 \cdot 10^{-4}$$

Приймаємо $4\text{Ø}28 \text{ A400C}$, $A_s = 24,63 \text{ см}^2$.

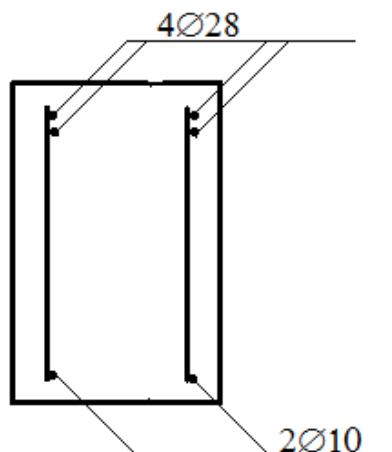


Рисунок 2.18 – Схема армування ригеля на опорі

в) Розрахунок міцності ригеля по похилих перерізах.

Перевіряємо умову достатності розмірів перерізу:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

V_{Ed} - максимальна розрахункова поперечна сила на опорі від зовнішнього навантаження, $V_{Ed}=230,7$ кН;

$V_{Rd,max}$ - максимальне допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \text{ [кН]}.$$

b_w - мінімальна ширина перерізу балки, $b_w=0,2$ м;

d - робоча висота перерізу, $d=0,550-0,03-0,032/2=0,504$ м;

v - коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві,

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right),$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{22}{250} \right) = 0,547.$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,2 \cdot 0,504 \cdot 0,547 \cdot 17 = 468,66 \text{ кН}.$$

$V_{Ed}=230,7$ кН < $V_{Rd,max}=468,66$ кН, умова виконується, розміри перерізу достатні.

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечних стержнів:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$V_{Rd,c}$ - максимальна поперечна сила, яку може витримати бетонний переріз без поперечного армування (приймається більше значення),

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} \cdot k(100\rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad [\text{кН}];$$

$$V_{Rd,c} = \left[V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad [\text{кН}].$$

$$c_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,138 \quad - \text{ для важкого бетону};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad d - \text{ робоча зона (в мм)}. \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{504}} = 1,63;$$

ρ_L - відсоток армування на опорі,

$$\rho_L = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

A_{sl} - площа робочої поздовжньої арматури, яка доходить до опори, $A_{sl} = 16,085 \text{ см}^2$ (лише 2 стержня 32).

$$\rho_L = \frac{16,085 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,504} \approx 0,016;$$

$$k_1 = 0,15;$$

σ_{cp} - середнє напруження стиску від попереднього напруження, $\sigma_{cp} = 0$.

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad [\text{МПа}],$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot 1,63^{3/2} \cdot 22^{1/2} = 0,34 \quad (\text{МПа}).$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,138 \cdot 1,63(100 \cdot 0,016 \cdot 22)^{1/3} \right] 0,2 \cdot 0,504 = 74,22 \quad (\text{кН});$$

$$V_{Rd,c} = 0,34 \cdot 0,2 \cdot 0,504 \cdot 10^3 = 34,27 \quad (\text{кН}).$$

Приймаємо $V_{Rd,c} = 74,22 \text{ кН} < V_{Ed} = 230,7 \text{ кН}$, тому потрібен розрахунок поперечного армування.

Розраховуємо інтенсивність поперечного армування.

$$V_{Ed}' \leq V_{Rds}$$

де $V'_{Ed} = 230,7$ кН;

V_{Rds} - максимальна поперечна сила, яку може витримати переріз з поперечним армуванням.

Приймаємо кількість каркасів $n=2$. З умов зварювання приймаємо 2 Ø10 A240C, $A_{sw}=1,57$ см².

Крок поперечних стержнів:

$$S_{min} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta}{V'_{Ed}} [м],$$

$$S_{min} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 0,504 \cdot 170 \cdot 10^6}{230,7} = 0,052 (м). \quad \begin{aligned} S_{max} &= 0,75d(1 + \cot \alpha) [м], \\ S_{max} &= 0,75 \cdot 0,504 = 0,378 (м). \end{aligned}$$

Оптимальний крок поперечних стержнів для при опорної ділянки 70-120 мм, тому приймаємо $S = 75$ мм.

Необхідна площа поперечного армування:

$$A_{sw} = \frac{V'_{Ed} \cdot S}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta} [м^2],$$

$$A_{sw} = \frac{230,7 \cdot 0,075 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,504 \cdot 170 \cdot 10^6} = 2,24 \cdot 10^{-4} (м^2).$$

Приймаємо 2Ø12 A240C, $A_{sw}=2,26$ см².

2.4.2 Побудова епію арматури і конструювання ригеля

Згідно розрахунку в нижній зоні прольоту для $M=341,8$ кН·м, прийнято 4Ø32, $A_s=32,17$ см², далі із зменшенням моменту зліва і справа 2Ø32 обриваємо, а нижні 2 стержня переводимо у 2Ø10, $A_s=1,57$ см².

У верхній зоні: в прольоті знаходиться 2Ø12, $A_s=2,26$ см², на опорах – 4Ø28, $A_s=24,63$ см². Передбачаємо одне місце зміни діаметрів арматури, 4Ø28 переводимо в 2Ø12.

Необхідно визначити максимальний момент, який може витримати переріз із зміненими діаметрами стержнів для визначення місць теоретичного обриву.

Визначимо несучу здатність перерізу з стержнями, які переводимо на менші діаметри в зв'язку з зменшенням моментів.

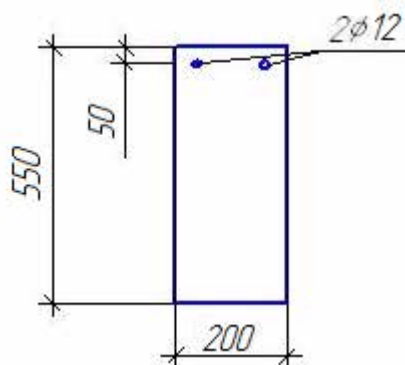


Рисунок 2.19 – Переведення верхніх стержнів

$A_s = 2,26 \text{ см}^2$, $a_s = 50 \text{ мм}$. Робоча висота перерізу:
 $z_s = h - a_s = 550 - 50 = 500 \text{ мм}$.

Визначаємо коефіцієнт λ :

$$\lambda = \frac{3 - 0,68}{3} = 0,77$$

Визначаємо величину стисненої зони:

$$x_1 = \frac{-\varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \cdot A_s + \sqrt{\varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \cdot A_s \cdot (\varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \cdot A_s + 2 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (1 + \lambda) \cdot z_s)}}{f_{cd} \cdot b \cdot (1 + \lambda)} \quad [\text{м}],$$

$$x_1 = \frac{-0,003 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} + \sqrt{3 \cdot 10^{-3} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}}{17 \cdot 0,2 \cdot (1 + 0,77)} \times$$

$$\times \frac{\sqrt{(3 \cdot 10^{-3} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot 17 \cdot 0,2 \cdot (1 + 0,77) \cdot 0,50)}}{17 \cdot 0,2 \cdot (1 + 0,77)} = 0,132(\text{м})$$

Перевіряємо умову роботи арматури в пружній зоні:

$$0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s0}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3,cd} \cdot \left(\frac{z_s}{x_1} - 1 \right) = 3 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{0,5}{0,132} - 1 \right) = 8,4 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{364}{2,1 \cdot 10^5} = 1,73 \cdot 10^{-3}$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_{s0}$, умова не виконується.

$$x_1 = \frac{2 \cdot 364 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{17 \cdot 0,2 \cdot (1 + 0,77)} = 0,027 \quad (\text{м}).$$

Знаходимо зусилля в стисненому бетоні за формулою:

$$F_c = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,027 \cdot (1 + 0,77) = 81,24 \text{ (кН)}.$$

Знаходимо a_c - відстань від стиснутої гарні бетону до рівнодіючої зусиль стиску за формулою:

$$a_c = \frac{0,027 \cdot (0,77 + 2 \cdot (1 - 0,77)^2)}{1 + 0,77} = 0,013 \text{ (м)}.$$

Визначаємо максимальний момент, який може витримати ригель:

$$M_u = 81,24 \cdot (0,50 - 0,013) = 39,56 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

На опорі $A_s = 1,57 \text{ см}^2$, $a_s = 50 \text{ мм}$. Робоча висота перерізу:

$$z_s = h - a_s = 600 - 50 = 550 \text{ мм}.$$

Враховуючи досить невелику площу перерізу арматури для даного перерізу зразу приймаємо, що арматура працює в зоні текучості і визначаємо висоту стиснутої зони за формулою:

$$x_1 = \frac{2 \cdot 364 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4}}{17 \cdot 0,2 \cdot (1 + 0,77)} = 0,019 \text{ (м)}.$$

Знаходимо зусилля в стисненому бетоні:

$$F_c = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,019 \cdot (1 + 0,77) = 57,2 \text{ (кН)}.$$

Знаходимо a_c - відстань від стиснутої гарні бетону до рівнодіючої зусиль стиску:

$$a_c = \frac{0,019 \cdot (0,77 + 2 \cdot (1 - 0,77)^2)}{1 + 0,77} = 0,0094 \text{ (м)}.$$

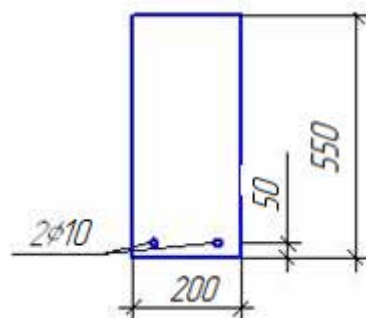


Рисунок 2.21 – Переведення нижніх стержнів

Визначаємо максимальний момент, який може витримати переріз:

$$M_u = 57,2 \cdot (0,55 - 0,0094) = 30,9 \text{ (кН}\cdot\text{м)}.$$

Отримані значення моментів відкладаємо на огинаючій епюрі моментів та знаходимо місця теоретичного обриву. Визначаємо довжини напусків анкерування з конструктивних вимог:

$$20\varnothing = 20 \cdot 32 = 640 \text{ (мм), приймаємо } W = 650 \text{ мм};$$

$$20\varnothing = 20 \cdot 28 = 560 \text{ (мм), приймаємо } W = 560 \text{ мм};$$

Отже, для ригеля будівлі перерізом 200x550 мм підібрано армування в прольоті - 4 $\varnothing$ 32 в нижній зоні та 2 $\varnothing$ 12 в верхній зоні, на опорах - 4 $\varnothing$ 28 в верхній зоні та 2 $\varnothing$ 10 в нижній. За допомогою епюри матеріалів визначено місця зміни діаметрів стержнів та їх довжини заанкерення.

3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1. Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика

ІГЕ-1 Насипний ґрунт

- 1) Визначаємо питому вагу ґрунту природного стану

$$\gamma_1 = \rho_1 \cdot g = 1.57 \cdot 9.81 = 15.4 \text{ кН/м}^3$$

ІГЕ-2 Глинистий ґрунт

- 1) Визначаємо вид глинистого ґрунту за числом пластичності

$$I_{P2} = W_{L2} - W_{P2} = 0.32 - 0.16 = 0.16$$

$$0.07 < 0.16 < 0.17 - \text{Суглинок}$$

- 2) Визначаємо стан глинистого ґрунту за показником текучості

$$I_{L2} = \frac{W_2 - W_{P2}}{W_{L2} - W_{P2}} = \frac{0.25 - 0.16}{0.32 - 0.16} = 0.56$$

$$0.50 < 0.56 < 0.75 - \text{М'якопластичний}$$

- 3) Визначаємо питому вагу ґрунту природного стану

$$\gamma_2 = \rho_2 \cdot g = 1.76 \cdot 9.81 = 17.27 \text{ кН/м}^3$$

- 4) Визначаємо щільність ґрунту

$$\rho_{d2} = \frac{\rho_2}{1+W_2} = \frac{1.76}{1+0.25} = 1.41 \text{ т/м}^3$$

- 5) Визначаємо питому пористість ґрунту

$$n_2 = \frac{\rho_{s2} - \rho_{d2}}{\rho_{s2}} = \frac{2.71 - 1.41}{2.71} = 0.48$$

- 6) Визначаємо коефіцієнт пористості

$$e_2 = \frac{\rho_{s2} - \rho_{d2}}{\rho_{d2}} = \frac{2.71 - 1.41}{1.41} = 0.92$$

За таблицями визначаємо основні фізико-механічні характеристики: питома зчеплення C_n , кут внутрішнього тертя φ_n та модуль деформації E ґрунту

$$C_{n2} = 16 \text{ кПа}$$

$$\varphi_{n2} = 14 \text{ град}$$

$$E_2 = 6.6 \text{ МПа}$$

- 7) Визначаємо ступінь вологості ґрунту

$$Sr_2 = \frac{W_2 \cdot \rho_{s2}}{e_2} = \frac{0.25 \cdot 2.71}{0.92} = 0.74$$

За таблицею при $Sr = 0.74$ ґрунт середнього ступеню водонасичення.

За табл. визначимо попередній розрахунковий опір ґрунту R_0 залежно від назви ґрунту, його стану і ступеня водо насичення $R_0 = 560$ кПа.

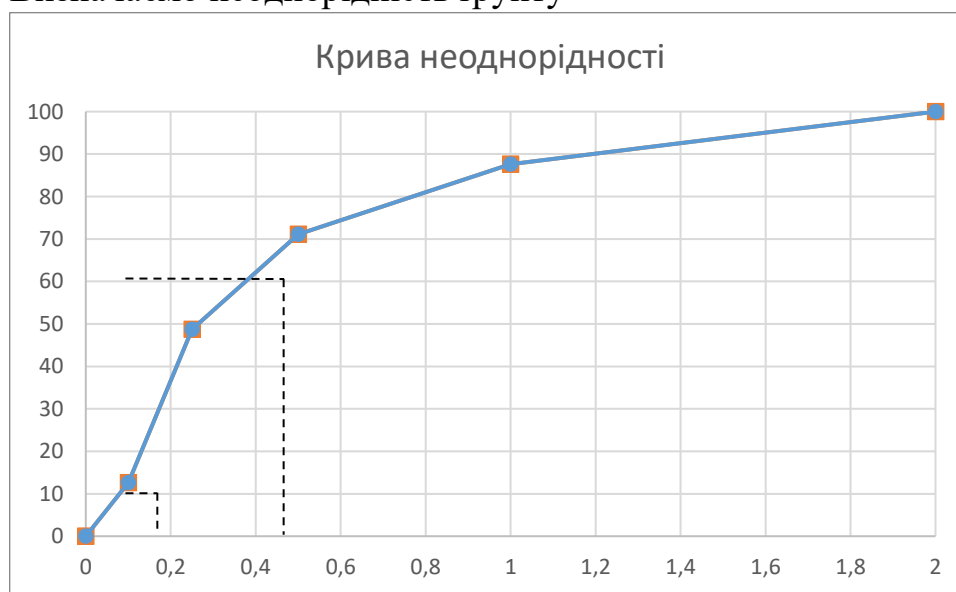
ІГЕ-3 Піщаний ґрунт

1) Визначаємо вид піщаного ґрунту за гранулометричним складом

> 2.0	1.0- 2.0	0.5- 1.0	0.25- 0.5	0.1- 0.25	< 0.1
3,9	9,9	18	21,4	31,2	15,6
3,9	13,8	31,8	53,2	84,4	100
96,1	86,2	68,2	46,8	15,6	0

За таблицями визначаємо, що даний пісок є *середньої крупності*, так як перша задовольняюча умова $\sum\%$ частинок більше 0.25 мм – 53,2% > 50%

2) Визначаємо неоднорідність ґрунту



$$d_{10} = 0.085$$

$$d_{60} = 0.39$$

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0.39}{0.085} = 4.58 > 3, \text{ значить пісок неоднорідний.}$$

3) Визначаємо питому вагу ґрунту природного стану

$$\gamma_3 = \rho_3 \cdot g = 1.75 \cdot 9.81 = 17.16 \text{ кН/м}^3$$

4) Визначаємо щільність ґрунту

$$\rho_{d3} = \frac{\rho_3}{1+W_3} = \frac{1.75}{1+0.1} = 1.59 \text{ т/м}^3$$

5) Визначаємо питому пористість ґрунту

$$n_3 = \frac{\rho_{s3} - \rho_{d3}}{\rho_{s3}} = \frac{2.65 - 1.59}{2.65} = 0.4$$

6) Визначаємо коефіцієнт пористості

$$e_3 = \frac{\rho_{s3} - \rho_{d3}}{\rho_{d3}} = \frac{2.65 - 1.59}{1.59} = 0.67$$

Визначаємо що це пісок середньої щільності $0.55 < 0.67 < 0.7$

За таблицями визначаємо основні фізико-механічні характеристики: питоме зчеплення C_n , кут внутрішнього тертя φ_n та модуль деформації E ґрунту

$$C_n = 0.95 \text{ (1) кПа}$$

$$\varphi_n = 34.5 \text{ (35) град}$$

$$E = 29 \text{ (30) МПа}$$

7) Визначаємо ступінь вологості ґрунту

$$Sr_3 = \frac{W_3 \cdot \rho_{s3}}{e_3} = \frac{0.1 \cdot 2.65}{0.67} = 0.39$$

За таблицею при $Sr = 0.39$ ґрунт малого ступеню водонасичення.

8) За табл. визначимо попередній розрахунковий опір ґрунту R_0 залежно від назви ґрунту, його стану і ступеня водо насичення $R_0 = 400$ кПа.

ІГЕ-3а Піщаний ґрунт (водонасичений)

1) Коефіцієнт водонасичення нижче рівня WL буде $Sr = 1.0$

$$Sr_3 = \frac{W_{sat3a} \cdot \rho_W}{\rho_{s3a}} = 1.0$$

2) Вологість водонасиченого ґрунту

$$W_{sat3a} = W_{max3a} = \frac{e_{3a} \cdot \rho_W}{\rho_{s3a}} = \frac{0.67 \cdot 1.0}{2.65} = 0.253$$

3) Визначаємо щільність ґрунту у водонасиченому стані

$$\rho_{3a} = \rho_d \cdot (1 + W_{sat3a}) = 1.59 \cdot (1 + 0.253) = 1.99 \text{ т/м}^3$$

4) Визначаємо питому вагу ґрунту

$$\gamma_{3a} = \rho_{3a} \cdot g = 1.99 \cdot 9.81 = 19.54 \text{ кН/м}^3$$

5) Щільність ґрунту у виваженому стані

$$\rho'_{3a} = \rho_{3a} - \rho_W = 1.99 - 1.0 = 0.99 \text{ т/м}^3$$

- 6) Питома вага ґрунту у виваженому стані

$$\gamma'_{3a} = \gamma_{3a} - \gamma_w = 19.54 - 9.81 = 9.73 \text{ кН/м}^3$$

ІГЕ-4 Глинистий ґрунт

- 1) Визначаємо вид глинистого ґрунту за числом пластичності

$$I_{p4} = W_{L4} - W_{p4} = 0.14 - 0.11 = 0.03$$

$0.01 < 0.03 < 0.07$ – Супісок

- 2) Визначаємо стан глинистого ґрунту за показником текучості

$$I_{L4} = \frac{W_4 - W_{p4}}{W_{L4} - W_{p4}} = \frac{0.13 - 0.11}{0.14 - 0.11} = 0.67$$

$0.0 < 0.67 < 1.0$ – Пластичний

- 3) Визначаємо питому вагу ґрунту природного стану

$$\gamma_4 = \rho_4 \cdot g = 1.71 \cdot 9.81 = 16.78 \text{ кН/м}^3$$

- 4) Визначаємо щільність ґрунту

$$\rho_{d4} = \frac{\rho_4}{1+W_4} = \frac{1.71}{1+0.13} = 1.51 \text{ т/м}^3$$

- 5) Визначаємо питому пористість ґрунту

$$n_4 = \frac{\rho_{s4} - \rho_{d4}}{\rho_{s4}} = \frac{2.66 - 1.51}{2.66} = 0.43$$

- 6) Визначаємо коефіцієнт пористості

$$e_4 = \frac{\rho_{s4} - \rho_{d4}}{\rho_{d4}} = \frac{2.66 - 1.51}{1.51} = 0.76$$

За таблицями визначаємо основні фізико-механічні характеристики: питоме зчеплення C_n , кут внутрішнього тертя φ_n та модуль деформації E ґрунту

$$C_{n4} = 11.2 \text{ кПа}$$

$$\varphi_{n4} = 21.3 \text{ град}$$

$$E_4 = 9.7 \text{ МПа}$$

- 7) Визначаємо ступінь вологості ґрунту

$$Sr_4 = \frac{W_4 \cdot \rho_{s4}}{e_4} = \frac{0.13 \cdot 2.66}{0.76} = 0.46$$

За таблицею при $Sr = 0.46$ ґрунт малого ступеню водонасичення.

- 8) За табл. визначимо попередній розрахунковий опір ґрунту R_0 залежно від назви ґрунту, його стану і ступеня водо насичення $R_0 = 190 \text{ кПа}$.

