

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – КМР.255 “С” 2023.02.24. 030 ПЗ
НУБІП України

БОЯРЧУК АНАСТАСІЯ МИХАЙЛІВНА

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України
МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – КМР.255 “С” 2023.02.24. 030 ПЗ
НУБІП України
БОЯРЧУК АНАСТАСІЯ МИХАЙЛІВНА

НУБІП України

НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

НУБІП України

УДК 727.022.82(477.43)

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач кафедри
будівництва

(назва кафедри)

НУБІП України

Бакулін Є.А.
(підпис) (ПІБ)

2023 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

НУБІП України

Боярчук Анастасії Михайлівни

на тему Проектування дитячо-юнацького навчального -освітнього комплексу в м. Хмельницький

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

НУБІП України

Освітня програма «Магістр»

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-професійна

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

к.т.н., професор

(науковий ступінь та вчене звання)

НУБІП України

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

Д.т.н., професор

(науковий ступінь та вчене звання)

Бакулін Є.А.

(підпис)

(ПІБ)

Мартинов В.Л.

(підпис)

(ПІБ)

НУБІП України

ВИКОНАВ

(підпис)

БОЯРЧУК А.М.

(ПІБ студента)

КИЇВ - 2023
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (НИ) Конструювання та дизайн

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри будівництва

доцент, к.т.н. Бакулін Є.А.

(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)

2023 р.
ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Боярчук Анастасія Михайлівна
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код і назва)

Спеціалізація

(назва)
Програма підготовки Освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема дипломного проекту затверджена наказом ректора НУБіП України від

«...» 2023 р. № «Проектування дитячо-юнацького навчального
освітнього комплексу в м. Хмельницький»

Термін подання завершеної роботи на кафедру

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської роботи: геологічні умови майданчика
будівництва, основи та фундаменти відповідно до ДБН В.2.1-10:2018,
навантаження та впливи згідно ДБН В.1.2-2:2006

Магістерська робота складається з _____ листів пояснювальної записки, 11 листів формату А1 та використаних джерел літератури 4 листів Перелік питань, що підлягають дослідженню:

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1.	Архітектурно-будівельна частина. Фасад 1-10 , Фасад А-М
Аркуш 2.	Архітектурно-будівельна частина. Плани, Розріз 1-1
Аркуш 3.	Архітектурно-будівельна частина. План перекриття, план даху
Аркуш 4.	Розрахунково-конструктивна частина. Плита монолітного перекриття
Аркуш 5	Розрахунково-конструктивна частина. Розрахунок арки
Аркуш 6.	Фундаменти та розрахунок основ. Розрахунок фундаментів
Аркуш 7.	Технологічно-організаційна частина. Техкарта на монтаж арки
Аркуш 8.	Технологічно-організаційна частина. Бюджетний план
Аркуш 9.	Технологічно-організаційна частина. Календарний план
Аркуш 10.	Наукова робота
Аркуш 11.	Наукова робота

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Строки виконання дипломного проекту

Найменування етапу дипломного проекту	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
Збір, аналіз та обґрунтування вихідних		

НУБІП України

матеріалів для проекту

НУБІП України

Написання та наповнення частин

пояснювальної записки

НУБІП України

Виконання графічної частини

дипломного проекту

Дата видачі завдання « » 2023 р.

НУБІП України

Керівник магістерської роботи

проф., д.т.н.

Мартинов В.Л.

(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Q(Ш)

НУБІП України

Завдання прийняв до виконання

Боярчук А.М.

(підпис)

(ПІБ студента)

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Завдання для виконання атестаційної магістерської роботи**Додатки до завдання****Вступ****1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА**

1.1. Загальний опис забудови

1.1.1. Розташування території з географічної точки зору

1.1.2. Кліматичні фактори

1.1.3. Транспортне сполучення

1.1.4. Характеристика ґрунтів

1.2. Генеральний план забудови

1.2.1. Пояснення логічних підстав для прийняття даного рішення

1.2.2. Генеральний план та його обґрунтування

1.3. Об'ємно-планувальні рішення

1.3.2. Опис характерних ознак будівлі

1.3.3. ТЕП

1.4. Конструктивні рішення будівлі

1.4.1. Опис несучих конструкцій

1.4.2. Характеристика огорожувальних конструкцій

1.4.3. Розрахунок теплових параметрів стін

1.4.4. Обґрунтування використання матеріалів для будівництва

1.5. Архітектурне оформлення будівлі

1.6. Характеристика сантехнічного обладнання

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Обґрунтування та розрахунок монолітного ребристого перекриття

2.2. Характеристики для монолітного ребристого перекриття

2.3. Розрахунок монолітної плити перекриття

2.3.1. Розрахунок плити за методами статyki

2.4. Розрахунок плити на міцність за нормальними перерізами

2.5	Розрахунок арочної конструкції
2.5.1	Навантаження від покриття
2.5.2	Дані для проектування арки
2.5.3	Розрахунок прольоту арки та навантаження на неї
2.5.4	Зусилля в стержнях арки та її характеристики
2.5.5	Вибір арматури для затяжки арки
2.6	Визначення втрат напруження в арматурі після процедури її затягування
2.7	Розрахунок опорної здатності верхніх перерізів арки в нормальних умовах
2.8	Розрахунок стійкості діагональних перерізів верхнього поясу арки
2.9	Розрахунок міцності та арочної підвіски
3. ФУНДАМЕНТИ ТА РОЗРАХУНОК ОСНОВ	
3.1	Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика
3.1.1	Визначення геологічних умов будівельного майданчика
3.1.2	Встановлення характеру ґрунтових умов на основі дослідження їх просідання
3.1.3	Висновки щодо геологічних умов на ділянці для будівництва
3.2	Визначення навантажень, які припадають на фундамент
3.3	Розрахунок глибини закладення фундаментів
3.3.1	Планування фундаментів мілкового закладання
3.4	Розрахунок палевих фундаментів
3.4.1	Визначення міцності та стійкості несучої здатності палі
3.5	Встановлення розмірів між опорами
3.6	Вибір дизельного молота для вбивання палі
4. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	
4.1	Визначення оцінки витрат праці
4.1.1	Розрахунок об'ємів загально-будівельних робіт

4.1.2 Встановлення терміну для виконання робіт

4.1.3 Складання загальної трудомісткості

4.1.4 Підбір крану на основі технічних характеристик

4.2. Постачання матеріалів на об'єкт

4.2.1. Розкриття основних технологічних процесів

4.2.3 Моніторинг якості

4.4. Графік руху трудових ресурсів та календарний графік виконання робіт

4.5. Проектування генерального будівельного плану

4.5.1. Проектування тимчасових будівель санітарно – побутового призначення

4.5.2. Розрахунок площі для складських приміщень

4.5.3. Розрахунок тимчасової системи водопостачання

4.5.4. Забезпечення електроенергією

5. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА МОНТАЖ АРКИ

5.1. Застосування в проєкті залізобетонних арок

5.2. Технологія виконання монтажу робіт

5.3. Розрахунок витрат на працю і оплату праці.