Зведена таблиця нормативних значень фізико-механічних показників ґрунтів будівельного майданчика

Номер ПТЕ	Повне найменування ґрунту	Глибина залегання підповерх., м	Щільність ґрунту, т/м³ (г/см³)				Питома вага ґрунту, γ _г , кН/м³		пористість, m	коefficient пористості, e	коefficient водонасичення, S _r	Границя		Число пластичності, I _p	Показник текучості, I _L	Лінійне зчеплення, c ₀ , кПа	Кут внутрішнього тертя, φ ₀ , град	Модуль деформації, E, МПа	Розрахунковий опір, R ₀ , кПа	Примітка
1	Рослинний	1.1	виробничого, ρ	сухого (скелет), ρ _s	частинков, ρ _с	γ _{виробничого} стані, ρ'	виробничого, γ		γ _{виробничого} стані, γ'	1	1	текучості, W _L	пластичності, W _p	1	0.16	16	14	6,6	160	1
2	Суглинок м'якопластичний	5,3	1.76	1.41	2.71	1	0.25	17,27	1	0.48	0.74	0.32	0.16	0.16	0.56	16	14	30.0	400	1
3	Пісок середньої крупності, неоднорідний, середньої щільності, малого ступеню водонасичення	6,5	1.75	1.59	2.65	1	0.1	17,16	1	0.4	0.39	1	1	1	1	1.0	35.0	30.0	400	
3а	Пісок середньої крупності, неоднорідний, середньої щільності, водонасичений	11,2	1.75	1.59	2.65	0.99	0.1	19,54	9.73	0.4	1.00	1	1	1	1	1.0	35.0	30.0	400	
4	Супісок пластичний	17,7	1.71	1.51	2.66	1	0.13	16,78	1	0.43	0.76	0.14	0.11	0.03	0.67	11,2	21,3	9,7	190	

3.2. Визначення навантажень на раму

Таблиця 3.1 – Навантаження від перекриття

Назва навантажень	Нормативна, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункова, кН/м ²
Лінолеум $\delta = 0,01\text{м}$ $\gamma = 18\text{кН} / \text{м}^3$	0,18	1,2	0,22
Цементно-піщаний розчин $\delta = 0,03\text{м}$ $\gamma = 18\text{кН} / \text{м}^3$	0,54	1,3	0,7
Керамзитобетон $\delta = 0,06\text{м}$ $\gamma = 8\text{кН} / \text{м}^3$	0,48	1,3	0,62
Багатопустотна плита перекриття $\delta = 0,265\text{м}$ $\gamma = 25\text{кН} / \text{м}^3$	3,8	1,1	4,18
Залізобетонний ригель $\gamma = 25\text{кН} / \text{м}^3$	0,16	1,1	0,18
Разом	5,16		5,9
Тимчасове навантаження			
Тривала	1,0	1,3	1,3
Короткочасна	2,0	1,2	2,4
Разом тимчасове навантаження	3,0		3,7
Повне навантаження	8,16		9,6

Навантаження від перекриття на 1м.п:

$$q_n = g_n \cdot B = 9,6 \cdot 8 = 76,8 \text{ кН/м}$$

де В-крок рами.

Таблиця.3.2 – Навантаження від покриття

Назва навантаження	Нормативна, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункова, кН/м ²
Рулонний килим -2 шари "Техноеласта" $\delta = 0,006\text{м}$ $\gamma = 6\text{кН} / \text{м}^3$	0,04	1,2	0,05

Азбестоцементні листи $\delta = 0,012\text{ м}$, $\gamma = 16\text{ кН} / \text{м}^3$	0,19	1,2	0,23
Утеплювач мінераловатні мати $\delta = 0,18\text{ м}$, $\gamma = 1,5\text{ кН} / \text{м}^3$	0,27	1,2	0,32
Стяжка цементно-піщаний розчин $\delta = 0,05\text{ м}$, $\gamma = 18\text{ кН} / \text{м}^3$	0,9	1,2	1,08
Засипка з керамзитового гравію $\delta = 0,2\text{ м}$, $\gamma = 6\text{ кН} / \text{м}^3$	1,2	1,2	1,44
Багатопустотна плита покриття $\delta = 0,265\text{ м}$ $\gamma = 25\text{ кН} / \text{м}^3$	3,8	1,1	4,18
Залізобетонний ригель $\gamma = 25\text{ кН} / \text{м}^3$	0,16	1,1	0,18
Разом	6,56		7,48

Навантаження від покриття на 1м.п:

$$q_{\text{пок}} = g_{\text{пок}} \cdot B = 7,48 \cdot 8 = 59,8 \text{ кН/м}$$

Таблиця 3.3 - Навантаження від зовнішньої стіни

Назва навантаження	Нормативна, кН/м2	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункова, кН/м2
Залізобетонна стіна $\delta = 0,2\text{ м}$, $\gamma = 25\text{ кН} / \text{м}^3$	5,0	1,1	5,5
Утеплювач мінераловатні мати $\delta = 0,2\text{ м}$, $\gamma = 1,5\text{ кН} / \text{м}^3$	0,3	1,2	0,36
Фасадна система $\delta = 0,005\text{ м}$, $\gamma = 26\text{ кН} / \text{м}^3$	0,13	1,05	0,14
Разом	5,43		5,64

Навантаження від зовнішньої стіни на 1м.п:

$$q_{\text{ст}} = g_{\text{ст}} \cdot B = 5,64 \cdot 8 = 45,12 \text{ кН/м}$$

Власна вага залізобетонної колони перетином 400х400мм першого поверху:

$$N_k = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 5,9 = 25,9 \text{ кН}$$

Власна вага залізобетонної колони перетином 400х400мм другого поверху:

$$N_k = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 4,69 = 20,6 \text{ кН.}$$

Закальне навантаження на фундамент 410 кН/м.кв

3.3. Розрахунок фундаменту колони

$$b_0 = \sqrt{\frac{N}{R_{02} - 20d}} = \sqrt{\frac{410}{160 - 20 \cdot 1,8}} = 1,81 \text{ м}$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot K_z \cdot b_0 \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II})$$

Де $\gamma_{c1} = 1,1$;

$\gamma_{c2} = 1,0$;

$k = 1,1$;

$M_\gamma = 0,29$;

$M_q = 2,17$;

$M_c = 4,69$.

$d_I = 1,5\text{м}$;

$\gamma_{II} = 17,27 \text{ кН/м}^3$;

γ'_{II} – середнє значення питомої ваги ґрунту вище підосви фундаменту;

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{15,4 \cdot 1,1 + 17,27 \cdot 0,75}{1,8} = 16,60 \text{ кН/м}^3$$

$C_{II} = 16$ – значення питомого зчеплення суглинку;

$k_z = 1,0$ При $b < 10 \text{ м}$

$d_b = 0$ Для безпідвальної частини будинку

$$R_1 = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,29 \cdot 1 \cdot 1,81 \cdot 17,27 + 2,17 \cdot 1,8 \cdot 16,60 + 4,69 \cdot 16] = 148,95 \text{ кПа}$$

Уточнюємо b_1 при $R_1 = 148,95 \text{ кПа}$

$$b_1 = \sqrt{\frac{410}{148,95 - 20 \cdot 1,8}} = 1,85 \text{ м.}$$

Величина b_1 порівняно з b_0 змінилась на:

$$\frac{1,85 - 1,81}{1,85} \cdot 100\% = 2,1\%$$

Приймаємо фундамент розмірами в плані $b \times a = 1,9 \times 1,9 \text{ м}$.

Перевірка

$$p_{mt} = \frac{\sum N}{A} \leq R$$

Де $\sum N = N + N_\phi + N_{sp} = 410 + 31,66 + 101,23 = 542,89 \text{ кН}$

$$N_\phi = S_\phi \cdot \rho_6 = (1,5 \cdot 0,35 \cdot 0,35 + 0,3 \cdot 1,9 \cdot 1,9) \cdot 25 = 31,66 \text{ кН}$$

$$\begin{aligned}
 N_{zp} &= 2 \cdot (h_1 \cdot \gamma_1 \cdot S + h_2 \cdot \gamma_2 \cdot S) = \\
 &= 1,1 \cdot 15,4 \cdot (1,9 \cdot 1,9 - 0,35 \cdot 0,35) + 0,7 \cdot 17,27 \cdot (1,9 \cdot 1,9 - 0,35 \cdot 0,35) \\
 &= 101,23 \text{ кН} \\
 p_{mt} &= \frac{542,89}{3,61} = 145,36 \leq R = 148,95
 \end{aligned}$$

Отже, прийняті розміри задовольняють умовам і приймаються для подальшого розрахунку деформацій конструювання

3.4. Розрахунок фундаментів за деформаціями (визначення осідання фундаменту)

Вихідні дані: Необхідно визначити осідання монолітного залізобетонного фундаменту неглибокого закладання, що має такі геометричні розміри: ширина підосви $b = 1,9$ м.; глибина закладання $d = 1,8$ м. Середній тиск під підосвою фундаменту $P = 239.56$ кПа.

Табл. 3.3 Ґрунтові умови будівельного майданчика

№ шару	Повне найменування ґрунту	Глибина закладання підосви шару	Питома вага ґрунту кН/м^3	Показник текучості, I_L	Модуль деформації, E , мПа
1	Рослинний	1,1	16,5	-	-
2	Глинистий ґрунт (Супісок пластичний)	7,4	18,05	0,5	20
3	Пісчаний ґрунт (середньої крупності, неоднорідний середньої щільності)	8,9	18,4	-	35
3а	Пісчаний ґрунт (середньої крупності, неоднорідний середньої щільності у водонасиченому стані)	14,6	18,4	-	35

4	Глинистий грунт (суглинок тугопластичний)	19,2	17,95	0,29	17
---	--	------	-------	------	----

1. Складаємо розрахункову схему для визначення осадок і розбиваємо товщу ґрунтів починаючи від підшви фундаменту на 12....20 елементарних шарів товщиною:

$$h_i = 0,4b = 0,4 \times 1,9 = 0,76 \text{ м.}$$

2. Визначаємо напруження від власної ваги ґрунту в характерних точках:

- На підшві першого шару

$$\sigma_{zg.1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16,5 \cdot 1,1 = 23,1 \text{ кПа}$$

- На рівні підшви фундаменту

$$\sigma_{zg.2a} = \sigma_{zg.1} + \gamma_2 \cdot h_2' = 23,1 + 18,05 \cdot 0,7 = 30,32 \text{ кПа}$$

- На підшві другого шару

$$\sigma_{zg.2} = \sigma_{zg.2a} + \gamma_2 \cdot h_2 = 30,32 + 18,05 \cdot 7 = 102,52 \text{ кПа}$$

- На рівні підземних вод

$$\sigma_{zg.3a} = \sigma_{zg.2} + \gamma_3 \cdot h_3' = 102,52 + 18,4 \cdot 1,5 = 130,57 \text{ кПа}$$

- На підшві третього шару

$$\sigma_{zg.3} = \sigma_{zg.3a} + \gamma_3 \cdot h_3 = 130,57 + 18,4 \cdot 5,7 = 235,45 \text{ кПа}$$

- На підшві третього шару з урахуванням тиску води
(питома вага води $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$)

$$\sigma_{zg.3w} = \sigma_{zg.3} + \gamma_3 \cdot h_3'' + \gamma_w \cdot h_w = 130,57 + 18,4 \cdot 5,7 + 10 \cdot 5,7 = 294,16 \text{ кПа}$$

- На підшві четвертого шару

$$\sigma_{zg.4} = \sigma_{zg.3} + \gamma_4 \cdot h_4 = 294,1 + 17,95 \cdot 4,6 = 376,67 \text{ кПа}$$

3. Визначаємо додатковий тиск на основу

$$\sigma_{zp.0} = p - \sigma_{zg.2a} = 239,56 - 30,32 = 209,24 \text{ кПа}$$

4. Визначаємо додатковий тиск в кожній точці. Розрахунки вносимо в таблицю.

$$\sigma_{zp.i} = \alpha \cdot \sigma_{zg.0} \text{ кПа}$$

5. Визначаємо додатковий тиск на границі кожного елементарного шару від підшови фундаменту до нижньої границі стисливої зони (точки в якій виконується умова)

$$\sigma_{zp.} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg.}$$

$$\sigma_{zp.18} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg.3a}$$

$$22,179 \leq 26,114$$

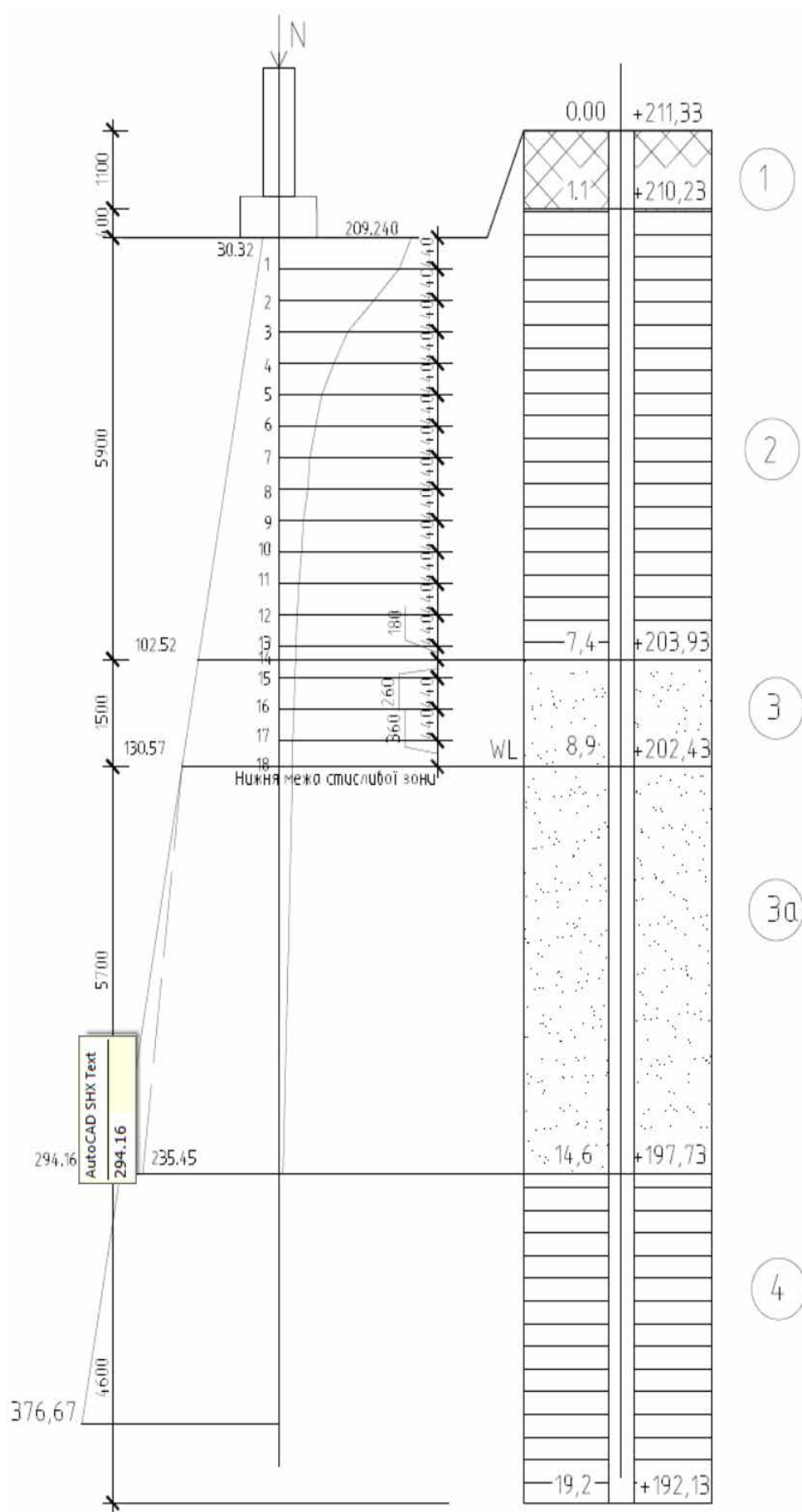
6. Визначаємо деформацію кожного шару за формулою:

$$S_i = \beta \frac{\sigma_{zp.сер.i} \cdot h_i}{E_i} \cdot \beta \quad \text{де } \beta - \text{безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює } 0,8$$

3.5. Розрахунок осідання фундаменту

№ точки	Глибина точки, z_i , м	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zg.i}$, кПа	$\sigma_{zp.i} = \sigma_{zp.0} \cdot \alpha_i$, кПа	$\sigma_{zp.сер}$, кПа	E_i , кПа	h_i , см	Осідання шару, S_i , см
0	0	0	1,000	30,320	209,240				
1	0,76	1,7	0,972	37,715	203,381	206,31	20000	76	0,627
2	1,52	3,4	0,848	45,110	177,436	190,41	20000	76	0,579
3	2,28	5,1	0,723	52,504	151,281	164,36	20000	76	0,500
4	3,04	6,8	0,591	59,899	123,661	137,47	20000	76	0,418
5	3,8	8,4	0,487	67,294	101,900	112,78	20000	76	0,343
6	4,56	10,1	0,414	74,689	86,625	94,263	20000	76	0,287
7	5,32	11,8	0,325	82,084	68,003	77,314	20000	76	0,235
8	6,08	13,5	0,260	89,478	54,402	61,203	20000	76	0,186
9	6,84	15,2	0,210	96,873	43,940	49,171	20000	76	0,149
10	7,6	16,9	0,180	104,268	37,663	40,802	20000	76	0,124
11	8,36	18,6	0,151	111,663	31,595	34,629	20000	76	0,105
12	9,12	20,3	0,123	119,058	25,737	28,666	20000	76	0,087
Загальне осідання $S =$									3,640

Порівняємо розрахункове значення осідання з середнім граничним значенням для житлового цегляного будинку: $S = 3,640 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$.



4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА ЗБІРНИЙ КАРКАС

4.1. Область застосування карти

Технологічна карта розроблена на монтаж збірних залізобетонних конструкцій каркасу надземної частини будівлі.

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій передбачається комплексно-механізованим способом, із застосуванням вантажопідіймального крана, будівельних машин та засобів малої механізації.

До складу робіт розглянутих у технологічній карті входять: монтаж збірних ж.б. колон, ригелів, плит перекриття, сходових маршів та майданчиків, зовнішніх стінових панелей.

4.2. Технологія та організація виконання робіт

Монтаж збірної З/Б колони

При підготовці колони до монтажу перевіряють її розміри, а також виявляють, чи немає відхилень перекосу опорної поверхні щодо площини, перпендикулярної осі колони, викривлення поверхні бічних граней і ребер. Перед підйомом на колону наносять ризики, необхідних контролю її становища у плані і за висотою. Місця ризок: посередині між двома взаємно перпендикулярними бічними гранями на рівні низу та верху колони, на двох бокових гранях консолі, посередині верхньої грані консолі.

Колони піднімають у площині їх найбільшої жорсткості, тому, якщо вони перед підйомом перебували у положенні «плашмя», їх перекантують у становище «на ребро».

Колони вивіряють до зняття з них стропів. Для тимчасового закріплення колон у плані використовують кондуктори.

Монтаж колон ведуть у такій послідовності. У межах монтажної зони розміщують монтажні пристрої, інструменти, геодезичні прилади та пристрої для безпечного ведення робіт. До початку монтажу наносять орієнтири (рис.3.1)

на колони, готують до роботи механізми, інвентар та пристрої. Перед підйомом колони перевіряють надійність стропування.

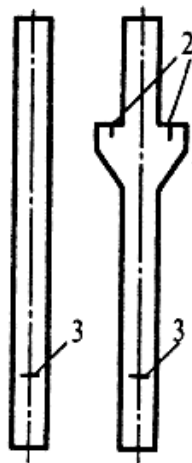


Рис. 4.1 – Орієнтири для колони:

3 - риси, 2 – осі встановлення підкранових балок

Після перевірки надійності стропування колону встановлює ланку з чотирьох робітників. Ланковий дає сигнал про підйом колони. На висоті 30-40 см над верхом випусків арматури нижчестоящої колони монтажники направляють колону, що монтується, на вісь, а машиніст крана плавно опускає її. При цьому два монтажники притримують колону, а два інших забезпечують суміщення у плані осьових рисок на колонах. Далі встановлюється одиночний кондуктор.

Одиночний кондуктор охоплює колону із трьох сторін. На рамі шарнірно закріплені дві нижні та дві верхні поперечні балки, що утворюють четверту сторону кондуктора. На рамі та балках є регулювальні гвинти. Гвинти двох нижніх рядів служать для кріплення кондуктора до оголовка колони нижче. За допомогою двох верхніх рядів гвинтів вивіряють встановлену колону в плані та по вертикалі.

Вертикальність установки колони перевіряють за допомогою теодолітів, встановлених по двох осях колони.

Монтаж збірних з/б ригелів.

Перед монтажем ригелів необхідно очистити і випрямити арматурні випуски і закладні деталі, що з'єднуються.

Ригелі укладають «насухо», спираючи на консолі колон.

На кожному конструктивному осередку будівлі монтуються спочатку нижні, а потім верхні ригелі; виконуються роботи з відповідних інвентарних майданчиків.

У поперечному напрямку ригелі вивіряють, поєднуючи їх осі (випуски верхньої арматури) з осями (випусками арматури) колон, а в поздовжньому напрямку - дотримуючись рівні майданчики спирання кінців ригеля на консолі колон мм).

Після вивіряння ригелів їх опорні закладні деталі приварюють до консолей колон.

До складу підготовчих робіт входить нанесення осьових рисок на верхню поверхню ригеля у обох торців та на зовнішній площині колон. Встановлюючи ригель на консоль, монтажники орієнтуються ці ризики. Для тимчасового закріплення ригеля та його вивіряння служать кондуктори, що встановлюються на колони.

Допустиме зміщення осей ригелів щодо осей опорних конструкцій 5 мм.

Монтаж збірних плит перекриття

У збірному розрізному перекритті, коли плити та ригелі працюють як самостійні елементи, плити спирають на полиці ригелів. В цьому випадку середні міжколонні плити приварюють до закладних деталей ригелів. Розпірні плити суміжних прольотів на рівні верхньої полиці з'єднують, зварюючи сталеві накладки. Шви між плитами перекриттів закладають розчином. Спільна робота плит перекриття досягається укладанням у шви між плитами арматурних каркасів та їх подальшим замонолічуванням.

Розпірні плити, розташовані з обох боків колони, приварюють на опорах і через накладки зварюють з плитами суміжних прольотів на рівні верхнього пояса. Рядові плити перекриттів укладають заставними деталями на закладні деталі полиць ригелів і зварюють.

Монтаж збірних з.б. сходових майданчиків та маршів.

Правильність установки сходових майданчиків перевіряється інвентарним шаблоном, що має форму поздовжнього перерізу маршу. Перевірку виконують у двох точках.

Монтаж сходових маршів провадиться лише після повного закріплення майданчиків. Сходовий марш подають до місця встановлення під необхідним кутом нахилу, який утворюється при використанні спеціальних вантажозахоплювальних пристроїв, згідно зі схемою стропування. При монтажі маршу спочатку слід опускати нижню частину, а потім верхню.

Після закінчення монтажу елементів сходів необхідно встановити постійні або тимчасові огороження маршів та майданчиків. Дерев'яні поручні огорожі повинні мати чисто стругану поверхню.

Опирання сходових маршів проводити після закінчення закладення у стінах опорних частин сходових майданчиків.

При подачі краном збірних конструкцій сходових маршів та майданчиків робітники повинні бути вилучені за межі сходової клітки та зони переміщення вантажу.

4.3. Календарний план виконання робіт

Таблиця 4.4 - Обсяги робіт з влаштування монтажу збірного ж.б. каркаса

Найменування робіт	Обсяг робіт	
	Од.Вим.	Кіл-сть
Монтаж збірного з.б. каркасу, у т.ч.		
Монтаж колон	шт.	98,0
монтаж ригілів	шт.	168,0
монтаж плит перекриття	шт.	640,0
Влаштування монолітних ділянок	м3	125,0
монтаж сходових майданчиків	шт.	17,0
монтаж сходових маршів	шт.	16,0
монтаж стінових панелей	шт.	451,0

Таблиця 4.5 - Калькуляція витрат праці та машинного часу.

Наименование	Обсяг робіт		Трудомісткість нормативна		Машиноємкість нормативная	
	Од. Вим.	Кіл-сть	чол-г на од.	чол-г на весь обсяг	маш-г на од.	маш-г на весь обсяг
Монтаж збірного з.б. каркасу, у т.ч						
монтаж колон	шт.	98,0	4,8	470,4	0,5	47,0
монтаж ригелів	шт.	168,0	1,4	235,2	0,3	47,0
монтаж плит перекриття	шт.	640,0	0,7	460,8	0,2	115,2
Влаштування моголітних ділянок	м3	125,0	0,4	52,5	0,3	37,5
монтаж сходових майданчиків	шт.	17,0	2,2	37,4	0,6	9,4
монтаж сходових маршів	шт.	16,0	2,2	35,2	0,6	8,8
монтаж стінових панелей	шт.	451,0	4,0	1804,0	1,0	451,0

4.4. Вимоги до якості та приймання робіт

Склад операцій та засоби контролю при монтажі колон, ригелів, плит перекриття, сходових майданчиків та маршів представлені в дод. Б.

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1.1 Аналіз проектних матеріалів

Календарний план виконання робіт розроблено для будівництва багатофункціонального адміністративно-торговельного і складського комплексу.

Будівля багатофункціонального адміністративно-торговельного та складського комплексу неправильної форми у плані. Будівля запроектована одно-двома поверховими, з розмірами в плані в осях 1-29/А-І (193,8х56,0м), в осях 30-35/К-Т (40,0х56,0м).

Будівля проектується каркасною з використанням збірних залізобетонних елементів ЗАТ «Парастек бетон». Каркас є зв'язковим. Основними несучими конструкціями будівлі є залізобетонні рами у двох напрямках (ж/б колони та балки), вертикальні зв'язкові діафрагми (стіни сходових клітин) та сполучні їх горизонтальні діафрагми (міжповерхові перекриття), які забезпечують просторову жорсткість каркасу будівлі.

Каркас поділено на блоки деформаційними швами. Основна сітка колон 8,0х8,0 та 8,0х16,0м.

Колони – збірні залізобетонні, перетином 400х400мм та 500х500мм, з важкого бетону класу С45/50.

Стіни – збірні залізобетонні товщиною 200мм із важкого бетону класу В25.

Перекриття – пустотні плити товщиною 200, 220, 265, 320, 500мм по збірним з/б попередньо напруженим ригелям: 400х600, 400х700, 400х820, 550х600, 700х700 0,00 З важкого бетону класу В50.

Покриття – пустотні плити 200, 220, 320, 400мм за ригелями. В осях Г-І прольоти перекритті 16-ти метровими скатними ригелями типу НІ-1, НІ-2 та НІ-3 з важкого бетону класу С45/50.

Сходові марші та майданчики – збірні залізничні, бетон класу С20/25.

5.1.2 Визначення номенклатури та підрахунок обсягів робіт

Підрахунок робіт проводиться на підставі об'ємно-планувальних рішень. Підрахунок обсягів робіт представлений у таблиці В.1, додатку В.

5.1.3 Вибір способів виконання робіт та засобів механізації .

Вибрані способи виконання робіт на зведення будівлі описані в таблиці В.2, додатку В.

5.1.4 Визначення нормативної машино- та трудомісткості, потреби в матеріальних ресурсах

За обраними способами виконання робіт та обсягами робіт підраховується трудомісткість робіт, витрати машинного часу та визначаються необхідні матеріально – технічні ресурси.

Трудомісткість робіт, не включених до номенклатури, приймається у відсотковому відношенні від трудомісткості загальнобудівельних робіт на весь будинок, і становить для житлового будинку: для електромонтажних - 6%, для слаботочних - 1%, для санітарно-технічних робіт -8,5%, робіт із благоустрою – 2%, для підготовчих робіт – 5%.

Відомість підрахунку трудомісткості робіт, потреби в машино-змінах, конструкціях, виробих та основних будівельних матеріалах представлена в таблиці.

Таблиця - відомість розрахунку трудомісткості пердставлена табл. В.2

5.1.5 Визначення тривалості робіт

Загальна тривалість робіт з будівництва багатофункціонального адміністративно-складського комплексу визначається за даними ДБН [4].

Відповідно до ДСТУ Б А.3.1-22:2013, тривалість будівництва будівлі складу будівельним об'ємом 48500 м³ становить 10,5 місяців.

Приймаємо тривалість будівництва багатофункціонального адміністративно-складського комплексу, будівельним об'ємом 48160 м³ – 10,0 міс. (нормативне значення).

Тривалість виконання окремих процесів робіт визначається залежно від фронту робіт на захватці, трудомісткість застосування методів виконання робіт, засобів механізації, змінності робіт виходячи з умов, що :

-тривалість робіт, що виконуються за допомогою машин, визначається за формулою

$$T_{\text{мех}} = N_{\text{маш-зм}} / n_{\text{маш}} * m$$

де $N_{\text{маш-зм}}$ - необхідна кількість машино-змін

$n_{\text{маш}}$ – кількість машин

m -кількість змін роботи на добу.

- тривалість процесів, що виконуються засобами малої механізації або вручну, визначається найбільшою кількістю робітників, яких можна розставити, виходячи з наявності фронту, необхідної ланці робітників під час роботи в одну зміну за формулою

$$T_p = Q_p / n_p$$

де Q_p - трудомісткість робіт у чел.-днях

n_p – кількість робочих, які можуть зайняти фронт робіт.

При виконанні робіт робітники або механізми можуть працювати швидше або повільніше, тому перевиконання норм виробітку планується до 8-12%.

Проектування КПВР ведеться шляхом послідовного наближення. Роботи, що підлягають виконанню, групуються у комплекси. В одному комплексі виконуються роботи, які можуть бути виконані однією комплексною бригадою одночасно. Визначаються провідні (основні) процеси: влаштування фундаменту, влаштування залізобетонного каркасу. Терміни інших процесів (оздоблювальні роботи, спеціальні роботи, влаштування покрівлі тощо) прив'язуються до провідних процесів. При складанні КПВР перевіряється рівномірність використання робочих шляхом складання епюри робочої сили в об'єкті. Графік представлений у графічній частині проекту. На підставі КПВР складається графік руху основних будівельних машин із зазначенням терміну початку та завершення робіт кожного механізму. Графік представлений у графічній частині проекту. Потреба у матеріалах та ресурсах визначається відповідно до КПВР.

Графік надходження матеріалів, будівельних конструкцій та обладнання представлений у графічній частині проекту.

6. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Економічний розділ є важливою складовою проєктної документації, оскільки дозволяє оцінити вартісні показники будівництва, визначити обсяг необхідних фінансових ресурсів, а також обґрунтувати доцільність прийнятих архітектурно-планувальних, конструктивних, технологічних та організаційних рішень. У сучасних умовах будівельна галузь потребує не лише технічно правильних, але й економічно раціональних проєктних рішень, які забезпечують ефективне використання матеріальних, трудових, технічних і фінансових ресурсів.

Економіка будівництва охоплює комплекс питань, пов'язаних із визначенням кошторисної вартості будівництва, плануванням витрат, оцінкою ефективності використання ресурсів, формуванням договірної ціни, а також контролем за витратами на всіх етапах реалізації будівельного проєкту. Для об'єктів будівництва важливо забезпечити оптимальне співвідношення між вартістю будівельно-монтажних робіт, якістю виконання, строками будівництва та експлуатаційними характеристиками майбутньої будівлі.

Кошторисна вартість будівництва є основним економічним показником, який визначає розмір грошових коштів, необхідних для виконання будівельно-монтажних робіт, придбання матеріалів, виробів і конструкцій, експлуатації будівельних машин і механізмів, оплати праці робітників, а також покриття інших витрат, пов'язаних із реалізацією проєкту. Вона визначається на основі проєктних рішень, обсягів робіт, чинних кошторисних норм, вартості матеріальних ресурсів, тарифів на оплату праці та експлуатацію машин.

Під час розроблення економічного розділу враховуються основні види витрат, які виникають у процесі будівництва. До них належать прямі витрати, загальновиробничі витрати, адміністративні витрати, кошти на покриття ризиків, прибуток підрядної організації, податки та інші обов'язкові платежі. Прямі витрати включають вартість будівельних матеріалів, виробів і конструкцій, заробітну плату робітників, а також витрати на експлуатацію будівельних машин

і механізмів. Саме прямі витрати становлять основну частину кошторисної вартості будівельно-монтажних робіт.

Вартість матеріалів, виробів і конструкцій визначається з урахуванням їх кількості, передбаченої проєктом, а також поточних цін на будівельному ринку. Раціональний вибір матеріалів має суттєвий вплив на загальну вартість будівництва. При цьому необхідно враховувати не лише початкову вартість матеріалів, а й їх довговічність, енергоефективність, технологічність монтажу та подальші експлуатаційні витрати. Використання сучасних ефективних матеріалів може підвищити початкову вартість окремих конструктивних елементів, однак у подальшій експлуатації забезпечити економію енергоресурсів і зниження витрат на утримання будівлі.

Витрати на оплату праці робітників визначаються відповідно до трудомісткості виконання будівельно-монтажних робіт, складу бригад, кваліфікації виконавців і прийнятої технології будівництва. Зменшення трудомісткості робіт може бути досягнуто шляхом застосування індустріальних методів будівництва, використання збірних конструкцій, засобів малої механізації, ефективного календарного планування та раціональної організації робочих місць. Правильна організація праці дає змогу скоротити непродуктивні витрати часу, підвищити продуктивність і забезпечити виконання робіт у встановлені строки.

Витрати на експлуатацію машин і механізмів залежать від прийнятих методів виконання робіт, обсягів механізованих процесів, тривалості роботи техніки та її технічних характеристик. При виборі будівельних машин необхідно враховувати не лише їх продуктивність, а й економічну доцільність застосування на конкретному об'єкті. Надмірне використання потужної техніки може призвести до необґрунтованого збільшення вартості будівництва, тоді як недостатня механізація робіт збільшує трудомісткість і тривалість будівельного процесу.

Загальновиробничі витрати пов'язані з організацією та управлінням будівельним виробництвом. Вони включають витрати на утримання апарату

управління будівельної організації, забезпечення охорони праці, обслуговування будівельного майданчика, тимчасові споруди, зв'язок, освітлення, водопостачання, електропостачання та інші потреби, необхідні для нормального виконання робіт. Оптимізація цих витрат досягається завдяки раціональному будівельному генеральному плану, ефективному використанню тимчасових будівель і споруд, правильному розміщенню складів, під'їзних шляхів та інженерних мереж.

Важливе значення для економіки будівництва має календарне планування. Календарний графік дозволяє визначити послідовність виконання робіт, тривалість окремих будівельних процесів, потребу в робітниках, машинах, механізмах і матеріальних ресурсах у часі. Раціонально складений календарний план сприяє скороченню строків будівництва, рівномірному використанню трудових ресурсів, зменшенню простоїв техніки та запобіганню затримкам у постачанні матеріалів. Це безпосередньо впливає на зниження загальної вартості будівництва та підвищення ефективності реалізації проєкту.

У процесі розроблення проєкту важливо забезпечити економічну ефективність прийнятих конструктивних рішень. Конструктивна схема будівлі, тип фундаментів, матеріали стін, перекриттів, покриття, покрівлі та інженерних систем повинні бути не лише надійними та безпечними, але й економічно обґрунтованими. При виборі конструкцій необхідно враховувати їх несучу здатність, довговічність, технологічність виготовлення та монтажу, доступність матеріалів, а також витрати на транспортування і експлуатацію.

Особливу увагу слід приділяти енергоефективності будівлі. Економічна доцільність сучасного будівництва значною мірою визначається не лише вартістю зведення об'єкта, а й витратами на його подальшу експлуатацію. Застосування ефективної теплоізоляції, енергоощадних віконних блоків, раціональних інженерних систем, сучасних матеріалів і конструкцій дозволяє зменшити тепловтрати, скоротити витрати на опалення, вентиляцію та кондиціювання, а також підвищити комфортність внутрішнього середовища.

В умовах воєнного стану та майбутньої післявоєнної відбудови України економічна складова будівельних проєктів набуває особливого значення. Значні руйнування житлової, громадської, промислової, логістичної та сільськогосподарської інфраструктури зумовлюють потребу у швидкому, якісному й економічно раціональному відновленні будівель і споруд. У таких умовах необхідно застосовувати проєктні рішення, які забезпечують оптимальне використання ресурсів, скорочення строків будівництва, можливість поетапного введення об'єктів в експлуатацію та зменшення витрат протягом життєвого циклу будівлі.

Під час визначення вартості будівництва важливо враховувати можливі ризики, пов'язані зі зміною цін на матеріали, паливо, енергоресурси, логістичними ускладненнями, дефіцитом окремих видів продукції та зміною умов виконання робіт. Саме тому кошторисна документація повинна бути достатньо обґрунтованою, прозорою та такою, що відповідає чинним нормативним вимогам у сфері ціноутворення в будівництві.

Кошторисна документація є основою для планування фінансування, визначення договірної ціни, проведення закупівель, контролю виконання робіт і розрахунків між замовником та підрядною організацією. Вона дозволяє оцінити загальну потребу в коштах, структуру витрат, вартість окремих видів робіт, а також економічну ефективність прийнятих проєктних рішень.

Таким чином, економічний розділ пояснювальної записки дозволяє комплексно оцінити вартісні показники будівництва та обґрунтувати раціональність прийнятих технічних і організаційних рішень. Економічно обґрунтоване проєктування сприяє зниженню витрат, підвищенню ефективності використання ресурсів, скороченню строків будівництва та забезпеченню належної якості будівельної продукції.

Локальний кошторис на загальнобудівельні роботи, а також інші базові кошториси наведено у додатку Г.

7. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

АНАЛІЗ ВПЛИВУ КОРОЗІЙНИХ ПОШКОДЖЕНЬ НА МІЦНІСТЬ ЗЧЕПЛЕННЯ АРМАТУРИ З БЕТОНОМ

Актуальність теми

Утворення залізобетону як матеріалу для будівельних конструкцій зумовлено необхідністю забезпечення зчеплення арматури з бетоном. За рахунок зчеплення зусилля розтягу або стиску в арматурі передаються на бетон, здійснюється перерозподіл зусиль між арматурою і бетоном після утворення тріщин, анкерування кінців арматури в опорних вузлах, з'єднаннях, місцях обриву стрижнів і таке інше.

Результатом взаємодії арматурного стрижня з бетоном є виникнення сил зчеплення, які інтегрально оцінюються величиною умовних дотичних напружень, які діють на поверхню контакту арматури з бетоном. Величина дотичних напружень залежить від фізико-механічних характеристик бетону і геометричних параметрів профілю і стану поверхні арматури.

Найбільш значущими факторами впливу характеристик бетону є його міцність, тип цементу, гранулометричний склад і рухливість суміші, технологія ущільнення, час і умови твердіння, положення арматури при бетонуванні, товщина захисного шару.

Найбільш значущими факторами впливу арматури є профіль перерізу і стан поверхні. Для арматури періодичного профілю зчеплення з бетоном забезпечується за рахунок зм'яття бетону між поперечними виступами профілю, адгезією і силами тертя на поверхні контакту арматури і бетону.

Основним фактором, який визначає вплив адгезії і сил тертя на зчеплення з бетоном є стан поверхні арматури. Корозійні пошкодження на поверхні арматури, які виникають при перевезенні і зберіганні (атмосферна корозія) можуть впливати на адгезію арматури з бетоном, підлягають вивченню для оцінки можливості застосування такої арматури.

Постановка проблеми

В останні десятиліття корозія була визначена як найпоширеніша причина, яка загрожує довговічності залізобетону (ДБ). В останні десятиліття корозію визначають як найбільш поширену причину, що загрожує довговічності залізобетонних конструкцій (ЗБК) в умовах агресивного середовища. Це призводить до величезних прямих і непрямих витрат [47, 48]. Національна асоціація інженерів з корозії (NACE) [49] повідомила, що корозія спричиняє щорічні збитки у розмірі 2,5 трильйонів доларів США у всьому світі. На рисунку 5.1 показано частки щорічних втрат у різних країнах.

Аналіз публікацій. Дослідники продемонстрували, що цей зв'язок є більш вразливим до корозії. Auyeung та ін. [50] підтвердили, що погіршення міцності зчеплення необмеженого бетонного зразка з корозійною сталевую арматурою (арматурою) є набагато більш критичним, ніж втрата поперечного перерізу. Згідно з їхніми висновками, зменшення діаметра на 2% може призвести до втрати зв'язку на 80%. Дослідження Li та Zheng [51] також показує, що структурна деградація зв'язку варіюється більше, ніж втрата жорсткості та міцності. Таким чином, корозійно-індукована деградація зв'язку стає дуже актуальною. Однак механізми зчеплення між арматурою та бетоном є досить складними через багато факторів впливу. Незрозумілість може збільшитися, якщо дослідити вплив корозії на з'єднання. Незважаючи на те, що дослідники інтенсивно вивчали цю тему, залишається кілька прогалин у знаннях. Крім того, запропоновані моделі деградації міцності зв'язку через корозію арматури в літературі розпорошені.

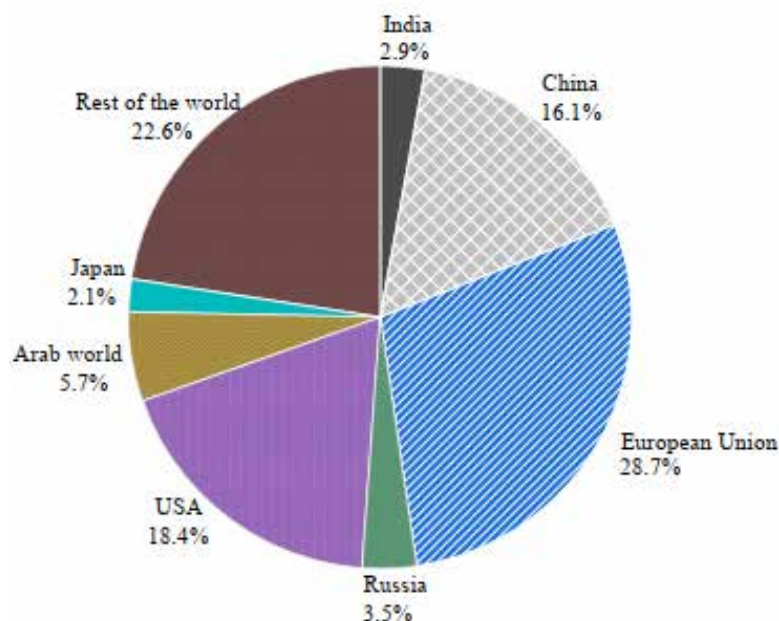


Рис. 7.1 Економічні втрати від корозії

Деякі автори також опублікували оглядові статті за даною темою у зв'язку із швидким збільшенням літератури [52-54]. Лундгрєн [53] (2007) систематично описав вплив корозії на зв'язок між арматурою та бетоном. Аналіз методом скінченних елементів забезпечив базове розуміння різних випадків. Результати МСЕ потім порівнюються з дослідженнями експериментальних робіт, щоб надати загальне уявлення про вплив типу арматури, наявності стрем'янок та утримання бетону. Манчіні і Тондоло [51] (2014) розглянули дослідження корозійної деградації зв'язків в елементах РС. Вплив довжини з'єднання у поєднанні з різними методами випробування з'єднання були узагальнені в дослідженні. У 2019 р., Лін та ін. [55] проаналізували останні дослідження щодо погіршення зчеплення корозійно пошкодженої арматури під дією циклічних або монотонних навантажень.