5.4. Техніко – економічні показники

5.5. Матеріально-технічні ресурси

5.6. Моніторинг якості

6. ОХОРОНА ПРАЦІ НА ОБ'ЄКТІ

6.1 Охорона праці та нормативні документи

6.1.1 Дослідження травматичних випадків під час здійснення земельних робіт

6.1.2 Дослідження виникнення травматичних випадків під час БМР

6.1.3 Дослідження виникнення травматичних ситуацій під час користування електрикою

6.1.4. Безпека при проведенні земляних робіт

6.1.5 Заходи для забезпечення безпеки під час виконання монтажних робіт

6.1.6 Заходи з охорони праці та забезпечення промислової безпеки під час монтажу електроустановок

6.1.7 Заходи з промислової безпеки під час функціонування електроустановок

6.2. Протипожежні заходи

6.2.1 Заходи, спрямовані на організаційне забезпечення безпеки від пожежі

6.2.2 Фактори, які спричиняють пожежі у будівництві та промисловості

6.2.3 Морядок заходів у разі пожежі

6.2.4 Заходи для захисту від пожежі на території будівельного майданчика

6.2.5. Системи автоматичної пожежної сигналізації

6.2.6. Стійкість будівельних елементів до впливу вогню

6.2.7. Вимоги до проходів для евакуації

6.3. Розрахунок освітлення, забезпеченого прожекторами

7. НАУКОВА РОБОТА

7.1. Аналіз ситуації та мета проведення дослідження

7.2. Проби для досліджень та спосіб їх тестування

7.3. Визначення розрахункових властивостей матеріалів

7.3.1 Встановлення параметрів арматури

7.3.2 Розрахунок призмової міцності бетону

7.3.3 Визначення кубової міцності та класу бетону

7.4 Тестування балок

7.4.1 Дослідження балки Б-21

7.4.2 Дослідження балки Б-11

7.4.3 Дослідження балки Б-14

7.4.4 Дослідження балки Б-16

7.5 Аналіз отриманих вимірювань

7.5.1 Балка Б-21

7.5.1.1 Розрахунок відхилення нижньої арматури на основі даних індикаторів

7.5.1.2 Розрахунок відхилення верхньої арматури на основі даних індикаторів

7.5.1.3 Визначення деформацій нижньої арматури на основі показів тензометра Гугенбергера

7.5.1.4 Дослідження прогинів

7.5.1.5 Визначення відносних деформацій на верхній стиснутій поверхні балки

7.5.2 Балка Б-11

7.5.2.1 Визначення переміщення нижнього стержня на основі показів значень індикаторів

7.5.2.2 Визначення переміщення верхнього стержня на основі показів значень індикаторів

7.5.2.3 Визначення деформацій нижнього стержня на основі відчитаних значень тензометра Гугенбергера

7.5.2.4 Дослідження прогинів

7.5.1.5 Визначення відносних деформацій на верхній стиснутій поверхні балки

7.5.3 Балка Б-14

7.5.3.1 Визначення переміщення нижнього стержня на основі показів значень індикаторів

7.5.3.2 Визначення переміщення верхнього стержня на основі показів значень індикаторів

7.5.3.3 Визначення деформацій нижнього стержня на основі відчитаних значень тензометра Гугенбергера

7.5.3.4 Дослідження прогинів

7.5.3.5 Визначення відносних деформацій на верхній стиснутій поверхні балки

7.5.4 Балка В-16

7.5.4.1 Визначення переміщення нижнього стержня на основі показів значень індикаторів

7.5.4.2 Визначення переміщення верхнього стержня на основі показів значень індикаторів

7.5.4.3 Визначення деформацій нижнього стержня на основі відчитаних значень тензометра Гугенбергера

7.5.4.4 Дослідження прогинів

7.5.4.5 Визначення відносних деформацій на верхній стиснутій поверхні балки

7.6 Оцінка отриманих вимірювань і їх аналіз

7.6.1 Порівняння вигинів балок

7.6.2 Функціонування нижнього стержня балок

7.6.3 Переміщення верхнього стержня балок

7.6.4 Діяльність зони стисненого бетону

7.6.5 Поведінка бетону при розтягненні

7.7. Висновок наукової роботи

8. ВИКОРИСТАНІ ДЖЕРЕЛА

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Вступ

Навчально-освітній комплекс у місті Хмельницький створено спеціально для дітей та юнаків, з метою надання високоякісної освіти та сприяння їхньому фізичному розвитку. Цей комплекс є втіленням сучасних стандартів та передових педагогічних методик, спрямованих на гармонійний розвиток особистості.

Відмінно оснащені аудиторії забезпечують високий рівень освіти, а зручні спортивні зали та басейн допомагають у розвитку фізичних здібностей.

У сучасному світі освіта є ключовим елементом розвитку суспільства. Вона не лише формує особистість, але й визначає майбутнє країни. У зв'язку з цим, велика увага приділяється створенню сучасних та ефективних навчальних закладів, які б відповідали високим стандартам освіти та забезпечували повноцінний розвиток молоді.

Однією із важливих галузей освітньої сфери є проектування дитячо-юнацьких навчально-освітніх комплексів. Ці установи мають не лише забезпечити дітей та молодь якісною вузькою освітою (наприклад, спортивна освіта), але й стати центром їхнього розвитку, наділеного всіма необхідними ресурсами для формування здорової, розумної та творчої особистості.

У даній дипломній роботі здійснюється глибокий аналіз процесу проектування дитячо-юнацького навчально-освітнього комплексу в м. Хмельницький.

Для розробки даного проекту користувалася вихідними даними, які включають у себе:

1. Завдання для виконання кваліфікаційної магістерської роботи: Цей документ містить ключові вимоги, які повинні бути враховані під час проектування.
2. План будівлі: Це графічне представлення будівлі, яке показує розташування основних елементів та комунікацій в межах майданчика.

3. Розріз будівлі: Ця схема надає вертикальний розріз будівлі, показуючи його структуру та взаємозв'язки між різними поверхами.

4. Інженерно-геологічний розріз: Ця інформація допомагає розуміти геологічні умови будівельного майданчика, включаючи склад ґрунтів та можливі ризики.

5. Фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчика: Ці дані вказують на властивості ґрунтів, які можуть впливати на фундамент будівлі та інші інженерні рішення.