В огляді описано найвпливовіші фактори, що впливають на корозійне зниження міцності зчеплення. Крім того, порівнюються різні запропоновані моделі для оцінки поведінки зчеплення (міцність зчеплення і крива "напруження-ковзання"). Вони підкреслили, що моделі деградації здебільшого базуються на конкретних результатах випробувань і ще не є узагальненими.

Метою дослідження є визначення найпоширеніших методів, результатів і напрямів експериментальних досліджень стосовно впливу корозії на міцність зчеплення арматури з бетоном шляхом систематичного огляду літератури.

Задачі досліджень:

1. Провести аналітичний огляд наявних літературних джерел за темою дослідження.

2. Провести порівняльний аналіз методів та результатів експериментальних досліджень впливу корозії на міцність зчеплення арматури з бетоном.

3. На основі порівняльного аналізу досліджень:

- виявити найбільш та найменш досліджені параметри, які впливають на оцінку впливу корозії на міцність зчеплення;

- визначити найбільш точні моделі зниження зчеплення арматури з бетоном внаслідок корозії;

- визначити найбільш перспективні напрямки подальших досліджень за даною тематикою.

Результати роботи – на основі аналітичного огляду наявних літературних джерел за темою експериментальних досліджень впливу корозії на міцність зчеплення арматури з бетоном виявити найбільш та найменш досліджені параметри, найбільш точні моделі досліджень, а також перспективні напрямки подальших досліджень за даною тематикою.

Об'єкт дослідження: зчеплення з бетоном арматури періодичного профілю з корозійними пошкодженнями внаслідок атмосферної корозії.

Предмет дослідження: експериментальні дослідження та моделі урахування впливу корозії на міцність зчеплення арматури з бетоном.

7.1. Експериментальні зразки та методи досліджень зчеплення арматури з бетоном

7.1.1 Зразки з виведених з експлуатації споруд

Найбільш наочні та реалістичні умови досягаються при використанні природно зіпсованих зразків для дослідження впливу корозії. Автори [56-59] досліджували вплив корозії на торцеве анкерне кріплення шляхом проведення випробування на чотириточковий згин списаних крайніх балок зі Сталлбека (Швеція). Однак, випробування зразків виведених із експлуатації конструкцій може бути складним завданням, оскільки впливові фактори, ймовірно неконтрольовані. Таким чином, дані можуть бути лише інформативними. У нещодавній статті Lundgren та ін. [61] запропонували підхід для вибору і розробки випробувань на міцність з використанням зразків з виведених з експлуатації конструкцій.

7.1.1.1 Метод прискореної корозії

Природна корозія є відносно повільним явищем. Для відтворення цього явища в лабораторних умовах зазвичай використовують методи прискореної корозії, зокрема, цикли "сухий-вологий", випробування сольовим туманом і прискорену електричну корозію. Випробування на електричну прискорену корозію часто використовують для вивчення характеристик з'єднання кородованих зразків через його переваги (короткий час, контрольована густина струму та портативне випробувальне обладнання) [63]. Цей підхід є переважно електрохімічним за своєю природою, коли арматура слугує анодом, а пластини з нержавіючої сталі або міді - катодом. Потім корозію арматури прискорюють за допомогою постійного струму. Для забезпечення нормального проведення випробування на корозію під дією електричного струму до свіжого бетону часто додають приблизно 5% хлориду натрію.

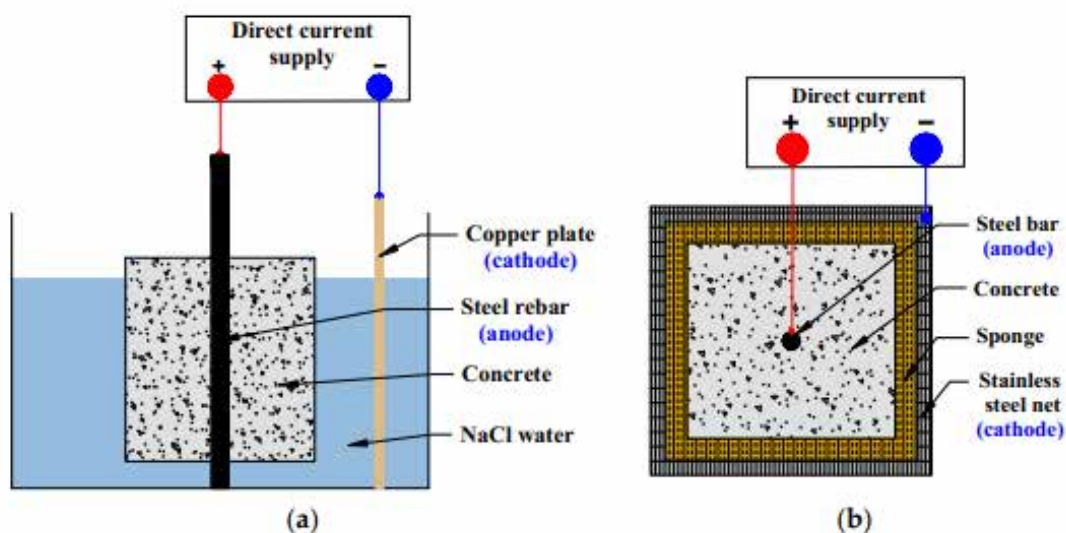


Рис. 7.2 Метод прискореної електричної корозії:

(а) занурений зразок; (б) загорнутий зразок

7.2. Експериментальна установка для випробування зчеплення

7.2.1 Випробування на висмикування

Дослідники проводять експерименти на висмикування для вимірювання міцності зчеплення через його простоту та високу відтворюваність. Він полягає у прикладенні розтягуючої сили до сталевих стержнів, забетонованих у бетонний масив, як показано на рис. 5.3. Коротка довжина з'єднання (переважно в п'ять разів більша за діаметр арматури) зазвичай використовується для того, щоб зосередити увагу на локальній поведінці зчеплення.

В залежності від положення основної випробовуваної арматури, випробування на висмикування розподіляються на випробування на центральний розтяг або позацентровий розтяг. Однак при випробуванні на висмикування арматура знаходиться у напружено-деформованому стані розтягу, а бетон - у стані стиску, що не відображає реальну ситуацію в конструкції. Щоб подолати цей недолік, AuYeung та ін. [51] використали модифіковану версію випробування на концентричне витягування.

Вони встановили дві вирівняні арматури з різною довжиною закладення. Один кінець довшої арматури фіксується, а коротший кінець витягується для визначення міцності зчеплення (рис. 5.4).

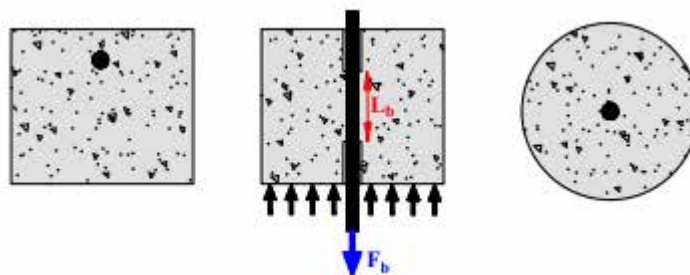


Рис. 7.3 Випробування на висмикування

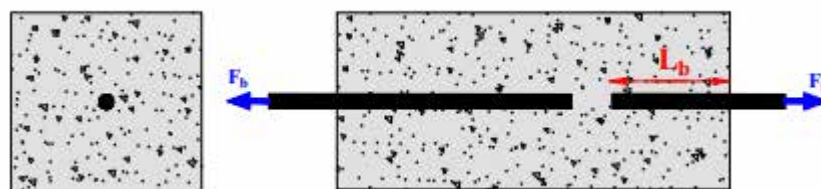


Рис. 7.4 Випробування на висмикування, модифіковане Ауенгом [51]

7.2.2 Балкове випробування

Деякі автори також оцінювали поведінку з'єднання, використовуючи балку при чотириточковому згині для відтворення фактичних напружень у ЗБ-балках [47, 59-61]. Ефективність з'єднання вимірюється за допомогою сталевих стержнів, розташованих в зоні розтягування, як показано на рис. 5.4 Мангат і Елгарф [49] використовували інший варіант шарнірної балки (рис. 5.5, б). Порівняно з випробуванням на витягування, випробування балки є більш реалістичним, включаючи згинальний момент і зсув в РС елементі [65]. Крім того, зв'язок досліджується, коли і бетон, і арматура перебувають під напруженням.

Однак випробування балкою, як правило, менш поширене через його складність, високу вартість і відносно низьку відтворюваність. вартості та відносно низької відтворюваності. Тому Чана [49] розробив зразок кінця балки з паралельними брусками, відлитими навколо чотирьох кутів. В результаті

міцність зчеплення можна перевірити як для умов верхнього, так і для нижнього лиття. (рис. 7.6).

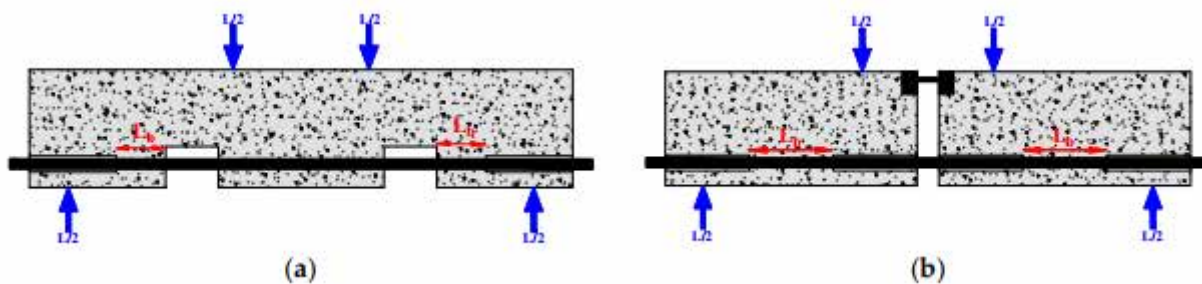


Рис. 7.5 Балкове випробування: (а) з кишенею; (б) з шарніром

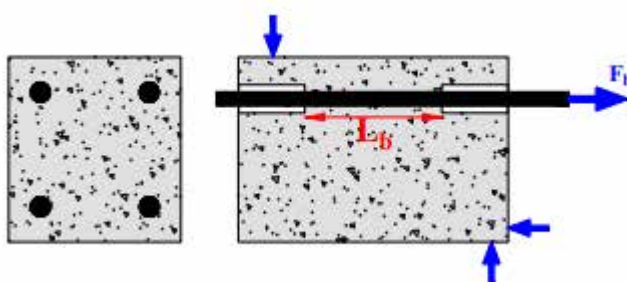


Рис. 7.6 Балкове кінцеве випробування, запропоноване Чаною [48]

Крім того, Ханджарі та ін. [56] ще більше спростили балковий тест. Як показано на рис. 7.7, було обрано лише опорну частину кінця балки і змодельовано силу реакції цієї частини було змодельовано силу реакції частини, що зменшило вартість випробування та покращило повторюваність.

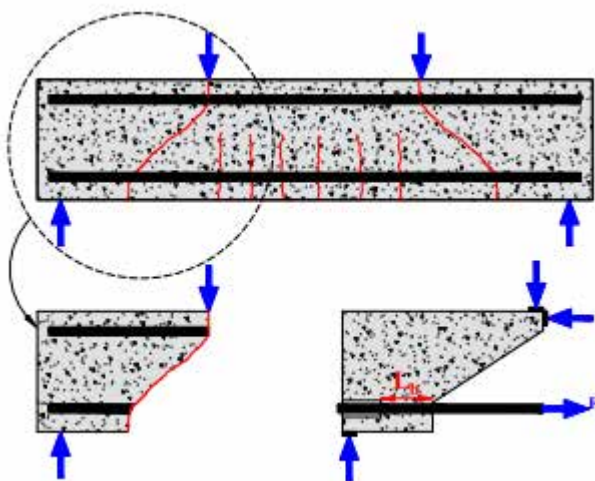


Рис. 7.7 Модифіковане балкове випробування за Ханджарі та ін. [56]

Наявність корозії збільшує невизначеності, що призводить до більшого розкиду міцності з'єднання. Кожен метод випробування має певні характеристики поведінки з'єднання.

Тому не можна визначити єдиний стандарт для випробування з'єднання, оскільки жодне випробування не може повністю описати поведінку з'єднання.

7.3. Погіршення міцності зчеплення через корозію

7.3.1 Корозія основної арматури

У кількох дослідженнях вивчався вплив поздовжньої корозії арматури на міцність зчеплення з бетоном [59-61]. Результати вказують на загальну тенденцію погіршення міцності з'єднання внаслідок корозії. На рис. 7.8 показано відношення міцності з'єднання корозійної арматури до некорозійної арматури при різних ступенях корозії. Тенденція деградації характеризується трьома стадіями. На стадії 1 (низький рівень корозії) виробництво експансивних продуктів корозії може покращити зчеплення з арматурою, збільшуючи міцність зчеплення. Експансивні матеріали можуть розтріскувати бетонне покриття в міру розвитку корозії, швидко знижуючи міцність з'єднання (стадія 2). На стадії 3 (високий рівень корозії) міцність з'єднання не змінювалася зі збільшенням втрати маси, асимптотично наближаючись до межі. Значне погіршення стану ребер призвело б до поведінки типу тертя, порівнянної з гладкими стрижнями [60,62]. Як наслідок, міцність зв'язку міцність зв'язку повільно зменшується на стадії 3.

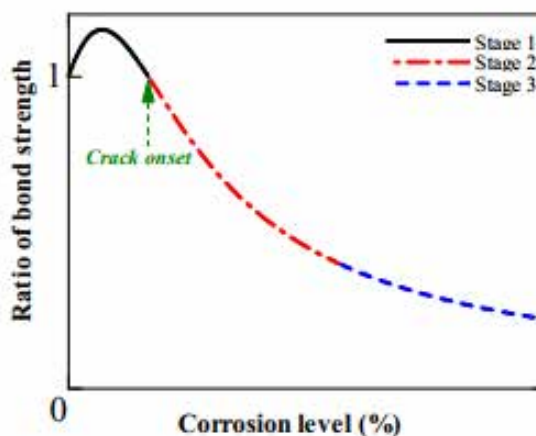


Рис. 7.8 Зниження міцності зчеплення у зв'язку із рівнем корозії

7.4. Основні фактори, які впливають на міцність зчеплення корозійних зразків

Вибрані статті показали, що на погіршення міцності зчеплення впливають декілька факторів, включаючи тип корозії (рівномірна/точкова, спричинена хлоридами або карбонізацією; вологе або сухе середовище); кількість хомутів; положення основного стержня; бетонне покриття; діаметр стержня та міцність бетону. Однак цей огляд включав лише три фактори (міцність бетону, співвідношення діаметра бетонного покриття до діаметра арматури та кількість хомутів). Ці фактори були обрані, оскільки автори вважали, що вони мають найбільш значний вплив.

Крім того, обрані фактори впливу є досить чітко визначеними.

7.4.1 Вплив міцності бетону

Ефективність з'єднання нормальних ЗБ елементів пропорційна міцності бетону. Збільшення міцності бетону призводить до збільшення міцності з'єднання. Ялсінер та ін. [53,56] досліджували вплив міцності бетону на втрату зчеплення через корозію. Вони провели випробування на витягування необмежених зразків з двома різними міцностями бетону (23 МПа і 51 МПа). Результати, наведені на рис. 5.9, показали, що корозійні зразки з вищою міцністю бетону показали більш значну деградацію міцності з'єднання. Це, ймовірно,

пов'язано з тим, що крихкість корозійних зразків спричинила різку втрату міцності зчеплення. Продукти корозії не дифундують швидко в пори бетону через відмінний опір проникності у високоміцному бетоні. Тому накопичення експансивних продуктів навколо арматури призводить до більш значної ширини індукованих тріщин, що призводить до більш серйозного погіршення міцності з'єднання [67, 68].

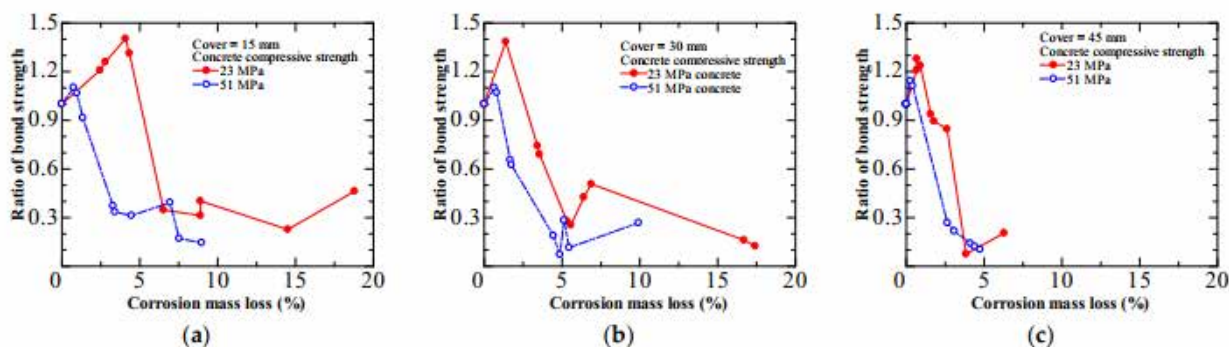


Рис. 7.9 Вплив міцності бетону від руйнування зчеплення згідно Ялсінеру та ін. [51]:

а) захисний шар – 15мм; б) захисний шар – 30 мм; с) захисний шар – 45мм

На рис. 5.10 показані результати досліджень Чжоу та ін. [49, 53]. Вони досліджували вплив міцності бетону на деградацію з'єднання, використовуючи дві різні бетонні суміші (20,7 МПа і 44,4 МПа) у зразках зі стременими. На противагу цьому, вони виявили, що міцність бетону на стиск не впливає на тенденцію деградації зв'язку. Вони підкреслили, що змішування різних режимів руйнування може ускладнити спостереження за впливом міцності бетону.

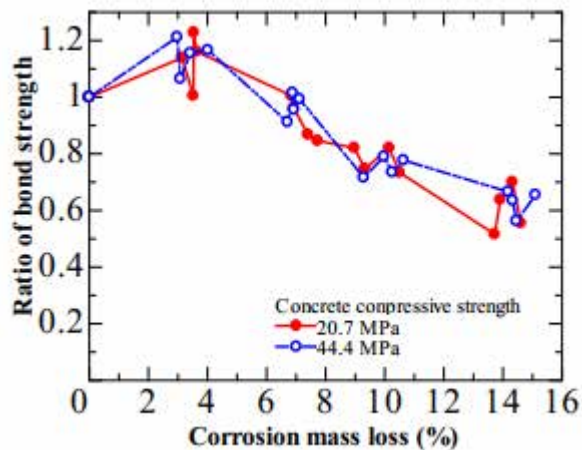


Рис. 5.10 Вплив міцності бетону на руйнування зчеплення згідно Чжоу та ін.[49]

7.4.2 Вплив відношення захисного шару до діаметру стержня c/d

Відношення товщини бетонного покриття c до діаметру сталевго стержня d (c/d) часто розглядається як вирішальний елемент, що впливає на міцність з'єднання. Було помічено, що міцність з'єднання зростає зі збільшенням c/d . Однак це збільшення є обмеженим; наприклад, міцність з'єднання залишається стабільною, коли $c/d \geq 3$ у зразку без стрижнів [46]. Аль-Сулаймані та ін. [56] провели витягування з використанням корозійних зразків, де було прийнято три співвідношення покриття до діаметра (c/d): 3,75, 5,36 і 7,5 для 20, 14 і 10-міліметрових стержнів, відповідно. Дані показали, що для початку розтріскування необхідно 4% корозії для співвідношення c/d 7; однак для розтріскування зразків із співвідношенням c/d 3 необхідно близько 1%. Вони припустили, що співвідношення покриття до діаметру (c/d) можна вважати важливим фактором, який виражає антикорозійний захист.

Крім того, Al-Sulaimani та ін. [56] показали, що погіршення зв'язку є більш серйозним у зразках з меншим c/d , як показано на рис. 5.11, а. Результати Amleh та ін. [57], показані на рис. 5.11, б, узгоджуються з результатами Al-Sulaimni та ін. Бетон все ще може передавати напруження через тріщини. В результаті залишкового утримання зразки з більш значним бетонним покриттям продемонстрували більшу міцність зчеплення.

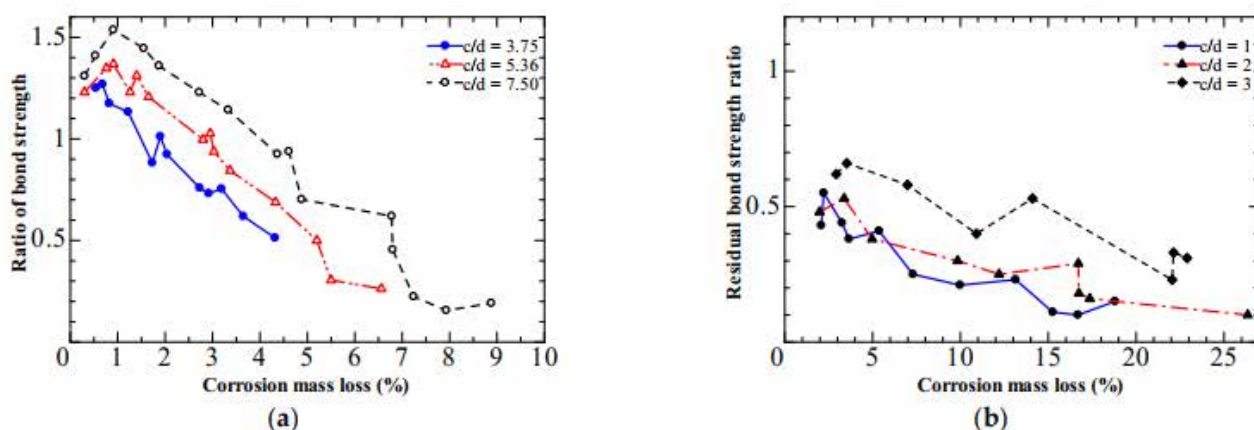


Рис. 5.11 Вплив відношення захисного шару до діаметру стержня c/d на руйнування зчеплення:

а) у дослідженнях Ель-Сулеймані та ін.[56]; б) у дослідженнях Амлех та ін. [57]

7.4.3 Вплив поперечної арматури

Вплив поперечної на погіршення якості з'єднання в результаті корозії є двоякий. Дослідження показали, що поперечна арматура може підвищити міцність бетону, обмежуючи ширину тріщин внаслідок корозії [54], як показано на рисунку 5.12. По-друге, декілька авторів досліджували вплив корозії поперечної арматури на деградацію зчеплення. Fang та ін. [62] провели випробування на осьове витягування корозійних зразків із хомутами і без них. Вони виявили, що помірна швидкість корозії (близько 4%) не має значного впливу на міцність з'єднання. Однак деградація з'єднання спостерігалася, коли ступінь корозії перевищував 6%. Чжоу та ін. [62] зосередилися на впливі корозії на характеристики з'єднання залізобетону. Вони дійшли висновку, що міцність з'єднання покращується, коли ступінь корозії стремена становить менше 10%. Однак деградація з'єднання спостерігалася, коли ступінь корозії стремена досягав 15%. Ці висновки, ймовірно, пов'язані з корозією хомута, яка спричиняє напруження обруча, що діє всередині та ззовні. Це напруження може призвести до розтріскування покриття і посилити зв'язок з бетоном основи, де знаходиться

випробувана арматура [53-55]. В результаті міцність зчеплення може збільшитися.

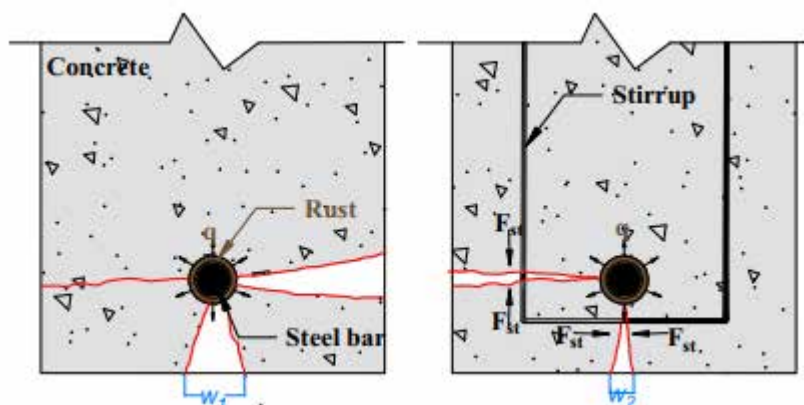


Рис. 7.12 Вплив хомутів на розтріскування покриття, спричинене корозією

Попередні дослідження визнали, що достатня кількість стремени може підтримувати зв'язок навіть у бетоні з тріщинами. Однак, стремени часто мають незначне бетонне покриття і є найбільш вразливими до корозії. Крім того, Hanjari та ін. [49] дійшли висновку, що значна деградація зв'язку відбувається лише тоді, коли рівень корозії стремени надзвичайно високий.

Однак деякі ніжки стремени зламані в точках пітінгу або майже зруйновані рівномірною корозією. корозією в таких екстремальних ситуаціях.

7.5. Моделювання порушення міцності зчеплення арматури з бетоном внаслідок корозії

Дослідники використовують різні методи для отримання моделей для прогнозування корозійної деградації міцності з'єднання. Більшість моделей ґрунтуються на конкретних експериментальних дослідженнях та розглядають різні параметри.

Крім того, Ван та ін. [56] і Бхаргава та ін. [59] використовували підхід товстостінного циліндра, щоб запропонувати теоретичну модель, яку згодом підтвердили експериментальні результати. Інші автори також збирали дані з попередніх досліджень, щоб запропонувати моделі деградації зв'язків за допомогою статистичного аналізу [67] або глибокого навчання [63]. Основним обмеженням цих моделей є те, що вони ґрунтуються на припущеннях щодо

значення основних вхідних факторів, які не піддаються послідовному вимірюванню.

Крім того, моделі проходять через послідовність складних методів інтеграції та виведення. У цьому джерелі [67] наведено велику базу даних експериментальних досліджень щодо руйнування зчеплення внаслідок корозії. У наступних підрозділах представлені деякі емпіричні моделі. Запропоновані моделі можна розділити на дві основні категорії: модель, що базується на корозійній втраті маси, і модель, яка базується на ширині тріщини.

7.6. Моделі, які базуються на корозійній втраті маси

Запропоновані моделі [49,53,67-70] узгоджуються з експериментальними даними, для яких вони були відкалібровані. Рис. 7.13 вказує на незначну узгодженість між запропонованими моделями, незважаючи на деяку схожість тенденцій руйнування.

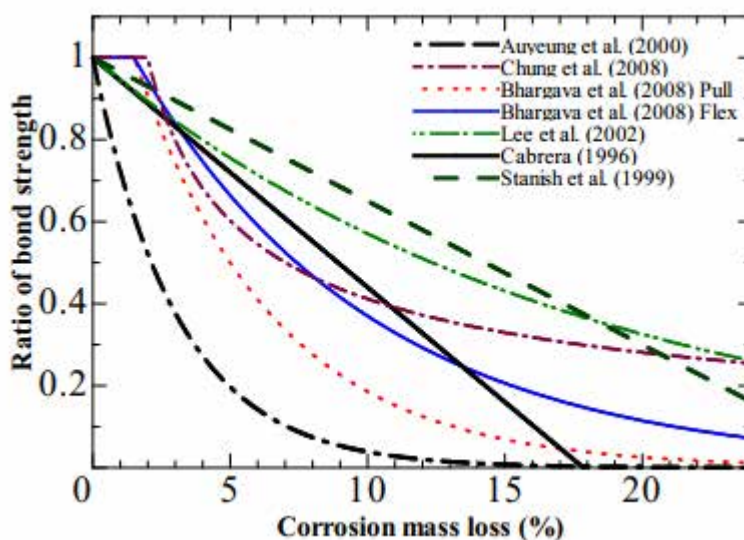


Рис. 7.13 Порівняння результатів розрахунку моделей, які базуються на корозійній втраті маси

Майже у всіх запропонованих емпіричних моделях спостерігаються однакові тенденції до деградації.

Через обмежену кількість тестових даних, використаних для валідації, кожна модель стверджувала, що може оцінити втрату зв'язку з достатньою точністю. Однак, моделі характеризуються дисперсією рівня втрати зв'язку. Розкид можна пояснити конструкцією зразка або невизначеністю, пов'язаною зі складним корозійним процесом.

Однак виявлено, що ця модель, де втрата маси є основним параметром, ймовірно, є складною для реалізації. Втрату маси кородованої арматури нелегко виміряти в реальних умовах. Тому для реалізації цих моделей інженерам спочатку знадобиться модель для кореляції вимірювань ширини поверхневих тріщин з "прихованою" внутрішньою корозією. Однак, багато невизначеностей, пов'язаних з кожною моделлю, можуть серйозно послабити корозію. Однак, багато невизначеностей, пов'язаних з кожною моделлю, можуть серйозно послабити її ефективність і точність.

7.7. Моделі, які базуються на ширині тріщини внаслідок корозії

Корозійне розтріскування поверхні легко вимірюється в реальних конструкціях і є зручна для практичного використання. Лоу та ін. [61-63] досліджували вплив розтріскування бетону на погіршення зчеплення. Вони стверджують, що міцність з'єднання корелює з шириною індукованих тріщин, а не з рівнем корозії. шириною індукованих тріщин, а не рівнем корозії. Крім того, вони підкреслили, що максимальна ширина тріщини максимальна ширина тріщини демонструє сильніший зв'язок, ніж середня. Крім того, в дослідженні тих же авторів підкреслили вплив відношення площі покриття до діаметру на погіршення стану [64].

Дані їхніх випробувань краще підходять під лінійну або логарифмічну функцію, оскільки корозія мало впливає на розтріскування при досягненні певної ширини тріщини.

Лін та ін. [65] зробили значний внесок, дослідивши взаємозв'язок між шириною поверхневих шириною поверхневих тріщин і деградацією з'єднання.

Вони використовували експерименти з прискореною корозією та ексцентричним витягуванням експерименти з прискореної корозії та ексцентрикового висмикування для вивчення впливу різних факторів, таких як довжина зв'язку, бетонне покриття, рівень корозії та відстань між стрижнями. Вони запропонували математичну модель для оцінки втрат зчеплення використовуючи ширину поверхневої тріщини як основний параметр, що виражається рівнянням (7.2).

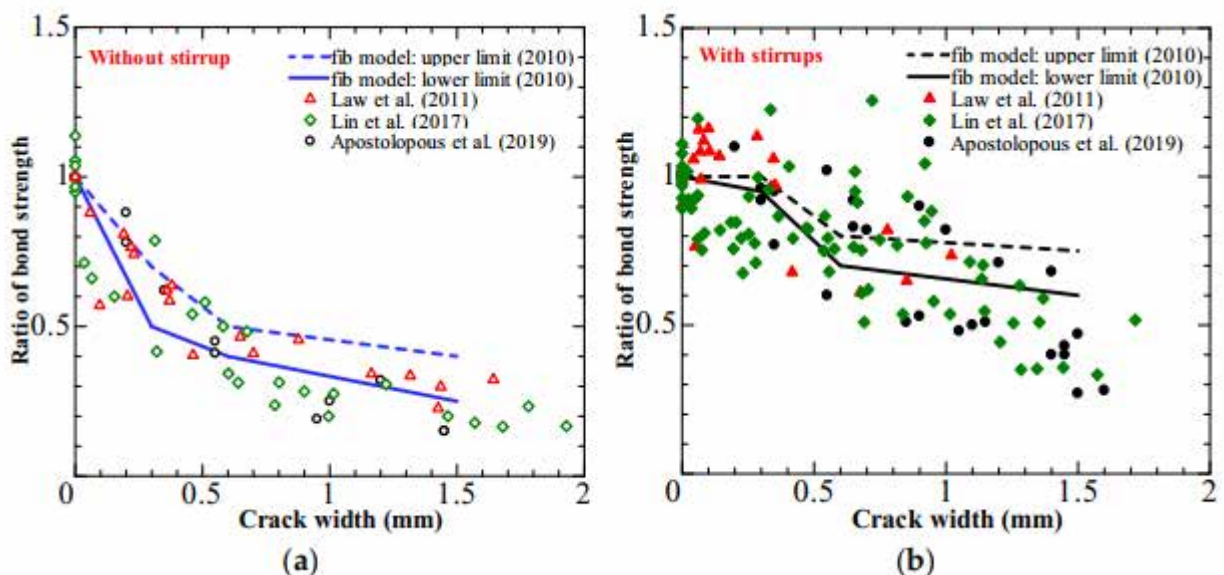
$$\tau_u(w_{ave}, w_{stave}) = \tau_u(0) D_{st} (1.0 - 0.9e^{-20p_{st}} (1.0 - e^{-1.73w_{ave}e^{-56.6p_{st}}})) \quad (7.1)$$

де w_{ave} - середня ширина поздовжньої тріщини; p_{st} - індекс стремена, $p_{st} = A_{st}/CS_{st}$;

A_{st} - площа поперечного перерізу стремена; S_{st} - відстань між стременими, а C - бетонне покриття. D_{st} є функцією середньої ширини бічної тріщини w_{stave} .

$$D_{st} = 1 - 0.68 \left(\frac{w_{stave} d_{st}}{-0.29C_{st} + 1.58d_{st}} + 1 - \left(1 - \frac{q}{d_{st}} (7.53 + 9.32 \frac{C_{st}}{d_{st}}) 10^{-3} \right)^2 \right) \quad (7.2)$$

де C_{st} - бетонне покриття стрем'янок; d_{st} - діаметр стрем'янки; q - коефіцієнт концентрації в ямі.



7.14 Порівняння моделі fib [68] з результатами випробувань в літературі [53, 55]:

(a) зразки без хомути; (b) зразки із хомутами

Рис. 7.14 вказує на сильну кореляцію між шириною індукованих тріщин та погіршенням зв'язку у необмежених зразках. Крім того, оцінки коду фібрової

моделі для зразків без обмежувачів добре передбачувані. Розкид даних вищий для зразків зі стременими. Фіброва модель не в змозі передбачити збільшення міцності зчеплення, спричинене використанням хомутив.

7.8. Нові задачі та напрямки досліджень

Корозія арматури призводить до зменшення перерізу сталі, зміни міжфазного шару бетон-арматура, а також до розтріскування бетону. Ці пошкодження повністю впливають на міцність зчеплення кородованого зразка. Однак ці ефекти призводять до труднощів в аналізі процесів на фундаментальному рівні і зводять нанівець загальну точність запропонованих моделей. Крім того, огляд літератури показав, що уніфікованої моделі для загальної достовірності поки що не існує. Розбіжності, виявлені в даних, в основному пов'язані з варіабельністю зразків, налаштуванням експериментальної машини, швидкістю корозії або типом корозії (рівномірна чи однорідна). типом корозії (рівномірна чи нерівномірна). Наступний підрозділ підсумовує попередню роботу для вирішення цієї проблеми. Крім того, представлені нові альтернативи для практичних моделей.

7.9. Вплив ступеня корозії

Як правило, дослідники широко застосовують установки для прискореної корозії з різною густиною струму, щоб відносно швидко відтворити ефект природної корозії. Однак густина струму прискореної корозії може бути в тисячі разів вищою, ніж виміряні в природних умовах [68, 70]. Деякі автори зосереджували увагу на впливі індукованої густини струму на руйнування з'єднання. Було показано, що збільшення густини струму було показано, що збільшення густини струму погіршує деградацію зв'язку [57, 58]. Крім того, Алонсо та ін. [69] дійшли висновку, що густина струму зменшує вплив оксидоутворення на розтріскування, можливо через утворення оксидів з меншим коефіцієнтом об'ємного розширення. Крім того, Corronelli [57] вказав, що

деградація матеріалу під дією електричного струму може погіршити деградація зв'язків при застосуванні високого рівня густини.

З іншого боку, дослідники вивчали погіршення зчеплення корозійних зразків, вилучених з виведених з експлуатації залізничних мостів [59]. Тахершамсі та ін. [53] досліджували деградацію зв'язку через корозійно-індуковану ширину тріщин 32-річних природно кородованих залізобетонних балок. Вони виявили більш значну ширину тріщин для заданих рівнів корозії, ніж попередні дослідники, які використовували прискорену корозію. На рисунку 7.15 показано, що зменшення міцності зв'язку в природно кородованому зразку було менш значним, ніж результати штучної корозії. Вони пояснили цю різницю різницею між природною і прискореною корозією та кумулятивним впливом замерзання-відтавання і корозії. На закінчення вони заявили, що оцінка погіршення стану зв'язку за допомогою прискореної корозії буде на безпечній стороні.

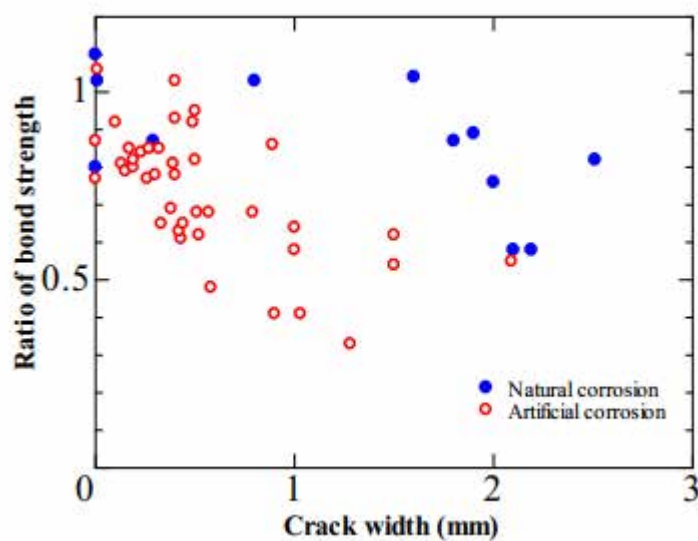


Рис. 7.15 Вплив ступеня корозії на руйнування зчеплення [53]

7.10. Арматурний стержень із нерівномірною корозією

Попередні дослідження впливу корозії на міцність зчеплення зразків були проведені методом прискореної корозії з використанням імпресійних струмів. В результаті досліджувані арматура була рівномірно роз'їдена корозією. Таким

чином, тільки механічне зчеплення і тертя сприяли міцності з'єднання кородованих зразків. Однак, природна корозія сталі, як правило, є нерівномірною по поверхні арматури. Таким чином, поверхня контакту інтерфейси корозійних і некорозійних ділянок роблять свій внесок у з'єднання. Для вирішення цієї проблеми цього, дослідження [86-88] були зосереджені на впливі нерівномірної корозії арматури на нерівномірної корозії арматури на погіршення міцності з'єднання. Фу та ін. [58] застосували два режими корозії для корозійних зразків RC для індукції нерівномірної та рівномірної корозії. На рисунку 20 показано, що деградація міцності з'єднання міцність з'єднання була загалом сильнішою у зразках з нерівномірною корозією, ніж у випадку рівномірної корозії. Погіршення стає більш помітним зі збільшенням рівня корозії. Це, ймовірно, пов'язано з концентрацією напружень в межах інтерфейсу.

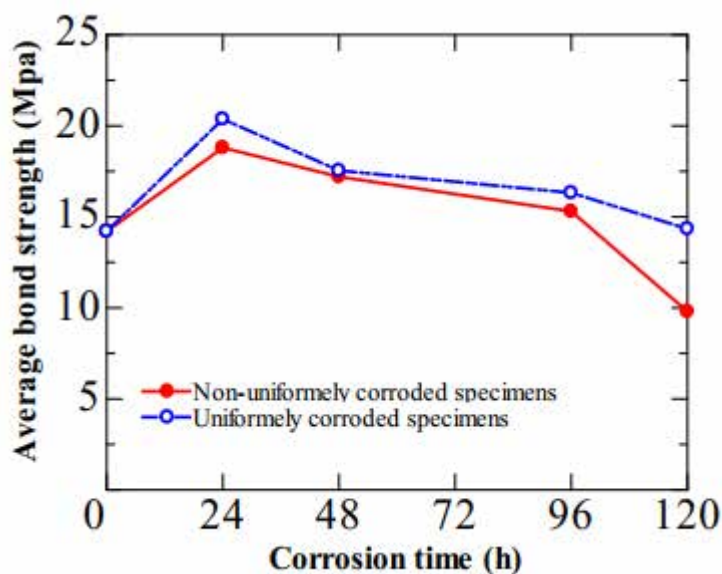


Рис. 7.16 Вплив часу корозії на міцність зчеплення

7.11. Ідентифікація пошкоджень зчеплення в корозійних зразках

Багато факторів впливають на зв'язок між арматурою та бетоном, що призводить до складної взаємодії. Нещодавно дослідники спробували уточнити пошкодження за допомогою акустичної емісії [56], ультразвукової технології [61] або цифрової кореляції зображень (ЦКЗ) [64]. Ouglova та ін. [69]

використовували ЦКЗ для дослідження початку руйнування зв'язку в корозійних зразках. Вони виявили, що збільшення рівня корозії сповільнює початок руйнування з'єднання. Крім того, середнє напруження з'єднання на початку прослизання є меншим, ніж міцність з'єднання під час випробування на витягування. Avadh та ін. [65] використовували корозійні зразки з вікном для безпосереднього для безпосереднього спостереження за поверхнею розділу арматури і бетону під час випробування на одноосьовий розтяг. Корозійну арматуру заливають новим бетоном, щоб усунути перешкоди, спричинені корозійними тріщинами, спричинені корозією. Вони провели DIC для вивчення впливу зменшення висоти ребер і наявності іржі на руйнування з'єднання. іржі на руйнування з'єднання. На рис. 5.17 показано зміну розподілу деформацій при навантаженні запозичено з Avadh et al. [62]. Початок і розвиток діагональних тріщин спостерігається у некородованих зразках і зразках зі ступенем корозії до 12% (зразки UC-00, C-06 та C-12). Крім того, спостереження за тріщиноутворенням показали, що підвищений ступінь корозії призводить до швидшого руйнування зв'язку між арматурою і бетоном.