6. Ці вихідні дані становлять основу для розробки проекту та визначення оптимальних інженерних рішень для будівництва дитячо-юнацького навчально-освітнього комплексу.

Ділянка під будівництво розташована в м. Хмельницький.

Проект був розроблений відповідно до всіх вимог щодо екологічної безпеки, пожежної безпеки, санітарних та технічних норм, а також інших чинних правил.

У проекті передбачені заходи, спрямовані на забезпечення безпеки та здоров'я людей, а також безпечної експлуатації цього об'єкту.

Цей комплекс – це місце, де буде формуватися майбутнє нашої країни, де кожен учень здобуває знання та цінності, які супроводжуватимуть його у всьому житті.

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1. Загальний опис забудови

1.1.1. Розташування території з географічної точки зору

Геологічний устрій території, на якій розташований Хмельницький, обумовлений його розташуванням у південно-західній частині Східно-Європейської платформи, де переплітаються дві тектонічні структури - Український щит і Волино-Подільська плита. Підґрунтя на цій території складається з магматичних і метаморфічних гірських порід, які сягають

архейського та ранньопротерозойського періодів розвитку Землі і поділені на окремі блоки.

Грунти. Хмельницький район є найбільшим за територією і має великий

сільськогосподарський потенціал в межах лісостепового природного району

Хмельницької області. На цій території зустрічаються високородючі ґрунти,

зокрема, найпоширеніші серед них - типові чорноземи з низьким вмістом гумусу,

які займають 84% площі району. Також можна зустріти сірі лісові, темно-сірі

опідзолені ґрунти, а також дернові і лучні ґрунти в долинах річок та зниженнях

рельєфу. На північній частині району можна знайти болотні ґрунти.

Корисні копалини. На території Хмельниччини та її навколишніх районах знаходяться значні запаси твердих кристалічних порід, таких як граніти, базальти,

лабрадорити та інші. Тут також видобувають яшму, топази, гранати, бурштин та

турмалін, а також є великі родовища каоліну. Особливо цінні сірі і рожеві граніти,

а також каоліни, знаходяться в східній частині Хмельницької області.

Рельєф

Рельєф міста Хмельницького визначається його геологічною будовою.

Місто знаходиться в західній частині України, всередині Волино-Подільської

височини. Воно розташоване на обох берегах річки Південний Буг, яка має

довжину 68 кілометрів та водозбірний басейн площею 762 квадратних кілометри.

Похил річки складає 1,6 метра на кілометр.

Долина Південного Бугу має коритоподібну форму з чіткими контурами, її

глибина сягає до 4 кілометрів, а ширина до 60 метрів. Заплава річки двостороння,

місцями досягає ширини 1-1,2 кілометрів і містить заболочені угіддя. Річище

Південного Бугу характеризується його звивістю - в широких місцях має ширину

25 метрів, а в середній течії - 8 метрів. Глибина річки варіюється від 1,6 метра, а

іноді річка має прямолінійний характер. Також на території річкової долини

створені штучні водойми та осушувальні системи.

Південний Буг використовується для побутового і промислового водопостачання, а також для рибальства. Береги річки є похилими.

НУБІП УКРАЇНИ

1.1.2. Кліматичні фактори

НУБІП Україна

Місто знаходиться в помірно-континентальному кліматі з теплим літом, м'якою зимою та достатньою кількістю опадів.

Основні температурні показники:

- Н
- У січні середня температура становить приблизно $-4,8^{\circ}\text{C}$ до $-5,6^{\circ}\text{C}$.
 - У липні середня температура коливається від приблизно $+18,1^{\circ}\text{C}$ до $+18,6^{\circ}\text{C}$.

- Н
- Тривалість періоду з температурою понад $+10^{\circ}\text{C}$ становить більше 160 днів на рік.
 - Сума активних температур коливається від 2350°C до 2950°C .

Щорічна кількість опадів становить приблизно 600-650 мм, і основна їх частина припадає на квітень і жовтень. Сніговий покрив в зимовий період висотою 12-14 см.

Серед несприятливих кліматичних умов у Хмельницькій області можна виділити такі:

- Н
- Ожеледиця, яка може тривати до 15 днів взимку.
 - Посилення вітру до 15 м/с, особливо часто спостерігається в південній частині області.

- Н
- Тривалі періоди без опадів, що може впливати на вологість ґрунту та розвиток рослин.

Н

Зливи та відлиги, особливо взимку, які можуть тривати від 13 до 20 днів за місяць.

- Заморозки, які можуть виникати на поверхні ґрунту іноді навіть до середини червня, що може впливати на розвиток рослин і сільське господарство.

Г

Хмельницька область розташована в вологій та помірно теплій зоні. Для моніторингу погодних умов та клімату в області діють Хмельницький обласний центр по гідрометеорології та метеостанції, які забезпечують необхідну інформацію для жителів та сільськогосподарських потреб.

Г

Таблиця 1.1. Кліматичні умови в м.Хмельницький

Г

Г

Г

Клімат м. Хмельницький													
Показник	Січ	Лют	Бер	Кві	Тра	Чер	Лип	Сер	Вер	Жов	Лис	Гру	Рік
Абсолютний максимум, °С	11	16	22	23	30	31	31	31	30	23	15	11	31
Середній максимум, °С	-1	-1	4	11	18	20	22	22	17	11	3	0	10
Середня температура, °С	-3	-3	1	7	13	16	17	17	13	7	2	-1	7
Середній мінімум, °С	-6	-6	-1	3	8	11	12	12	9	4	0	-3	3
Абсолютний мінімум, °С	-31	-26	-21	-5	-1	2	6	2	-2	-10	-16	-22	-31
Норма опадів, мм	20	20	20	30	50	70	70	60	40	30	40	30	560

НУБІП України

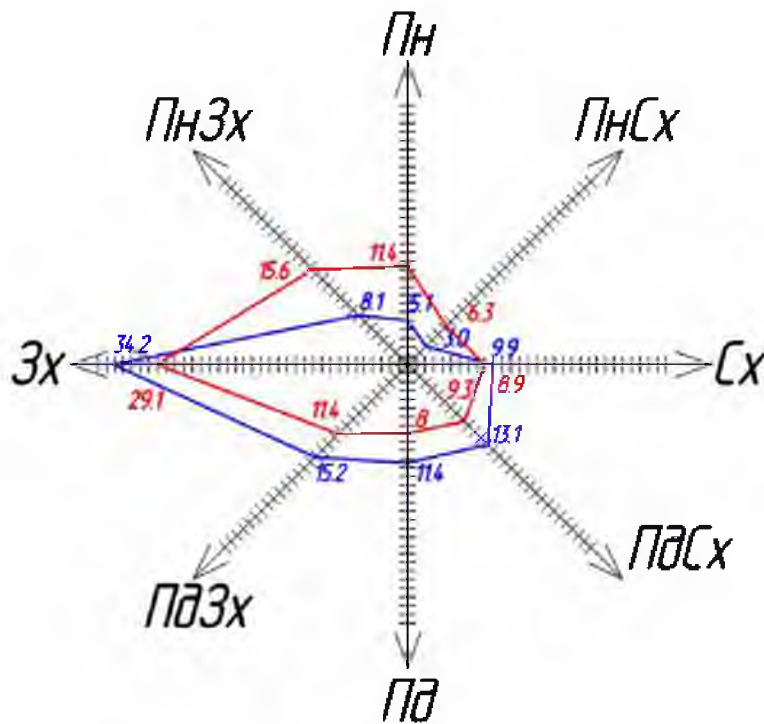
Н.