Діагональні тріщини не спостерігалися у зразках з вищим ступенем корозії, незважаючи на те, що вони мали наявність ребер жорсткості (зразки C-15 і C-20)

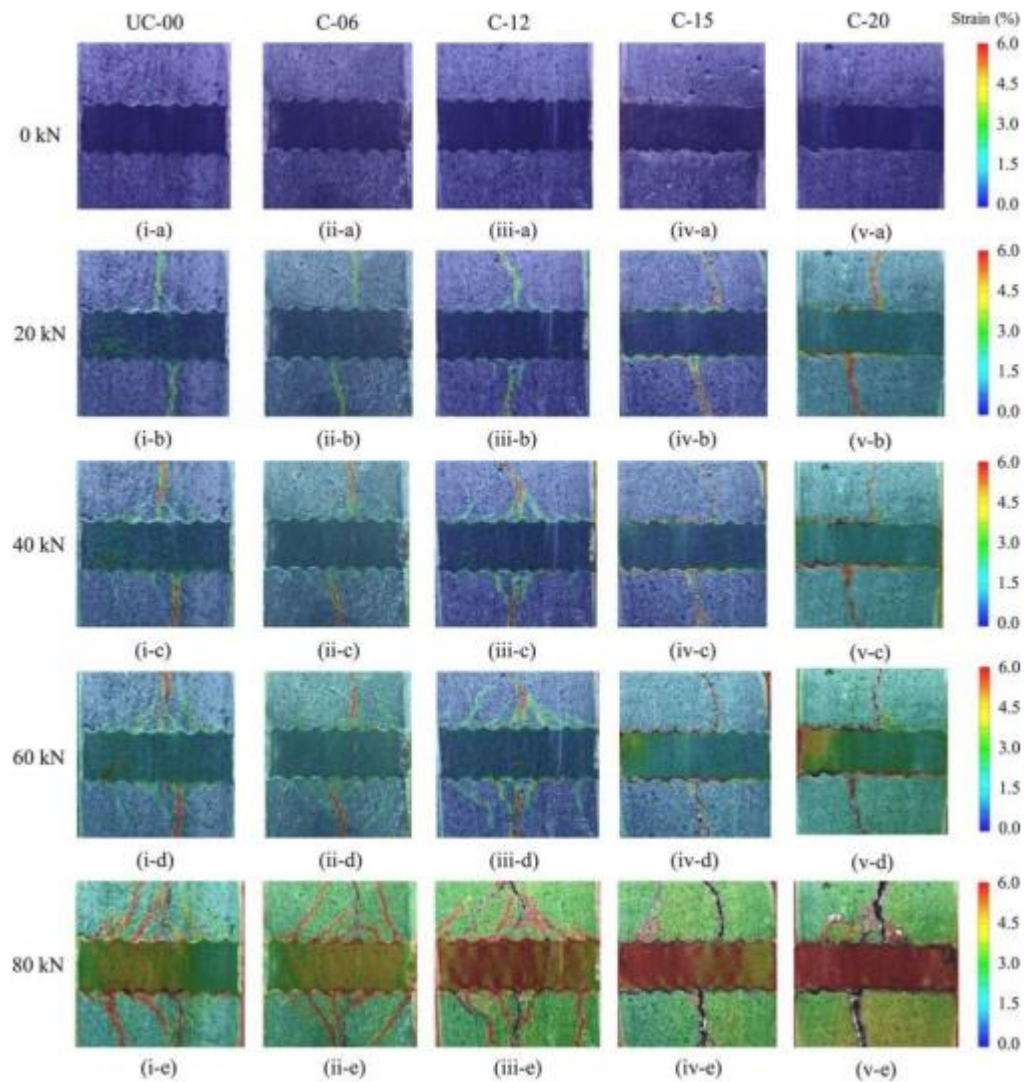


Рис. 7.17 Зміна розподілу деформацій при навантаженні. Передруковується з дозволу [91]. 2021, Elsevier. Зразки UC-00, C-06, C-12, C-15, C-20 мали ступінь корозії 0%, 6%, 12%, 15% і 20% відповідно

7.12. Визначення ступеню впливу корозії на зчеплення

У недавній літературі дослідники [54-56] намагалися дослідити окремий вплив корозійно-індукованих тріщин, корозійної форми арматури та іржі навколо арматури на властивості зчеплення на властивості зчеплення залізобетонних елементів (ЗБЕ). Результати роботи Янга та ін. [54] сприяють розуміння ізолюваного впливу різних корозійних пошкоджень на деградацію зчеплення.

Перша група включала некородовані зразки, а зразки піддавалися прискореній корозії. У другій групі зразки піддавалися прискореній корозії. Зразки третьої та четвертої груп були отримані шляхом переливання штучно кородованої арматури в новий бетон. Кородована арматура була очищена для третьої групи (без іржі) і непошкоджена для четвертої групи (з іржею). Автори дійшли висновку, що спричинені корозією тріщини були основною причиною деградації зв'язку.

Крім того, його вплив був більш значним, ніж варіації профілю арматури або накопичення іржі на межі розділу фаз. Jiradilok та ін. [57,58] підтверджують думку Yang та ін. [55] що корозійні тріщини мають домінуючий вплив на поведінку з'єднання. Крім того, вони стверджують що загальновживаний експериментальний метод не може врахувати кілька факторів, пов'язаних з корозією. Однак в кінцевому результаті можна було спостерігати лише ефект поверхневого розтріскування.

З іншого боку, Мак та ін. [59] змінювали умови герметизації різних зразків щоб варіювати потік іржі через бетонні пустоти. Вони успішно розділили рівень рівень корозії та ефект розширення, що призводить до розтріскування бетону. Їхні результати показали, що складно безпосередньо пов'язати погіршення зчеплення і корозію арматури. Таким чином, ширина бетонних тріщин ширина бетонних тріщин може бути кращим показником, ніж рівень корозії, для оцінки деградації міцності зчеплення.

7.13. Новий напрямок досліджень – пряма модель, яка базується на тріщинах

Були запропоновані нові методи для моделювання корозійного розтріскування для подолання обмежень, пов'язаних з електрокорозійними методами. обмеження, пов'язані з методами електричної корозії. Ширина тріщини використовується як параметр для дискретної оцінки погіршення стану з'єднання. Цей альтернативний підхід базується на попередніх висновках, які демонструють, що механізм зчеплення через ребра, що блокуються, переважає

над тертям після утворення тріщин. Крім того, припускається, що прямий зв'язок між зменшенням зчеплення і шириною тріщини ігнорує неоднозначність, пов'язану з продуктами корозії.

7.14. Тріщини, спричинені розколювальним навантаженням

Деснерк та ін. [68] провели випробування на витягування зразків з тріщинами, щоб зосередитися на більш фундаментальному ефекті індукованих тріщин. Перед навантаженням зразки піддавали випробуванню випробуванню на розколювання циліндра для індукування тріщин. До зразка прикладається дволінійне навантаження з протилежних сторін і вздовж осі бетонного циліндра до появи перших тріщин у бетоні. У цей момент зразок розвантажується. Результати показали, що деградація міцності зчеплення для

зразків з подвійними тріщинами була на 65% вищою, ніж для зразків з одинарними тріщинами. Крім того, вплив нахилу тріщини на структуру ребер є незначним. Мусаві та ін. [67] також застосували той самий метод для індукування тріщин. Хоча дослідження показали цікавий результат, цей метод не є легко відтворюваним.

7.15. Тріщини, спричинені трубою, заповненою розширювачем

З іншого боку, Syll та ін. [65] запропонували новий метод індукування розтріскування бетону. В алюмінієву трубу, занурену в бетон, заливають розширювач в бетон, щоб імітувати розширення об'єму арматури внаслідок корозії, як показано на рис. 5.18, а. Розширювач - це невибуховий засіб для руйнування, який в основному використовується для руйнування гірських порід і залізобетонних конструкцій. У вигляді порошку він розширюється при гуміфікації з 30% води. Зразок розташовують таким чином, щоб вісь алюмінієвої труби була вертикально встановлена щоб швидко залити розширювач, як показано на рисунку 22b. Ширина тріщини збільшується з часом, що минув після заповнення. Таким чином, можна швидко отримати цільову ширину тріщини

ширину тріщини, спостерігаючи за часом. Отримані результати демонструють, що природа тріщин, що розщеплюються суттєво впливає на деградацію міцності з'єднання, причому втрата міцності з'єднання є більш значною у випадку "бічного розколу", ніж у випадку "одиначного розколу".

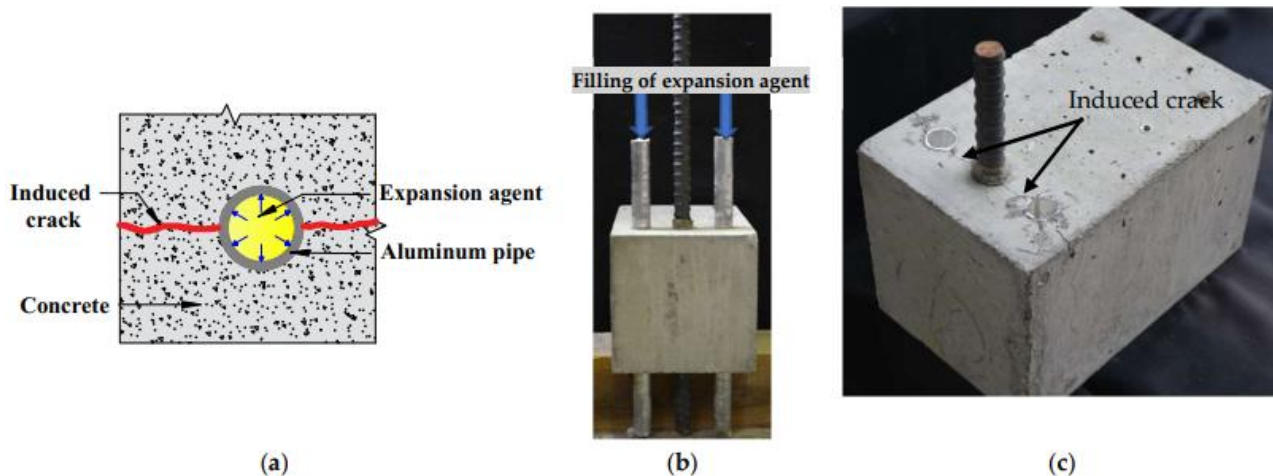


Рис. 7.18 Розтріскування бетону за допомогою ЕАФР: (а) процес розтріскування; (б) заповнення розширенням; (в) приклад розтріскування (запозичено з роботи Сілл та ін.)

Крім того, враховуючи ширину індукованої тріщини, надається емпірична модель для прогнозування зменшення міцності зв'язку через корозію арматури. Рис. 7.19 показує, що ці моделі прогнозування добре корелюють з наявними літературними даними [63, 64]. Це підтверджує що прямий зв'язок між зменшенням зчеплення і шириною тріщини може ігнорувати неоднозначність, пов'язану з накопиченням продуктів корозії. На закінчення, тріщини, спричинені ЕАФП можуть ефективно кількісно оцінити чистий збиток від корозії. Оскільки ширина індукованої тріщини є найбільш очевидним показником корозії, зручно виражати деградацію зв'язку безпосередньо за допомогою цього легкого для вимірювання індикатора пошкодження.

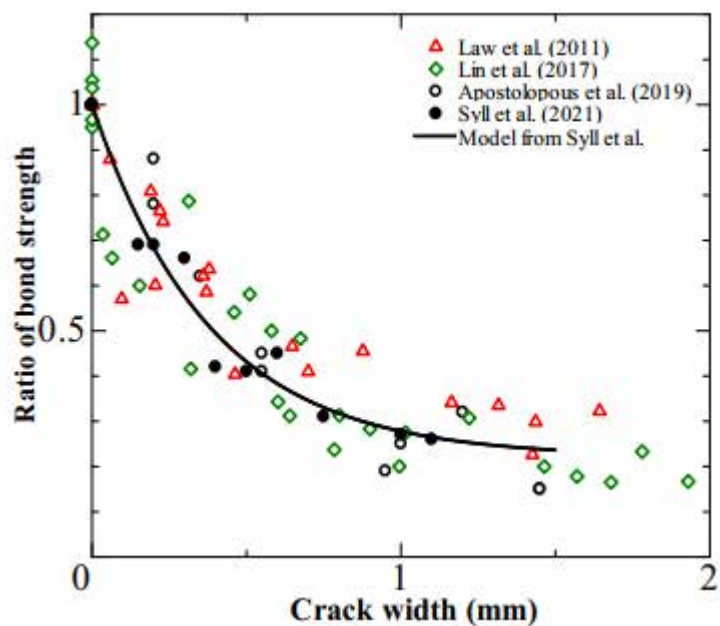


Рис. 7.19 Порівняння формул Сілл та ін. [49] з експериментальними результатами досліджень [55-57]

Висновки за результатами дослідження

Систематичний огляд літератури, проведений в даній роботі, показав, що питаннями, пов'язаними із зниженням міцності зчеплення арматури з бетоном внаслідок корозії, приділяється значна увага в останні роки. Крім того, у цьому дослідженні представлено загальний огляд впливу корозії на міцність зчеплення між бетоном і арматурою. Можна зробити наступні висновки:

1. В дослідженнях для побудови моделей прогнозування зниження міцності зчеплення корозійно пошкоджених елементів найчастіше використовуються: корозійна втрата маси, ширина корозійно-індукованої тріщини, кількість стрижнів та відношення діаметру покриття до діаметру стержня c/d .

2. Обмеження, яке забезпечується поперечною арматурою та бетонним захисним шаром має важливе значення для обмеження погіршення з'єднання через корозію. Однак, вплив міцності бетону на погіршення міцності зчеплення залишається недостатньо дослідженим.

3. Більшість доступних моделей зниження міцності зчеплення, заснованих на корозійній втраті маси, не враховують належним чином фактори, які сприяють цьому. Крім того, вони не придатні для практичного використання. Моделі, які використовують ширину поверхневої тріщини як визначальний параметр, працюють краще, однак вони все ще можуть бути вдосконалені.

4. Більшість даних було отримано з використанням різної густини та різних установок для випробування зчеплення на штучно кородованих зразках. Тому загальна модель все ще недоступна через розбіжності, спричинені відмінностями в методах випробувань для оцінки впливу корозії на міцність з'єднання.

5. У нових дослідженнях автори намагалися з'ясувати механізм зниження міцності зчеплення внаслідок корозії. В результаті були запропоновані нові альтернативи для побудови практичної моделі для оцінки зниження міцності з'єднання в корозійних конструкціях. Дійсно, дослідники повинні гармонізувати свої зусилля між різними дослідницькими програмами для досягнення узгоджених результатів у цій сфері.

Нижче наведено деякі вирогідні фундаментальні параметри для майбутніх досліджень:

1. Властивості бетону, такі як міцність і пористість.
2. Зміцнення (поперечна арматура, бетонне покриття або бічний тиск), які впливають на міцність зчеплення до і після розтріскування.
3. Вплив зниження міцності зчеплення гладкої арматури (така арматура в основному використовується в старих залізобетонних конструкціях).

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2021. 27 с. Чинний від 30.12.2021.
2. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2016. 49 с. Чинний від 05.05.2016.
3. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і у будівництві. Основні положення. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. 126 с. Чинний від 27.01.2009.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки. будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2006. 75 с. Чинний від 03.07.2006.
5. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2018. 71 с. Чинний від 02.08.2018.
6. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Планування і забудова територій. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2008. 128 с. Чинний від 07.01.2008.
7. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. 74 с. Чинний від 24.12.2009.
8. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Київ, Мінрегіонбуд України, 2011. 158 с. Чинний від 01.11.2011.
9. Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2-29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).

10. ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2019. 43 с. Чинний від 26.03.2019.
11. Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).
12. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Система проєктної документації для будівництва : ДСТУ Б А.2.4-7:2009. – [Чинний від 2009-24-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).
13. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Введені в дію з 2011-09-01]. – К. : Держбуд України.
14. ДБН А.3.2-2:2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Вид. офіц. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012. – 116 с.
15. Громадські будівлі та споруди : ДБН В.2.2-9-99. – [Введені в дію з 2000-01-01]. – К. : Держбуд України, 1999. – 51 с. – (Державні будівельні норми України).
16. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності : ДСТУ Б.В.2.7–226:2009. – [Чинний з 2009-12-22]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 38 с. – (Національний стандарт України).
17. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2–15–2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. – 44 с. – (Державні будівельні норми України).
18. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1–12–2014. – [Чинний з 2014–10–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2014. – 110 с. – (Державні будівельні норми України).

19. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення : ДБН В.1.1-46:2017. – [Чинний з 2017-09-01]. – К. : Мінрегіонбуд, 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми України).
20. Основні вимоги до будівель та споруд. Захист від шуму : ДБН В.1.2-10-2008. – [Введені в дію з 2008-10-01]. – К. : Держбуд України, 2008. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).
21. Настанова щодо обстеження будівель для визначення та оцінки їх технічного стану : ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. – [Чинний з 2017-04-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2017. – (Національний стандарт України).
22. Охорона праці: Навч. посібник / В.М. Ярошевська, П.М. Дубінський, Н.М. Прокопчук. – К.: ІСДО, 1993. – 312 с.
23. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та ін.; За ред. В.К.Черненка, М.Г.Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.: іл..
24. ДСТУ-Н Б В.2.6-212:2016. Настанова з виконання робіт із застосуванням сухих будівельних сумішей. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2018. 32 с. Чинний від 13.05.2018.
25. Бабич В.І., Огородник В.І., Романюк В.В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. Довідник. – Рівне: Видавництво РДТУ, 1999 – 506 с., 394 табл., бібліогр.: 35 назв.
26. Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П. Залізобетонні конструкції. – Київ. Вища школа, 2000.
27. Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва : навчальний посібник / Я.О. Ковальчук. – Тернопіль : ТНТУ, 2017. – 191 с.
28. Методичні вказівки до виконання розділу „Організація будівництва” у складі курсового проекту (спеціальність 7.092101). Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.
29. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проектів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та

- цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.
30. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Конструкції з деревини та пластмас" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад. : М.В. Усенко. – К. : НУБіП України, 2023. – 68 с.
31. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А.М. Павліков. – 2-ге вид., виправ. – Полтава : ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
32. Бакулін Є.А. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи «Проектування одноповерхової промислової каркасної будівлі із збірних залізобетонних елементів» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість» / Є.А. Бакулін, Н.О. Костира, В.М. Бакуліна. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2022. – 83 с.
33. Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. X Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 116-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) та 125 річниці НУБіП України (24–25 лютого 2023 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2023. – С. 488–491.
34. Бабич Є.М. Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд : підручник / Є.М. Бабич, В.В. Караван, В.Є. Бабич. – Рівне : «Волинські обереги», 2018. – 176 с
35. Бамбура А.М. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – К. : Майстер книг, 2018. – 240 с.
36. Дворкін Л.Й. Будівельне матеріалознавство : навч.-довід. посіб. укр. та англ. мовами / Л.Й. Дворкін. – Рівне: НУВГП, 2017. – 355 с.

37. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд : навч. посібник / З.Я. Бліхарський. – Львів : вид-во «Львівська політехніка», 2008. – 108 с.
38. Куліков П.М. Архітектура будівель і споруд. Книга 5. Промислові будівлі: підручник / П.М. Куліков, В.О Плоський, Г.В. Гетун. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2020. – 820 с.
39. Бакулін Є.А. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є. А. Бакулін, В. М. Бакуліна, Н. О. Костира. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. – 264 с.
<https://dglb.nubip.edu.ua/handle/123456789/11201>
40. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проєктування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с.
41. Методичні вказівки до виконання курсового проєкту з дисципліни «Основи і фундаменти» підготовки фахівців ОС «Бакалавр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» /укл. : О.В. П'ятков, Є.А. Бакулін. – К. : НУБіП України, 2023. – 85 с.
42. Яковенко І. А. Реконструкція будівель та споруд аеропортів : мет. реком. до виконання РГР для студентів спец. 6.06010101 / І. А. Яковенко, Є. А. Бакулін. – К.: НАУ, 2013. – 50 с.
43. Куценко А.Г. Будівельна механіка : навчальний посібник / А.Г. Куценко, М.М. Бондар, В.В. Яременко – К.: Центр учбової літератури, 2019. – 704 с.
44. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6–98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01–84* і EN 1992–1–1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

45. Скребнєва С. М. Чисельні методи в розрахунках будівельних конструкцій : лабораторний практикум / С. М. Скребнєва, І. Л. Машков, І. А. Яковенко. – К. : НАУ, 2015. – 52 с.
46. Угненко Є.Б. Основи організації будівництва та будівельного виробництва : конспект лекцій / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко, Н.В. Белікова . – Харків : УкрДУЗТ, 2019. – Ч. 1. – 81 с.
47. Колчунов В.І. Аналітична модель зчеплення та нелінійна податливість арматурних зв'язків при розкритті дискретних тріщин у залізобетонних конструкціях / В.І. Колчунов, І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 32. – С. 183 – 196.
48. Яковенко І.А. Пошук раціональних методів посилення зони розтягу згинальних залізобетонних конструкцій при реконструкції та відновленні будівель / І.А. Яковенко, І.М. Мельничук, О.А. Андросюк // Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання» з нагоди 118-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) (20–21 лютого 2025 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2025. – С. 562–566.
49. Yakovenko I., Dmytrenko Y., Bakulina V. Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskiy A., Breskich V. (eds) Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical Engineering (LNME). Springer, Cham. – 2022. – P.107–120. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_10
50. Dmytrenko, Y., Usenko, M., Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharsky, Z., Zhelykh, V. (eds) Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 604. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5

51. Dmytrenko E.A., Yakovenko I.A., Fesenko O.A. (2021). Strength of excentrically tensioned reinforced concrete structures with small eccentricities by normal sections // *Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences* (2021), 30 (3), 424–438. <https://doi.org/10.22630/PNIKS.2021.30.3.36>
52. Дмитренко Є.А., Бакай Т.В. Залежності зчеплення арматури з бетоном при різних видах руйнування зони їх контакту. Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання». Київ, Україна: НУБіП України, 2025. С. 524–527.
53. Дмитренко Є.А., Денисенко Д.О. Зміна параметрів зчеплення арматури з бетоном при дії довготривалих навантажень. Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання». Київ, Україна: НУБіП України, 2025. С. 527–530.
54. Ромашко О.В., Журавський В.М., Ромашко О.Д. Узагальнена модель зчеплення арматури з бетоном. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2019. Вип. 37. С. 214–221. URL: http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?I21DBN=LINK&P21DBN=UJRN&Z21ID=&S21REF=10&S21CNR=20&S21STN=1&S21FMT=ASP_meta&C21COM=S&2_S21P03=FILA=&2_S21STR=rmkbs_2019_37_28.
55. Філіпчук С., Поляновська О. Дослідження опору витягання арматурних стержнів з бетонів різних класів. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. 2019. Вип. 11. С. 132–139. DOI: [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2019-1\(11\)-16](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2019-1(11)-16).
56. Філіпчук С.В., Поляновська О.Є. Порівняльний аналіз досліджень зчеплення арматури з бетоном різними методами випробування. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2022, Вип. 41. С. 253–257. DOI: <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.028>.
57. ASTM. Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens. A944-10. USA: ASTM, 2015. 4 p. DOI: <http://doi.org/10.1520/A0944-10R15>.