Повторюваність напрямку вітру, %

Н.

Н.

Н.



— Липень

— Січень

Мал.1.1. Повторюваність напрямку вітру для м.Хмельницький

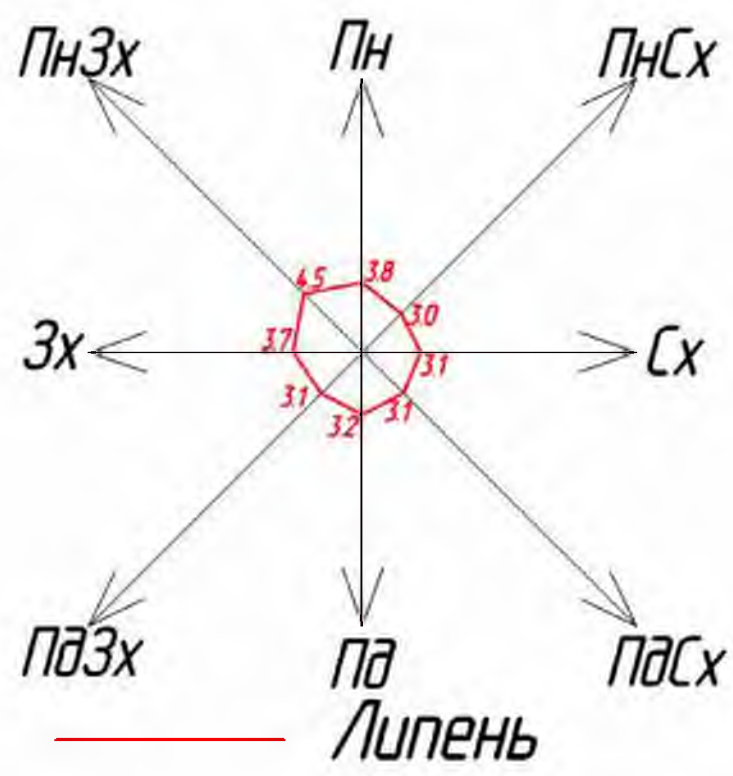
НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Нс

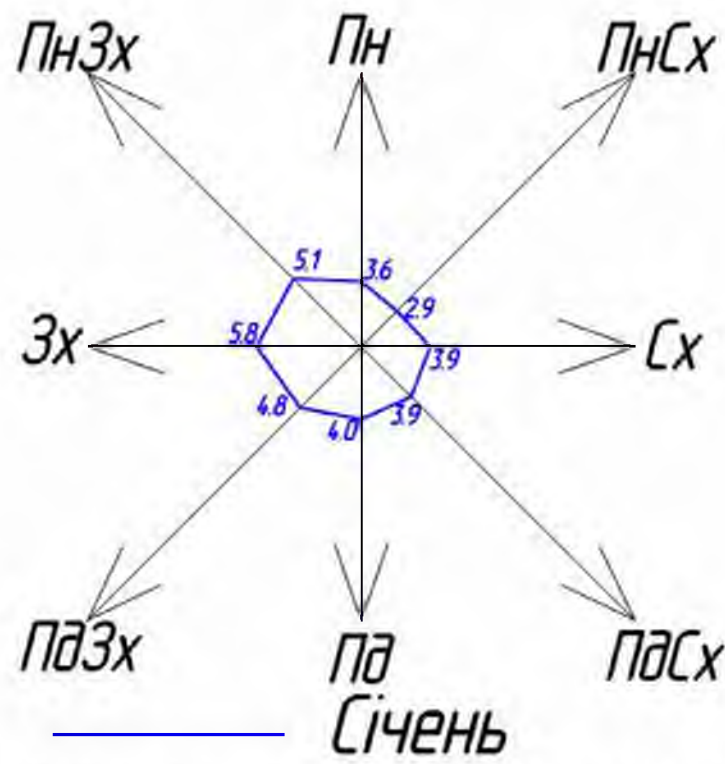
Середня швидкість вітру, м/с



Нс

Нс

Нс



Нс

Нс

НУБІП У КРАЇНИ

Мал. 1.2. Середня швидкість вітру для м. Хмельницький

НУБІП України

1.1.3. Транспортне сполучення

У м. Хмельницький є добре розвинуті засоби транспортного сполучення.

НУБІП України

Автобуси: Для автобусного сполучення в місті відповідають автовокзали "Хмельницький", які забезпечують пасажирські перевезення між містом та іншими регіонами України. Також поблизу є дві зупинки. Тому учням зручно діставатися на заняття.

НУБІП України

Аеропорт: Міський аеропорт розташований недалеко від центру Хмельницького, на відстані 10 кілометрів, практично в межах міста. Цей аеропорт обслуговує як пасажирські, так і вантажні рейси.

НУБІП України

Залізниця: Хмельницький також має важливу роль в залізничному сполученні. Місто обслуговується пасажирською та вантажною залізничною станцією, яка підпорядковується Жмеринській дирекції Південно-Західної залізниці. На станції Хмельницький зупиняються потяги далекого сполучення, а також приміські потяги, що забезпечують зручне сполучення з іншими регіонами країни.

НУБІП України

Ці транспортні вузли грають важливу роль у забезпеченні зв'язку між Хмельницьким та іншими регіонами України, забезпечуючи мешканцям міста та гостям можливість зручно перемішуватися всередині країни.

НУБІП України

1.1.4. Характеристика ґрунтів

З вказаними глибинами свердловин і геолого-літологічною будовою майданика можна зробити наступні висновки щодо підґрунтя:

НУБІП України

1. **ПЕ-1** – це верхній шар, ґрунтово-рослинний шар товщиною 0,5 м. Цей шар включає в себе органічні матеріали, і він служить верхнім покривом ґрунту.

2. **ПЕ-2** - супісок твердий просідаючий, товщиною від 4,2 до 4,7 метрів. Цей шар складається з твердих супісок, які можуть піддаються просіданню. Він є непроникним для води і, ймовірно, виступає як покладка, яка може впливати на розподіл ґрунтових вод.

3. **ПЕ-3** - суглинок твердий просідаючий, товщиною від 5,8 до 6,4 метрів. Цей шар складається з твердого суглинку і також піддається просіданню. Він є важливим для інженерних обчислень, оскільки може мати значний вплив на стійкість будівельних споруд.

4. **ПЕ-4** - пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, товщиною від 1,1 до 1,2 метрів. Цей шар складається з вологого піску, що може мати вплив на гідроізоляцію будівельних об'єктів.

5. **ПЕ-5** - глина напівтверда, товщиною від 2,7 до 3,3 метрів. Глина є менш проникливою для води, і вона може впливати на гідрологічний режим місцевості.

З урахуванням цих даних, при будівництві на даному майданчику необхідно враховувати характеристики різних ґрунтових шарів, їхню стійкість і властивості щодо просідання. Це допоможе забезпечити безпечну та стійку експлуатацію будівлі чи споруди.

1.2. Генеральний план забудови

1.2.1 Пояснення логічних підстав для прийняття даного рішення

Комплекс розташований у легкодоступному місці, яке можна швидко досягти як на приватному автомобілі, так і громадському транспорті. Будівля споруджена подалі від житлових кварталів.

Таким чином, майданчик будівництва знаходиться на вулиці Прибузька.

З вказаними рекомендаціями щодо доріг і відведення поверхневих вод генеральний план будівництва (аркуш №1) враховує важливі аспекти для безпеки та структурованості будівництва. Ось деякі ключові пункти із цього опису:

1. Дороги для підвозу конструкцій і матеріалів: До об'єкту можна заїхати як з вулиці Прибузька, так і з вулиці Свободи. Обидві ці вулиці охоплюють автобусні маршрути. Відстань до найближчих зупинок автобусів і тролейбусів становить всього 2-3 хвилини, забезпечуючи зручний доступ для відвідувачів.

2. Відведення поверхневих вод: План передбачає відведення поверхневих вод за допомогою лотків проїзної частини та дощеприйомних колодязів, із подальшим випуском у дощову каналізацію. Це важливо для управління водними потоками та запобігання потенційним затопленням на будівництві.

Зазвичай такі деталі і плани включаються в генеральний план для забезпечення ефективності будівництва, безпеки працівників та збереження навколишнього середовища. Однак важливо також забезпечити виконання всіх вимог і нормативів, включаючи екологічні та будівельні норми, при реалізації цього проекту.

Комплекс робіт з благоустрою ділянки включає наступні складові:

1. Влаштування проїздів: Для проїздів обрано асфальтобетонне покриття. Воно забезпечує гладку та комфортну поверхню для автотранспорту.

2. Влаштування тротуарів: Для тротуарів використовується піщаний асфальт. Це також добре зносостійке покриття, яке надає можливість пішоходам безпечно рухатися по тротуарах.

3. Влаштування доріжок: Для доріжок обрано бетонну плитку. Бетонна плитка дуже популярна для створення структурованих та естетично приємних доріжок. Вона також дуже міцна і витривала.

4. Влаштування майданчиків: Майданчики призначені для відпочинку та рекреації і покриті щобеновим матеріалом. Це може створити природний вигляд та додати текстуру цим зонам.

Крім того, необхідно враховувати проектування та встановлення зелених насаджень для прикраси та покращення екологічної ситуації на ділянці. Всі ці заходи допоможуть створити комфортний та привабливий середовище для користувачів цієї ділянки.

Проект благоустрою території має важливе значення для створення комфортного і зручного середовища для життя та відпочинку населення.

Ширина доріг: Проектом передбачено різну ширину проїзної частини доріг - 3,5 м і 6,0 м. Це може бути обумовлено різним функціональним призначенням доріг та обсягами руху. Забезпечення доріг відповідно до стандартів важливо для безпеки руху.

Господарський двір: Розміри господарського двору - 16x25 м - важливі для організації місця для зберігання обладнання та інших матеріалів, які використовуються для обслуговування будівлі і території.

Автостоянка: Запроектовано автостоянку на 11 машино-місць згідно з вимогами ДБН 360-92. Це важливо для забезпечення зручності користувачів будівлі та підтримки порядку на території.

Озеленення: Проект передбачає озеленення території газонами, деревами і чагарниками. Це не лише поліпшує естетичний вигляд місця, але і сприяє збереженню екологічної рівноваги, поліпшує якість повітря та створює зони для відпочинку.

Територію буде озеленено, включаючи створення газонів та посадку дерев і чагарників, але це відбудеться після завершення будівництва, щоб зберегти та забезпечити рослинам сприятливі умови для росту та виживання.

НУБІП України

1.2.2. Генеральний план та його обґрунтування

План благоустрою території детально описано на першому аркуші графічної частини документа. Мета виконання робіт з організації рельєфу на майданчику полягає в створенні пішохідних доріжок та автомобільних доріг, які забезпечать зручність для пішоходів та автомобілів. Крім того, ці роботи включають планування системи водовідведення на ділянці.

Усі дороги мають нахил в обох вертикальних напрямках, що гарантує ефективне стікання атмосферних опадів і забезпечує належну систему водовідведення.

1.3. Об'ємно-планувальні рішення

Приміщення будівлі розділені на кілька функціональних зон, кожна з яких має своє призначення. В загальному, дитячо-юнацький навчально-освітній комплекс - це комплексна установа, яка надає освітні, навчальні, розвивальні та соціальні послуги дітям та молоді. Будівля, яка проєктується спеціалізується на розвитку спортивних здібностей дітей та підготовці їх до спортивних змагань.

У вестибюльній групі, яка є вхідною зоною, розміщені гардеробні, санітарні вузли, їдальня, приміщення для інвентарю та меблів, охорони та бюро перепусток.

Спортивна група включає в себе приміщення для басейну, спортивний зал (приміщення з спеціальними покриттями для виконання різних видів спорту, таких як , волейбол, гімнастика, боротьба тощо.), приміщення для тренувань(учні можуть користуватися тренажерами для розвитку фізичної сили та витривалості), лекційні аудиторії (уроки з теорії спорту та фізичної підготовки проводяться у лекційних аудиторіях) та обслуговування, роздягальні з душовими та допоміжні приміщення.

Усі розміри приміщень відповідають нормам ДБН В.2.2-13-2003 "Спортивні та фізкультурно-оздоровчі споруди".