58. Corres E., Muttoni A. Bond of Steel Reinforcement Based on Detailed Measurements: Results and Interpretations. *Structural Concrete*. 2023. Vol. 24. P. 7173–7204. DOI: <http://doi.org/10.1002/suco.202300324>.
59. Vembu Sh., Ammasi A.K. A Comprehensive Review on the Factors Affecting Bond Strength in Concrete // *Buildings*. – 2023. – Vol. 13. – Iss. 3. – No. 577. – 27 p. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.11.063
60. Zheng Y., Fan C., Ma J., Wang S. Review of research on Bond–Slip of reinforced concrete structures // *Construction and Building Materials*. – 2023. – Vol. 385. – No. 131437. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2023.131437
61. Khaksefidi S., Ghalehnovi M., Brito J. Bond behaviour of high-strength steel rebars in normal (NSC) and ultra-high performance concrete (UHPC) // *Journal of Building Engineering*. – 2021. – Vol. 33. – No. 101592. DOI: 10.1016/j.jobbe.2020.101592
62. Long X., Li H., Iyela P.M., Kang S. Predicting the bond stress–slip behavior of steel reinforcement in concrete under static and dynamic loadings by finite element, deep learning and analytical methods // *Engineering Failure Analysis*. – 2024. – Vol. 161. – No. 108312. – 35 p. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2024.108312
63. Lin H., Zhao Y., Ozbolt J., Feng P., Jiang C., Eligehausen R. Analytical model for the bond stress-slip relationship of deformed bars in normal strength concrete // *Construction and Building Materials*. – 2019. – Vol. 198. – P. 570–586. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.258
64. Shuang S., Xue Z. A numerical bond-slip model considering the effect of the lateral complex stress state // *The 15th International Symposium on Structural Engineering* (Oct, 24-27, 2018, Hangzhou, China). – 2018. – 11 p.
65. Peng Q., Wu H., Jia P.C., Ma L.L., Fang Q. Numerical studies on rebar-concrete interactions of RC members under impact and explosion // *Structures*. – 2023. – Vol. 47. – P. 63–80. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.11.063
66. Lee M., Kwak H.G. Blast and Impact Analyses of RC Beams Considering Bond-Slip Effect and Loading History of Constituent Materials // *International Journal of*

- Concrete Structures and Materials. – 2018. – Vol. 12. – No. 32. – 13 p. DOI: 10.1186/s40069-018-0244-9
- 67.Kang S., Wang S., Long X., Wang D., Wang C. Investigation of dynamic bond-slip behaviour of reinforcing bars in concrete // Construction and Building Materials. – 2020. – Vol. 262. – No. 120824. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120824
- 68.Shi Y., Li Z., Hao H. Bond slip modelling and its effect on numerical analysis of blast-induced responses of RC columns // Structural Engineering and Mechanics. – 2009. – Vol. 32. – No 2. – P. 251–267. DOI: 10.12989/sem.2009.32.2.251
- 69.Mak W. T. M., Lees J. M. Bond strength and confinement in reinforced concrete // Construction and Building Materials. – 2022. – Vol. 355. – No. 129012. – 19 p. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129012
- 70.Chang Y., Qin S., Huang M., Hu D., Yang H., Li S. Analytical model of the bond stress-slip relationship for reinforced concrete due to splitting failure // Construction and Building Materials. . – 2021. – Vol. 287. – No. 123025. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123025.

ДОДАТКИ

Додаток А. Результати рохрахунку поперечної рами будівлі

Таблиця А.1 Комбінації зусиль та напружень

Номер ел-та	Номер роз.	Значення		
		N,кН	M,кНм	Q,кН
1	1	-1075,55	-16,06	7,54
1	2	-942,45	11,46	11,12
1	3	-809,34	49,55	14,71
2	1	-518,91	-97,44	40,49
2	2	-413,1	0,86	43,34
2	3	-307,29	105,85	46,19
3	1	-1343,45	11,61	-4,71
3	2	-1343,45	-2,29	-4,71
3	3	-1343,45	-16,19	-4,71
4	1	-654,58	21,9	-9,62
4	2	-654,58	-0,67	-9,62
4	3	-654,58	-23,24	-9,62
5	1	-1228,31	6,03	-1,85
5	2	-1228,31	0,58	-1,85
5	3	-1228,31	-4,87	-1,85
6	1	-595,01	-1,77	0,77
6	2	-595,01	0,03	0,77
6	3	-595,01	1,83	0,77
7	1	-1228,42	8,01	-2,83
7	2	-1228,42	-0,33	-2,83
7	3	-1228,42	-8,67	-2,83
8	1	-594,88	5,03	-2,27
8	2	-594,88	-0,28	-2,27
8	3	-594,88	-5,59	-2,27
9	1	-1342,91	2,56	-0,03
9	2	-1342,91	2,48	-0,03
9	3	-1342,91	2,4	-0,03
10	1	-654,95	-18,44	8,09
10	2	-654,95	0,53	8,09
10	3	-654,95	19,5	8,09
11	1	-1078,6	35	-17,37
11	2	-945,49	-13,63	-15,6
11	3	-812,39	-57,01	-13,82
12	1	-519,1	103,05	-45,99
12	2	-413,29	-3,14	-44,58

Номер ел-та	Номер роз.	Значення		
		N,кН	M,кНм	Q,кН
12	3	-307,48	-106,02	-43,16
13	1	25,79	-146,99	264,54
13	2	25,79	296,75	-42,66
13	3	25,79	-488,31	-349,86
14	1	20,88	-450,22	313,11
14	2	20,88	187,81	5,91
14	3	20,88	-402,96	-301,29
15	1	23,5	-399,86	306,11
15	2	23,5	210,19	-1,09
15	3	23,5	-408,57	-308,29
16	1	24,06	-394,86	299,35
16	2	24,06	188,14	-7,85
16	3	24,06	-457,66	-315,05
17	1	32,17	-478,5	347,01
17	2	32,17	295,12	39,81
17	3	32,17	-160,06	-267,39
18	1	-46,19	-105,85	246,59
18	2	-46,19	298,45	-44,45
18	3	-46,19	-461,41	-335,49
19	1	-36,57	-438,17	298,5
19	2	-36,57	173,74	7,46
19	3	-36,57	-378,51	-283,58
20	1	-37,34	-380,35	290,83
20	2	-37,34	200,88	-0,21
20	3	-37,34	-382,05	-291,25
21	1	-35,07	-376,46	283,03
21	2	-35,07	173,57	-8,01
21	3	-35,07	-440,57	-299,05
22	1	-43,16	-460,07	335,3
22	2	-43,16	299,04	44,26
22	3	-43,16	-106,02	-246,78

Додаток Б. Склад операцій та засоби контролю при монтажі

Таблиця Б.1. Монтаж збірних з.б. колон. Склад операцій та засоби контролю

Етапи робіт	Контрольовані операції	Контроль (метод, обсяг)	Документація
Підготовчі роботи	Перевірити: наявність документа якості; якість поверхонь, точність геометричних параметрів, зовнішній вигляд колон; очищення опорних поверхонь колон та фундаменту від сміття, бруду, снігу та льоду; наявність акта приймання виконаних робіт; наявність розмітки, що визначає проектне положення колон.	Візуальний, вимірювальний кожен елемент Технічний огляд,	Паспорти (сертифікати), загальний журнал робіт, акт приймання раніше виконаних робіт
Монтаж колон	Контролювати: установку колон у проектне положення (відхилення від суміщення рисок геометричних осей у нижньому та верхньому перерізах встановлених колон з ризиками розбивних осей, різниця відміток верху колон); надійність тимчасового кріплення; якість замонолічування колон.	Вимірювальний, кожен елемент Технічний огляд Візуальний, лабораторний	Загальний журнал робіт
Приймання виконаних робіт	Перевірити: фактичне становище змонтованих колон; відповідність закріплення колон	Вимірювальний, кожен елемент Технічний огляд	Акт огляду прихованих робіт, геодезична виконавча схема
Контрольно-вимірювальний інструмент: виска, рулетка металева, лінійка металева, рівень, правило, нівелір, теодоліт.			

Операційний контроль здійснюють: майстер (виконроб), геодезист - у процесі робіт. Приймальний контроль здійснюють: працівники служби якості, майстер (виконроб), представники технагляду замовника.

Табл. Б.2 Монтаж збірних з.б. ригелів. Склад операцій та засоби контролю

Етапи робіт	Контрольовані операції	Контроль (метод, обсяг)	Документація
Підготовчі роботи	Перевірити: наявність документа якості; якість поверхонь, точність геометричних параметрів, зовнішній вигляд конструкцій; очищення опорних поверхонь конструкцій від сміття, бруду, снігу та льоду; наявність акта огляду раніше виконаних робіт; наявність розмітки, що визначає проектне положення конструкцій на опорах	Візуальний вимірювальний, кожен елемент	Паспорти (сертифікати), загальний журнал робіт, акт огляду прихованих робіт
Монтаж конструкцій	Контролювати: установку конструкцій в проектное положение (предельные отклонения в размерах площадок опирания конструкцій, отклонения от совмещения рисок продольных осей); надежность временного крепления; качество стыков	Візуальний вимірювальний, кожен елемент	Загальний журнал робіт
Приймання виконаних робіт	Перевірити: фактичний стан змонтованих конструкцій; відповідність закріплення конструкцій проектним.	Вимірювальний, кожен елемент Технічний огляд, вимірювальний	Виконавча геодезична схема, акт приймання виконаних робіт.
Контрольно-вимірювальний інструмент: рулетка, лінійка металева, нівелір.			

Операційний контроль здійснюють: майстер (виконроб), геодезист - у процесі робіт. Приймальний контроль здійснюють: працівники служби якості, майстер (виконроб), представники технагляду замовника.

Таблиця Б.3. Монтаж збірних з.б. плит перекриття. Склад операцій та засоби контролю

Етапи робіт	Контрольовані операції	Контроль (Метод, обсяг)	Документація
Підготовчі роботи	Перевірити: наявність документа якості; якість поверхні, точність геометричних параметрів, зовнішній вигляд плит; очищення опорних поверхонь раніше змонтованих конструкцій (ригелів, діафрагм жорсткості, опорних століків колон) та плит, що монтуються від сміття, бруду, снігу та наледі; наявність акта огляду (прийняття) раніше виконаних робіт; наявність розмітки, що визначає проектне становище плит на опорах.	Візуальний Візуальний, вимірювальний, кожен елемент Візуальний	Паспорти (сертифікати), загальний журнал робіт, акт огляди (приймки) раніше виконаних робіт
Монтаж плит перекриттів	Контролювати: установку плит у проектне положення (відхилення від симетричності глибини опирання плит у напрямку прольоту, що перекривається, різниця відміток лицьових поверхонь двох суміжних плит); глибину спирання плит; товщину шару розчину під плитами.	Вимірювальний , кожен елемент	Загальний журнал робіт

Приймання виконаних робіт	Перевірити: фактичне становище змонтованих плит (відхилення від розмітки, що визначає проектне становище плит на опорах, різницю відміток лицьових поверхонь суміжних плит, глибину спирання плит); зовнішній вигляд лицьових поверхонь.	Вимірювальний , кожен елемент Візуальний	Акт огляду (приймання) виконаних робіт, виконавча геодезична схема
Контрольно-вимірювальний інструмент: рулетка, лінійка металева, нівелір.			
Операційний контроль здійснюють: майстер (виконроб), геодезист - у процесі робіт. Приймальний контроль здійснюють: працівники служби якості, майстер (виконроб), представники технагляду замовника.			

Таблиця.Б.4. Монтаж збірних з.б. сходових майданчиків та маршів. Склад операцій і засобів контролю

Етапи робіт	Контрольовані операції	Контроль (Метод, обсяг)	Документація
Підготовчі роботи	Перевірити: наявність документа якості; якість поверхні, точність геометричних параметрів, зовнішній вигляд маршів та майданчиків; очищення опорних поверхонь раніше змонтованих конструкцій та елементів сходів, що піднімаються, від сміття, бруду, снігу та криги; наявність акта огляду раніше виконаних прихованих робіт; наявність розмітки, що визначає проектне положення сходів та майданчиків на опорах.	Візуальний вимірювальний, кожен елемент Технічний огляд	Паспорти (сертифікати), загальний журнал робіт, акт огляду прихованих робіт, виконавча геодезична схема

Етапи робіт	Контрольовані операції	Контроль (Метод, обсяг)	Документація
Монтаж сходових маршів та майданчиків	Контролювати: установку елементів у проектне положення (відхилення у розмірах майданчиків спирання, від горизонталі та позначок тощо); якість виконання зварювальних робіт.	Вимірювальний, кожен елемент Візуальний, вимірювальний	Загальний журнал робіт, журнал зварювальних
Приймання виконаних робіт	Перевірити: фактичне положення змонтованих маршів та майданчиків (відхилення від розмітки, що визначає проектне положення маршів та майданчиків на опорах); виконання вимог проекту та нормативних документів до якості зварювальних з'єднань та антикорозійних покриттів.	Вимірювальний, кожен елемент візуальний	Виконавча геодезична схема акт огляду прихованих робіт
Контрольно-вимірювальний інструмент: рулетка, лінійка металева, нівелір, рівень, катетомір.			
Операційний контроль здійснюють: майстер (виконроб), геодезист - у процесі виконання робіт. Приймальний контроль здійснюють: працівники служби якості, майстер (виконроб), представники технагляду замовника.			

Додаток В. Відомості до розділу «Організація будівництва»

Таблиця В.1 Відомість обсягів робіт

Найменування робіт	Обсяги робіт	
	Од.вим	Кіл-сть
Переміщення ґрунту бульдозером	100м3	7,2
Розробка котловану екскаватором	100м3	120,0
Доробка ґрунту вручну	1м3	13,0
Влаштування підстиляючого шару	1м2	270,0
Влаштування монолітного фундаменту	100м3	15,0
Ізоляція фундаментів	100м2	1,7
Зворотне засипання пазух котловану	1м3	22,0
Монтаж збірного ж.б. каркасу, у т.ч.		
монтаж колон	шт.	98,0
монтаж ригелів	шт.	168,0
монтаж плит перекриття	шт.	640,0
будову монолітних ділянок	м3	125,0
монтаж сходових майданчиків	шт.	17,0
монтаж сходових маршів	шт.	16,0
монтаж стінових панелей	шт.	451,0
Покрівельні роботи, у т.ч.		
ц/п стяжка	100м2	4,8
теплоізоляція покрівлі	1м3	960,00
паро та гідрозоляція покрівлі	100м2	380,00
рулонна покрівля	100м2	4,80
Заповнення віконних прорізів, монтаж вітражів	100м2	3,5
Цегляна кладка	м3	350,0
Влаштування перегородок	м2	185,0
Заповнення дверних отворів	100м2	5,8
Влаштування підлог	100м2	10,2
Штукатурні роботи	100м2	95,4
Малярні роботи	100м2	120,3
Монтаж підвісних стель	100м2	10,2

Таблиця В.2 – Вибір способів виконання робіт

Назва етапу	Назва комплексу робіт	Організація та технологія комплексу робіт
Підготовчі роботи		Підготовчі роботи включають: винесення червоних ліній, меж забудови, пересадку зелених насаджень, забезпечення будмайданчика побутовими приміщеннями, електроенергією, водою, під'їзними дорогами,

Назва етапу	Назва комплексу робіт	Організація та технологія комплексу робіт
		огорожу будмайданчика і перенесення підземних комунікацій.
Зведення підземної частини будівлі	1. Земляні роботи 2. Пристрій окремих монолітних фундаментів 3. Гідроізоляція 4. Зворотне засипання пазух.	Грунт основи – суглинок. Розробка ґрунту виконується механізованим способом, за допомогою екскаватора. З ковшем прямої лопати. Для розробки ґрунту середньої щільності при глибині котловану до 3,0 м застосовується екскаватор із місткістю ковша 0,5 м³ ЕО-3322А. Роботи з розробки котловану проводяться однією машиною в 1 зміну. Розроблений ґрунт вивантажується в самоскиди і вивозиться у відвал. Після розробки ґрунтів виконується влаштування підготовки. Бетонування фундаментів виконується за допомогою автобетононасоса БН-80-20. Доставка бетонної суміші здійснюється автобетонозмішувачами СБ-69А. Встановлення опалубки та подача арматури виконується краном, в'язка арматури виконується вручну. Зняття опалубки дозволяється після досягнення бетоном міцності не менше 75% від проектної. Зворотне засипання пазух котловану виконується після влаштування гідроізоляції фундаменту вручну з трамбуванням ґрунту електричними трамбовками ІЕ-45719.
II цикл робіт. Роботи зі зведення надземної частини будівлі	Монтаж збірного з.б. каркасу.	Монтаж конструкцій виконується за захватками. У проекті прийнято три захватки. Монтаж конструкцій виконується гусеничним краном МГК-25. У межах поверху виконується монтаж збірних ж.б. колон, ригелів, стінових панелей, плит перекриття та конструкцій сходової клітки. Під час монтажу збірних ж.б. плит перекриття виконується влаштування монолітних ж.б. ділянок.

Назва етапу	Назва комплексу робіт	Організація та технологія комплексу робіт
III. Оздоблювальні роботи	1. Монтаж огорожувальних конструкцій 2. Влаштування перегородок 3. Заповнення віконних та дверних прорізів 4. Влаштування покрівлі. 5. Спеціальні роботи 1 технологічного етапу (санітарно-технічні, електромонтажні, слаботочні)	Монтаж сендвіч-панелей виконується із застосуванням крана КС-5473. Після зведення надземної частини будівлі приступають до заповнення зовнішніх віконних та дверних отворів та влаштування покриття покрівлі, щоб забезпечити будівлю від зовнішнього впливу навколишнього середовища та приступити до оздоблювальних робіт. Спеціальна бригада монтажників виконує монтаж перегородок із ГВЛ та кладку з цегли. При влаштуванні перегородок із ГКЛ спочатку виконується монтаж каркасу перегородок, заповнюється звукоізоляцією, далі до каркасу кріпляться листи ГВЛ із двох сторін за допомогою шурупів. Також профілі встановлюються на стелі і виконується обшивка металокаркасних листами ГВЛ.
	6. Штукатурні роботи 7. Малярні роботи 8. Роботи з влаштування підлог 9. Благоустрій	Після монтажу перегородок виконується затирання стиків листів шпаклівкою із застосуванням серпянки. Після висихання шару затирання (приблизно через 6-12 годин) шпаклівка ретельно зашкурюється наждачним папером, після чого можна приступати до фарбування стін та стель. Роботи виконуються комплексною бригадою штукатурів-малярів. Також у будівлі виконується влаштування підлог. Роботи з влаштування підлог можна розділити на чернові та чистові. Чернові роботи включають пристрій підготовки під підлоги, стяжки, гідроізоляції. Виконуються перед першим етапом спеціальних робіт. Після виконання 1 етапу спеціальних робіт приступають до фінішної обробки підлог: виконують пристрій плиткових підлог, підлог і лінолеуму. Роботи виконуються комплексною бригадою, що включає плиточників, облицювальників, бетонників. Роботи ведуться у 1 зміну.