НУБІП України

1.3.2. Опис характерних ознак будівлі

Комплекс розроблено для проведення різноманітних гурткових занять з плавання та спорту, розважальних заходів у місті Хмельницький.

НУБІП України

Комплекс розрахований на 300 відвідувачів.

Будівля складається з трьох поверхів та має розміри у осях 27,20 x 51,00 метрів. Висота цієї будівлі становить 16,10 метрів.

НУБІП України

Будівля включає в себе різні приміщення, такі як вестибюль розміром 8,4×4,4 метра, клас IT програмування розміром 8,4×8,4 метра, приміщення басейну розміром 15,66×30,00 метра, а також комплекс приміщень для обслуговування та допоміжних цілей.

Стіни будівлі виконані зі стінових конструкцій, включаючи несучі балки.

НУБІП України

Головний вхід розташований в центрі будівлі. Також на третьому поверсі передбачено оглядове приміщення для тренерів та вчителів, яке надає можливість спостерігати за тренуваннями та діяльністю на інших поверхах.

На першому поверсі будівлі розміщуються кабінети адміністрації,

НУБІП України

вестибюль, гардероб, їдальня для учнів, душові приміщення та технічні приміщення. Перший поверх призначений для підготовки/переодягання до занять і включає дві роздягальні з душовими і санітарними вузлами. Також на цьому поверсі є їдальня на 30 посадочних місць для учнів.

На другому поверсі розташований комплекс приміщень для учнів навчально-освітнього комплексу (приміщення басейну, хореографічний клас (вік 6-12 років), зал для фехтування та клас для IT програмування). Також розплановані санвузли (жіночі, чоловічі), кімната для тренерів та кімната для медичного працівника.

НУБІП України

У будівлі є три сходові клітки.

На третьому поверсі знаходяться хореографічний клас для дітей віком з 4-18 років, клас мистецтва та друге світло звуку фехтування.

Також запроектовано приміщення для глядачів, які будуть спостерігати за досягненнями учнів.

У комплексі передбачено аварійні виходи, приміщення забезпечені хорошою вентиляцією. Забезпечено належний рівень водопостачання та водовідведення, а також встановлені вузли санітарної гігієни.

1.3.3. ТЕП

Техніко-економічні показники проєкту

1. Загальна площа приміщень становить 2117 м².
2. Корисна площа будівлі складає 19047 м².
3. Об'єм будівлі дорівнює 19047 м³.
4. Коефіцієнт відношення корисної площі будинку до загальної площі (K1) дорівнює 0,94.
5. Коефіцієнт відношення корисної площі будівлі до об'єму (K2) становить 0,104.

1.4. Конструктивні рішення будівлі

1.4.1. Опис несучих конструкцій

Конструктивні рішення були розроблені з використанням існуючої номенклатури збірних залізобетонних виробів і типових проєктних рішень, які вже використовуються у місті Хмельницький і в області загалом.

Конструктивна схема будівлі базується на стіновій конструкції.

Фундаменти включають стрічкові збірні та залізобетонні фундаменти.

Сходи складаються з збірних бетонних сходових маршів, які відповідають вказаним серіям : I .251.1-4 вип.1, 2, I .151.1-7 вип.1, I .151.1-6 вип.1, майданчики за серіями 1.252.1-4 вип.1 і I .152.1-8 вип.1.

Сходи у приміщення вестибюля спроектовані індивідуально.

Зовнішні стіни будівлі виконані з цегли з товщиною 510 мм, в той час як внутрішні несучі стіни мають товщину 380 мм.

Покрівля будівлі має різні типи: над вестибюлем - монолітне залізобетонне перекриття, над приміщеннями - збірні ригелі та круглопустотні залізобетонні плити. Там, де неможливо використовувати плити або, де проходять вентиляційні канали, застосовуються монолітні рішення.

Над приміщенням басейну використовується система залізобетонних арок, де опорні плити є важливими конструкціями для підтримки цих арок.

Щодо підліг у приміщенні, вони влаштовані з використанням сучасних технологій, які включають підігрів та полімерні покриття. Підлоги виконані над залізобетонними перекриттями, що відповідає сучасним стандартам та забезпечує комфорт та безпеку користувачів.

1.4.2. Характеристика огорожувальних конструкцій

Перегородки в будівлі мають товщину 120 мм і виготовлені з цегли.

Зовнішні входні двері є глухими з обшивкою вертикальною рейкою, і вони відповідають серії I.136-II за стандартами.

Внутрішні двері відповідають стандарту ДСТУ EN 14351-1:2020 [7] і є важкозаймистими за серією 1.136.5-19.

Вікна мають потрійне скління відповідно до стандарту ДСТУ Б В.2.6-15:2011.

Покрівля складається з рулонного матеріалу з внутрішнім водостоком і частково покрита металочерепицею. Дах над басейном складається з бетонних плит і частково з кроквями.

Зовнішні поверхні стін і архітектурні елементи фасадів обробляються металопрофілем. Для захисту цих поверхонь від впливу навколишнього середовища використовують гідрофобний склад з концентрацією 5% кремнійорганічних сполук, таких як ГКЖ-10 або ГКЖ-11.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Таблиця 1.2. Експлікація перекриття, покриття та підлог

Експлікація підлог

Тип підлоги	Схема підлоги	Данні елементів підлоги (назва, товщина, основа, та ін.), мм.
1		1. Плитка керамічна - 13мм 2. Заповнення швів цем.піщ.розчином М150 - 20мм 3.Стяжка з керамзитобетону - 50мм 4. Бетон класу С8/10 - 80мм
2		1. Плитка керамічна - 6мм 2. Заповнення швів цем.піщ.розчином М150 - 20мм 3.Стяжка з керамзитобетону - 55мм 4. Гідроізоляція 4 шару 5.Стяжка з цем.піщ.розчину - 20мм 6. Бетон класу С8/10 - 80мм
3		1. Дощки ГОСТ 8242-80 - 37мм 2. Лага 100х50 - 50мм 3.Прокладка з дошки 150х20х200 - 20мм 4. Бетонна підлога.
4		1. Плитка керамічна - 6мм 2. Заповнення швів цем.піщ.розчином М150 - 15мм 3.Стяжка з керамзитобетону - 30мм 4. 2 шару гідроізолу на бітумній мастиці. 5.Стяжка з цем.піщ.розчину - 25мм. 6. З/б плита перекриття.
5		1. Плитка керамічна - 13мм 2. Заповнення швів цем.піщ.розчином М150 - 20мм 3.Стяжка з цем.піщ.розчину М150 - 67мм 4. З/б плита перекриття.

Таблиця 1.3. Специфікація вікон

Позн. марка	Позначення	Найменування	К-ть
Вікна			
В-1	Інд виготовлення	Вікно розміром 1770x1170	10
В-2	Інд виготовлення	Вікно розміром 1770x1170	6
В-3	Інд виготовлення	Вікно розміром 1770x2060	5
В-4	Інд виготовлення	Вікно розміром 1730x2060	2
В-5	Інд виготовлення	Вікно розміром 980x2960	8
В-6	Інд виготовлення	Вікно розміром 1770x1770	21
В-7	Інд виготовлення	Вікно розміром 1770x1470	26
В-8	Інд виготовлення	Вікно розміром 1730x2060	1
В-9	Інд виготовлення	Вікно розміром 980x3660	14

Таблиця 1.4. Специфікація плит перекриття

Позн. марка	Позначення	Найменування	К-ть	Маса од. кз
П-1	С 1241-1 Б 39	П90 15-8Ам-1	2	4521
П-2	С 1241-1 Б 39	П90 12-8Ам-1	22	3200
П-3	С 1141-1 Б 63	П60 15-8Ам-1	8	2950
П-4	С 1141-1 Б 63	П60 12-8Ам-1	34	2200
П-5	С 1141-1 Б 63	П54 15-8Ам-1	8	2525
П-6	С 1141-1 Б 63	П54 12-8Ам-1	1	1900
П-7	С 1141-1 Б 60	П42 15-8м	3	1970
П-8	С 1141-1 Б 60	П42 12-8м	4	1490
П-9	С 1141-1 Б 60	П36 15-8м	4	1700
П-10	С 1141-1 Б 60	П30 15-8м	2	1425
П-11	С 1141-1 Б 60	П30 12-8м	38	1080
П-12	С 1141-1 Б 60	П30 10-8м	20	882
П-13	С 1141-1 Б 60	П27 12-8м	10	970
П-14	С 1141-1 Б 60	П24 12-8м	34	867
П-15	С 1243.1-4	П12 5-13 13	48	338

1.4.3. Розрахунок теплових параметрів стін

На сьогоднішній день однією з ключових проблем є впровадження енергоефективних систем, зокрема, в щонайменше, під час будівництва нових об'єктів. Один з ефективних методів збереження енергії полягає в утепленні огорожувальних конструкцій.

Вихідні умови для розрахунку теплових параметрів стіни:

Інформація про будівництво:

- Назва будівлі: Дитячо-юнацький науково-освітній комплекс

- Назва приміщення: їдальня

- Район будівництва: м. Хмельницький

- Температурна зона: I

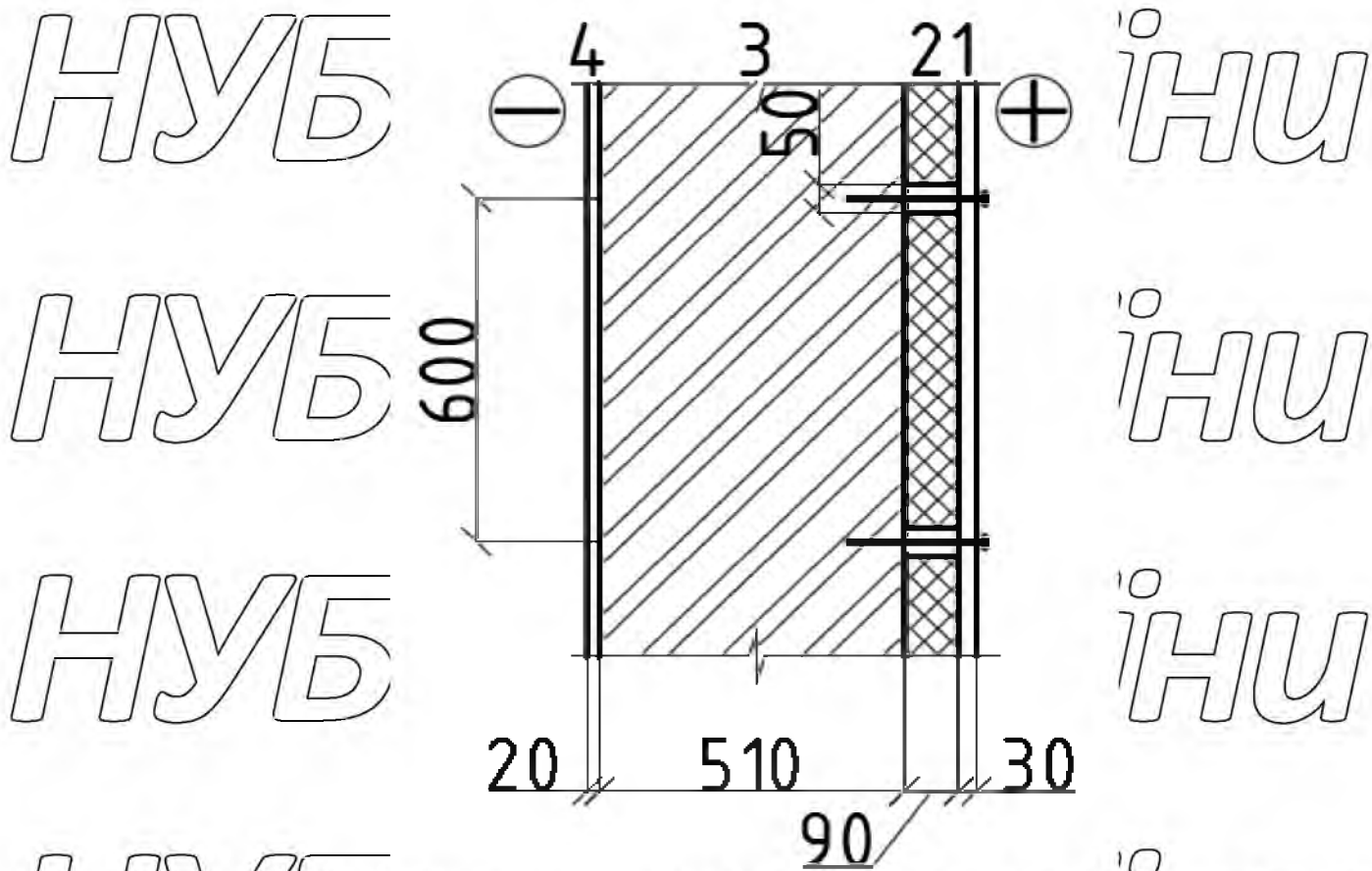
- Вологісний режим: Нормальний

- Призначення будівлі: Науково-освітній процес у сфері спорту.