Назва етапу	Назва комплексу робіт	Організація та технологія комплексу робіт
		До початку оздоблювальних робіт виконуються перший етап спеціальних робіт, який включають: санітарно-технічні, електромонтажні, слаботочні роботи; він становить 70% обсягу спеціальних робіт. Другий етап спеціальних робіт виконується після штукатурних та фарбувальних робіт і включає: установку сантехнічних приладів, підвіску патронів освітлення та світильників, установку розеток, дзвінків, вимикачів, - диспетчерського зв'язку, сигналізації.
		Останнім етапом є виконання благоустрою території: влаштування газонів, посадка дерев, влаштування асфальтобетонного вимощення навколо будівлі, влаштування тротуарів, бордюрів, дитячих майданчиків.

Таблиця В.2 Відомість розрахунку трудомісткості

Найменування робіт	Обсяг робіт		Трудомісткість нормативна		Машиноємність нормативна	
	Од.вим	Кіл-сть с	Чол-г на од.	чол-г на весь обсяг	маш-г на од.	маш-г на весь обсяг
Підготовчі роботи	ч-ч			952,7		0,0
Переміщення ґрунту бульдозером	100м3	7,2	0,4	2,9	0,4	2,9
Розробка котловану екскаватором	100м3	120,0	4,3	516,0	4,3	516,0
Доопрацювання ґрунту вручну	1м3	13,0	2,1	27,3	0,0	0,0
Влаштування підстил.шару	1м2	270,0	0,2	59,4	0,0	0,0
Влаштування монолітного фундаменту	100м3	15,0	125,0	1875,0	85,0	1275,0
Ізоляція фундаментів	100м2	1,7	8,3	14,1	0,0	0,0

Найменування робіт	Обсяг робіт		Трудовісткість нормативна		Машиноємність нормативна	
	Од.вим	Кіл-сть с	Чол-г на од.	чол-г на весь обсяг	маш-г на од.	маш-г на весь обсяг
Зворотнє засипання пазах котловану	1м3	22,0	4,8	105,6	2,4	52,8
Монтаж збірного 3/б каркасу в тому числі						
Монтаж колон	шт.	98,0	4,8	470,4	0,5	47,0
Монтаж ригелів	шт.	168,0	1,4	235,2	0,3	47,0
Монтаж плит перекриття	шт.	640,0	0,7	460,8	0,2	115,2
Влаштування монолітних ділянок	м3	125,0	0,4	52,5	0,3	37,5
Монтаж сходових майданчиків	шт.	17,0	2,2	37,4	0,6	9,4
Монтаж сходових маршів	шт.	16,0	2,2	35,2	0,6	8,8
Монтаж стінових панелей	шт.	451,0	4,0	1804,0	1,0	451,0
Кровельные работы, в т.ч.						
ц/п стяжка	100м2	4,8	39,5	189,6	1,3	6,1
теплоізоляція покрівлі	1м3	960,00	10,93	10492,8	0,66	633,6
паро и гідроізоляція покрівлі	100м2	380,00	7,84	2979,2	0,21	79,8
Рулонна покрівлі	100м2	4,80	74,29	356,6	1,29	6,2
Заповнення віконних прорізів, монтаж вітражів	100м2	3,5	183,1	640,9	0,9	3,2
Цегляна кладка	м3	350,0	2,3	805,0	0,0	0,0
Влаштування перегородок	м2	185,0	2,3	425,5	0,0	0,0

Найменування робіт	Обсяг робіт		Трудовісткість нормативна		Машиноємність нормативна	
	Од.вим	Кіл-сть с	Чол-г на од.	чол-г на весь обсяг	маш-г на од.	маш-г на весь обсяг
Заповнення дверних прорізів	100м2	5,8	133,9	776,6	0,0	0,0
Влаштування підлог	100м2	10,2	155,3	1584,1	3,7	37,7
Штукатурні роботи	100м2	95,4	104,7	9988,4	6,1	581,9
Малярні роботи	100м2	120,3	44,5	5358,2	0,3	38,5
Монтаж підвісних стель	100м2	10,2	123,0	1254,6	0,0	0,0
Зовнішнє оздоблення, в т.ч.						
Монтаж алюмінієвих композитних панелей	1м2	1650,0	3,2	5280,0	1,5	2475,0
Монтаж сендвіч панелей	1м2	1764,4	3,1	5469,6	1,6	2823,0
Оздоблення цоколя керамогранітом	1м2	465,6	3,5	1629,6	0,0	0,0
Електромонтажні роботи	-			3175,6		554,9
Слаботкові роботи	-			529,3		92,5
Санітарно-технічні роботи	-			4498,7		786,1
Благоустрій	-			1058,5		185,0
Інші роботи	-			2646,3		462,4
Разом				65682,0		11275,6

Додаток Г. Кошторисна документація до розділу «Економіка будівництва»

Овочесховище

(Найменування будови)

5.3.1 ЛОКАЛЬНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК №1

(локальний кошторис)

на Загальнобудівельні роботи будівлі: Сільськогосподарський торгівельно-складський комплекс

(Найменування робіт і витрат, найменування об'єкта)

Кошторисна вартість 23 511,231 тис. Грн.

Кошти на оплату праці 4 274,620 тис. Грн.

Складено (а) в поточних (прогнозних) цінах станом на II квартал 2026 р

№ п / п	обґрунтування	Найменування	Од. вим.	Кол.	Вартість одиниці				Загальна вартість			
					всього	В тому числі			всього	В тому числі		
						Осн. 3 / п	Ек. Маш.	3 / п Мех.		Осн. 3 / п	Ек. Маш.	3 / п Мех.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Розділ 1. Земляні роботи												
1	ТЕР01-01-036-02	Планування площ бульдозерами потужністю 96 (108) квт (л.с.)	1000 м 3 спланованої поверхні за 1 прохід бульдозера	3,35	24,61		24,61	3,95	80,2286	0	80,2286	12,877
2	ТЕР01-01-003-15	Розробка ґрунту у відвал екскаваторами або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,65 (0,5-1,0) м3, група ґрунтів 3	100 м3 ґрунту	4,37	4484,31	177,81	164,2	591,1	14753,38	584,99	540,218	1944,65
3	ТЕР01-02-055-9	Розробка ґрунту вручну з кріпленнями в траншеях шириною до 2 м, глибиною до 3 м	100 м3 ґрунту	1,98	4295,78	4295,78			8505,644	8505,6	0	0
4	ТЕР01-01-033-06	Засипка траншей і котлованів з переміщенням ґрунту до 5 м бульдозерами	1000 м 3 ґрунту	1,1	468,57		468,57	75,21	46,857	0	46,857	7,521

		потужністю 96 (108) кВт (л.с.), 3 група грунтів											
--	--	---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Разом прямі витрати по розділу 1										23386,11	9090,6	667,3036	1965,05	
Загальнобудівельні роботи										30332	946	29384	2966	
	Накладні витрати									10363,33				
	планові накопичення									727,2511				
Разом у розділі 1										34476,69				
Розділ 2. Влаштування фундаментів														
5	ТЕР07-01-002-1	Пристрій прошарку з розчину під підшви фундаментів	100 м2	0,062	821,49	15,24	24,33	3,07	50,93238	0,9449	1,50846	0,19034		
6	ТЕР07-01-001-1	Пристрій монолітних фундаментів	100 м3	0,57	3871,8	774,36	2228,64	385,3	2206,926	441,39	1270,325	219,632		
Разом прямі витрати по розділу 2										137093,1	4155,2	12391,1	2143,81	
	Накладні витрати									156286,2				
	планові накопичення									10967,45				
Разом у розділі 2										304346,8				
Розділ 3. Монтаж каркаса														
7	ТЕР08-02-001-08	Монтаж ж / бетонних колон каркаса	1т	390	789,39	55,6	42,14	5,4	307862,1	21684	16434,6	2106		
8	ТЕР08-02-001-06	Монтаж ж / бетонних ферм каркасу	1т	691,9	922,95	74,72	42,14	5,4	638589,1	51699	29156,67	3736,26		
9	СЦМ440 9030-209-77	Монтаж металевих зв'язків каркаса	1т	600,26	1081,33				649079,1	0	0	0		
10	СЦМ402 0006	Розчин готовий кладочний цементний, марка 150	м3	180	559,46				100702,8	0	0	0		

Разом прямі витрати по розділу 3									946451,2	73383	45591,27	5842,26	
	Накладні витрати								83656,36				
	планові накопичення								5870,621				
Разом у розділі 3									1035978				
Розділ 4. Перекриття													
11	ТЕР07-01-021-01	Укладання плит при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т масою до 0,7 т	100 шт. збірних конструкцій	1,28	5546,49	1121,33	4315,49	553	32391,5	6548,6	25202,46	3229,58	
12	ТЕР07-01-047-03	Заповнення межплітних швів, бетоном В30	м3	15,03	18195,2	4124,59	10086,39	1269	545,8569	123,74	302,5917	38,0736	
Разом прямі витрати по розділу 4									1284256				
	Накладні витрати								36801,39				
	планові накопичення								2582,553				
Разом у розділі 4									1323640				
Розділ 5. Перегородки													
13	ТЕР08-02-009-01	Кладка перегородок товщиною 250 мм з каменів керамічних або силікатних армованих при висоті до 4 м	100 м2 перегородок (За вирахуванням отворів)	1,6	9684,04	1651,13	393,86	49,07	858005,9	146290	34896	4347,6	
Разом прямі витрати по розділу 5									1284256				
	Накладні витрати								36801,39				
	планові накопичення								2582,553				
Разом у розділі 5									1323640				
Розділ 6. Покрівля													
14	ТЕР09-03-012-01	пристрій пароізоляції	1 т конструкцій	10,75	614,2	221,5	68	3,99	6602,65	2381,1	731	42,8925	
15	ТЕР12-01-015-01	Укладання утеплювача товщиною до 300 мм	100 м2 поверхні, що ізолюється	10,76	986,02	551,29	119,67	11,91	10609,58	5931,9	1287,649	128,152	

16	ТЕР12-01-013-04	Наклейка рулонних матеріалів з опалювальному покрівельного матеріалу (в 3 шари)	100 м2 утеплюється покриття	32,28	1009,98	375,96	345,72	16,71	32602,15	12136	11159,84	539,399	
Разом прямі витрати по розділу 6									49814,38	20449	13178,49	710,443	
	Накладні витрати								23311,85				
	планові накопичення								1635,92				
Разом у розділі 6									74762,15				
Розділ 7. Підлоги													
18	ТЕР11-01-012-03	Будівництво бетонної підлоги по утрамбованому ґрунту	100 м2 підлоги	6,87	2252,75	403,5	30,18	2,12	15476,39	2772	207,3366	14,5644	
19	ТЕР11-01-009-01	Пристрій тепло- і звукоізоляції суцільної з плит або матів мінераловатних або скловолокнистих	100 м2 поверхні, що ізолюється	6,8	438,47	336,87	101,6	2,12	2981,596	2290,7	690,88	14,416	
20	ТЕР11-01-004-01	Пристрій гідроізоляції обклеювальної рулонними матеріалами на мастиці «Бітуміноль» перший шар	100 м2 поверхні, що ізолюється	16,8	3649,56	689,47	362,13	4,58	61312,61	11583	6083,784	76,944	
21	ТЕР11-01-031-08	Пристрій покриттів з гранітних плит при кількості плит на 1 м2 до 4 шт	100 м2 покриття	0,5	121879	3646,78	180,26	29,07	60939,29	1823,4	90,13	14,535	
Разом прямі витрати по розділу 7									400625	21431	7455,584	143,207	
	Накладні витрати								24431,23				
	планові накопичення								1714,473				
Разом у розділі 7									426770,7				
Розділ 8. Озеленення території													

22	ТЕР47-01-004-01	Підготовка стандартних посадкових місць для дерев і чагарників з круглим грудкою землі механізованим способом розміром 0,2х0,15 м і 0,25х0,2 м в природному ґрунті	10 ям	5,5	55,5	32,92	22,58	2,81	305,25	181,06	124,19	15,455	
23	ТЕР47-01-005-01	Підготовка стандартних посадкових місць для дерев і чагарників з квадратним комом землі розміром 0,5х0,5х0,4 м механізованим способом в природному ґрунті	10 ям	20,3	173,52	114,76	58,76	8,64	3522,456	2329,6	1192,828	175,392	
24	ТЕР47-01-046-03	Підготовка ґрунту для влаштування партерного і звичайного газону з внесенням рослинної землі шаром 15 см механізованим способом	100 м2	13,6	2194,94	369,04	8,8	0,89	29851,18	5018,9	119,68	12,104	
25	ТЕР47-01-058-02	Заготівля дерев і чагарників з грудкою землі у м'якій упаковці розміром 0,25х0,2 м	10 дерев або чагарників	5,5	596,09	134,26			3278,495	738,43	0	0	
26	ТЕР47-02-040-02	Копання ям вручну розміром 0,3х0,3 м на ґрунтах середніх	100 шт.	3	20,43	20,43			61,29	61,29	0	0	
27	ТЕР47-02-093-02	Посів багаторічних трав	1 га	1	48,39		48,39	6,38	48,39	0	48,39	6,38	
Разом прямі витрати по розділу 8									526888,1	8329,4	1436,698	202,951	
Загальнобудівельні роботи									213812	44999	7736	1046	
	Накладні витрати								9495,461				
	планові накопичення								666,3482				
Разом у розділі 8									537049,9				

Розділ 9. Зовнішнє оздоблення													
28	ТЕР 1502-031-8	Оштукатурювання поверхні ц / п розчином М100	100 м2	18,61	8485,4	954,89	0	0	157913,5	17771	0	0	
29	ТЕР 1502-031-8	Забарвлення стін водостійкими фарбами	100 м2	18,61	986,02	551,29	0	0	18349,83	10260	0	0	
Разом прямі витрати по розділу 9									1729612	139921	15472	2092	
Накладні витрати									159509,5				
планові накопичення									11193,65				
Разом у розділі 9									1900315				
Розділ 10. Внутрішнє оздоблення													
30	ТЕР 1504-005-4	Забарвлення полівінілацетатними водоемульсійними складами високоякісна	100 м2	13,5	2187	639,79	16,38	0,24	29524,5	8637,2	221,13	3,24	
31	ТЕР 1502-015-5	Штукатурка поверхні вапняними розчинами високоякісна по каменю і бетону	100 м2	35,6	2441,8	924,29	89,5	56,9	86927,37	32905	3186,2	2025,64	
32	ТЕР 1504-005-3	Забарвлення полівінілацетатними водоемульсійними складами високоякісна	100 м2	34,5	2187	639,79	16,38	0,24	75451,5	22073	565,11	8,28	
33	ТЕР 15-01-001	Облицювання стін гранітними плитками полірованими	10 м2	12	31868	27955	171,77	50,4	382416	335460	2061,24	604,56	
Разом прямі витрати по розділу 10									4729079	596472	21550,45	4757,59	
Накладні витрати									679977,9				
планові накопичення									47717,75				
Разом у розділі 10									5456775				
Розділ 11. Огорожа сходів													
34	ТЕР 0705-016-1	Пристрій металевих огорож з поручнями з твердодістих порід	100 м	0,73	34858	2515	296,69	4,82	25446,7	1836	216,5837	3,5186	

Разом прямі витрати по розділу 11									25446,7	1836	216,5837	3,5186	
Накладні витрати									2092,983				
планові накопичення									146,876				
Разом у розділі 11									27686,56				
Розділ 12. Вікна													
35	ТЕР 10-01-027-2А	Установка стрічкового пластикового скління	100 м2	2,09	3992,6	1261,2	899,78	83,2	8344,45	2635,9	1880,54	173,784	
36	СНМ 203-9095-12	Блоки віконні пластикові для промислових будівель	м 2	217	3195	0	0	0	693315	0	0	0	
Разом прямі витрати по розділу 12									701659,5	2635,9	1880,54	173,784	
Накладні витрати									3004,959				
планові накопичення									210,8743				
Разом у розділі 12									704875,3				
Розділ 13. Двері													
37	ТЕР 10-01-039	Установка пластикових блоків в дверних отворах	м2	217	5763,2	1307,2	1676,21	178	1250604	283654	363737,6	38613	
38	Прайс	пластикові двері	м2	217	9500				2061500				
Разом прямі витрати по розділу 13									3312104	283654	363737,6	38613	
Накладні витрати									323365,2				
	планові накопичення								22692,3				
Разом у розділі 13									3658161				
ПІДСУМКИ ПО КОШТОРИСУ:													
Разом прямі витрати по кошторису									1276039 8	133992 8	557879,9	66506,4	
Разом накладні витрати									1679067				
Разом по кошторису в цінах 2001р.									1411300 0				
Разом по кошторису в цінах 2026р.									2351123 1				

Сільськогосподарський торгівельно-складський комплекс
 (Найменування будови)
5.3.2 об'єктних кошторисних розрахунків №1
 (Об'єктний кошторис)
на будівництво: Сільськогосподарський торгівельно-складський комплекс
 (Найменування робіт і витрат, найменування об'єкта)

Кошторисна вартість 35 474,921 тис. Грн.

Кошти на оплату праці 6 350,750 тис. Грн.

Складено (а) в поточних (прогнозних) цінах станом на II квартал 2026 р

№ п.п.	номер кошторисів	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, грн.				
			будівельних робіт	монтажних робіт	Устаткування, меблів, інвентарю	інших витрат	всього
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Локальний кошторис №1	Будівельні роботи	23511231,00			-	23511231,00
2	11.4% від СМР	опілення та вентиляція	2680280,33	536056,07	1340140,17	-	4556476,57
3	3.5% від СМР	Водопостачання і каналізація	822893,09	164578,62	411446,54	-	1398918,24
4	4.5% від СМР	електроосвітлення	1058005,40	211601,08	529002,70	-	1798609,17
5	3% від СМР	електросилове устаткування	705336,93	141067,39	352668,47	-	1199072,78
6	2% від СМР	Пристрій пожежної сигналізації	470224,62	94044,92	235112,31	-	799381,85
7	6% від СМР	Монтаж і придбання технологічного обладнання		1410673,86	705336,93	-	2116010,79
Разом			29247971,36	2558021,93	3573707,11	-	35379700,41
8	1.5% від тих. обладнання	Резерв на непередбачені роботи і витрати	21160,11	49373,59	24686,79	-	95220,49
Разом по кошторису			29269131,47	2607395,52	3598393,90	-	35474920,89

Зведений кошторисний розрахунок в сумі 62 413 964 тис. грн.

У тому числі сум

Сільськогосподарський торгівельно-складський комплекс

(Посилання на документ про затвердження)

5.7 ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА №1

(Об'єктний кошторис)

на будівництво: Сільськогосподарський торгівельно-складський комплекс

(Найменування робіт і витрат, найменування об'єкта)

Складено (а) в цінах станом на II квартал 2026 р

№ п.п.	№ кошторисів і розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість грн.				Загальна кошторисна вартість грн.
			СМР	монтажних робіт	устаткування	Інші витрати	
1	2	3	4		5	6	7
1	Глава 1 2% від глави 2 і 3	Глава 1. Підготовка території до будівництва	+614651,7609	-	-	-	+614651,7609
2	Глава 2 Об'єктна кошторис	Глава 2. Основний об'єкт будівництва «Картоплесховище»	29269131,47	2607395,52	3598393,9		35474920,9
3	5% від гол. 2	Глава 3. Об'єкти підсобного та обслуговуючого призначення	+1463456,574	-	-	-	2761766,61
РАЗОМ по главам 2-3			30732588,04	2607395,52	3598393,9		36938377,46
4	5% від гл.2 і 3	Глава 4. Об'єкти енергетичного господарства - трансформаторна підстанція	+1536629,402	-	-	-	+1536629,402
5	7% від гл.2 і 3	Глава 5. Об'єкту транспортного господарства і зв'язку	+2151281,163	-	-	-	+2151281,163
6	18% від гл.2 і 3	Глава 6. Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, тепло- і газопостачання	+5531865,848	-	-	-	+5531865,848
18% від гл.2 і 3		Глава 6. Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, тепло- і газопостачання	+5531865,848	-	-	-	+5531865,848
2% від гл.2 і 3		Глава 7. Благоустрій та озеленення території	+614651,7609	-	-	-	+614651,7609
2% від гл.2 і 3		Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди	+614651,7609	-	-	-	+614651,7609
3% від гл.2 і 3		Глава 9. Інші роботи і витрати	+921977,6413	-	-	-	+921977,6413
РАЗОМ по главам 1-9			42718297,38	2607395,52	3598393,9		48924086,8

3.5% від підсумків попередніх глав	Глава 10. Зміст дирекції (технічний нагляд) споруджуваного підприємства і авторський нагляд	+1495140,408	-	-	-	+1495140,408
РАЗОМ по главам 1-10		44213437,79	2607395,52	3598393,9	-	50419227,21
1% від підсумків попередніх глав	Глава 11. Підготовка експлуатаційних кадрів	+442134,3779	-	-	-	+442134,3779
РАЗОМ по главам 1-11		44655572,17	2607395,52	3598393,9	-	50861361,59
2.5% від підсумків попередніх глав	Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи	+1116389,304	-	-	-	+1116389,304
РАЗОМ по главам 1-12		45771961,47	2607395,52	3598393,9	-	51977750,89
2% від глав 1-12 МДС 81-35.2004	непередбачені витрати	+915439,2294	-	-	-	
РАЗОМ з Непередбаченими витратами		46687400,7	2607395,52	3598393,9	-	52893190,12
18% від глав 1-12	Податки і обов'язкові платежі	+8403732,126	+469331,1936	647710,902	-	+9520774,222
РАЗОМ за кошторисом		55091132,83	+3076726,714	+4246104,802	-	62413964,34