- Розрахункова температура внутрішнього повітря: 20°C

- Розрахункове значення відносної вологості: 50-60%

Для аналізу конструкції стіни використовуємо зображення на малюнку 1.3.



Мал. 1.3. Конструкція цегляної стіни в осях «8-Б»

Обґрунтування розрахунку:

Розрахунок опору теплопередачі зовнішньої стіни для першої температурної зони відбувається наступним чином:

1. Мінімально допустиме значення опору теплопередачі

$$R_{qmin} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} \text{ для першої температурної зони (додаток Б) [4,табл.3].}$$

2. Розрахункові значення температури і вологості повітря в приміщеннях громадської будівлі:

- Температура внутрішнього повітря $t_{в} = 20^\circ \text{C}$ (додаток Б, табл. Б.1)

[4,табл. 1].

- Відносна вологість повітря $\phi_{в} = 55\%$ відповідно (додаток В, табл. В 1) [4,

додаток В, табл. В 2].

3. Вологісний режим - *нормальний*, залежно від відносної вологості $\phi_{в}$ температури внутрішнього повітря $t_{в}$. (за додатком В, табл. В.2) [4, додаток Г, табл. Г. 1].

4. Конструкція зовнішньої стіни експлуатується в умовах Б (додаток В, табл. В. 3) (4, додаток К).

З цими вхідними даними можна розрахувати опір теплопередачі зовнішньої стіни будівлі і порівняти його з мінімально допустимим значенням R_{min} . Якщо опір теплопередачі будівельної конструкції перевищує мінімально допустиме значення, то конструкція відповідає вимогам енергоефективності.

Для точного розрахунку опору теплопередачі і визначення відповідності конструкції вимогам, вам, можливо, потрібно буде використовувати спеціалізоване програмне забезпечення або консультиватися з фахівцями у галузі будівництва та енергоефективності.

Значення теплотехнічних показників матеріалів шарів стіни для умов експлуатації типу Б за додатком В, табл. В.4 [4, додаток Л] мають бути записані в таблицю 1.5

Таблиця 1.5. Теплофізичні властивості матеріалів, які використовуються у шарах стін, що розраховуються

№ шару	Найменування матеріалів шару	Густина $\rho, \frac{кг}{м^3}$	Товщина шару $\sigma, м$	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності $\lambda, \frac{Вт}{м \cdot К}$	Термічний опір шару $R = \frac{\sigma}{\lambda}, \frac{м^2 \cdot К}{Вт}$
1.	Металопрофіль	-	-	-	-

2.	Утеплювач Плити піно- полістирольні екструзійні	39	0,17	0,037	$\frac{0,17}{0,07}$ = 1,29
4.	Цегляна стіна	1600	0,51	0,64	$\frac{0,51}{0,64}$ = 0,79
5.	Штукатурка – Цементно-піщаний розчин	1600	0,02	0,81	$\frac{0,02}{0,81}$ = 0,024

Розрахунок теплозбереження стіни базується на теплотехнічних характеристиках матеріалів, які складають шари стіни. У вашому випадку, товщина цегляної стіни складає 650 мм (мал. 1.3).

Так як термічний опір пароізоляції та металопрофілю не враховується, розрахунок буде спрощений. Головним показником для визначення теплозбереження буде теплопровідність цегли.

Для визначення товщини утеплювача δ_3 , при якій опір теплопередачі конструкції буде відповідати нормативним вимогам, ми проведемо розрахунок, порівнюючи праву частину формули (2) з формулою(1):

$$R_{q \min} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_1 + R_2 + \frac{\delta_3}{\lambda_{\text{мах,тепл}}} + R_4 + \frac{1}{\alpha_3} \quad (1)$$

$$\delta_3 = (R_{q \min} - (\frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_1 + R_2 + R_4 + R_5 + \frac{1}{\alpha_3}))\lambda_3 = (3,3 - (\frac{1}{8,7} + 0,79 + 0,024 + \frac{1}{2,3}))0,037 = 0,086 \text{ м} \quad (2)$$

де $\alpha_2 = 8,7 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{К})$, $\alpha_3 = 23 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{К})$ приймають згідно з додатком Г, табл. Г.1 [12. додаток Е];

Для утеплення використаємо плити з резольно-формальдегідного пінопласту, з густиною 50 кг/м^3 , та коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_3 = 0,064 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot \text{К})$. Це значення менше, ніж те, яке ми розраховали.

Тому термічний опір утеплювача буде:

$$R_3 = \frac{0,09 \text{ м}}{0,037 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot \text{К})} = 2,43 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right).$$

Отримані значення заносимо в табл. 1

Якщо ми припустимо, що конструкція є термічно однорідною, то опір теплопередачі конструкції буде: $R_{\Sigma} = \frac{1}{8,7} + 0,024 + 0,79 + 2,43 + \frac{1}{23} = 3,402 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right)$.

Висновок полягає в тому, що оскільки опір теплопередачі зовнішньої стіни (R_{Σ}) дорівнює $R_{\Sigma} = 3,402 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right) > R_{\text{міні}} = 3,3 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right)$, то умова (4) виконана.

Тобто, товщина утеплювача повинна бути 90 мм.

1.4.4. Обґрунтування використання матеріалів для будівництва

Будівництво використовує різні матеріали, які зазвичай постачаються з різних джерел. Наприклад, збірні залізобетонні конструкції виготовляються на ХМЕЛЬНИЦЬКОМУ ЗАВОДІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ВИРОБІВ І КОНСТРУКЦІЙ. Бетон зазвичай замовляють на "INTER BETON" і доставляють його автоміксерами об'ємом до 6 куб. м. Щебінь видобувають на Вирівському кар'єрі.

Цемент і пісок доставляють із ПАТ "Подільський цемент", який знаходиться близько до міста Кам'янець-Подільський. Цеглу постачають із заводу будівельних матеріалів у Хмельницькому. Балки завдовжки 18 метрів доставляють автотранспортом з міста Київ, зазвичай через компанію УКРСПЕЦБЕТОН.

Перевезення збірних елементів дозволене, коли бетон досягає не менше 80% проектної міцності. Арки з прольотом 18 метрів можна перевозити як на загальному, так і на спеціалізованому автотранспорті.

1.5. Архітектурне оформлення будівлі

Колір, текстура зовнішніх стін, розмір і форма вікон мають значущий вплив на візуальне сприйняття будівлі.

Будівля є компактною, і її архітектурна композиція ґрунтується на поєднанні різних форм і розмірів об'ємів, використанні великих поверхонь і мінімальних нахилів. Вхід до будівлі виділяється великим вітражем, що акцентує увагу.

1.6. Характеристика сантехнічного обладнання

Водопровідна система

Мережа водопостачання будівлі підключена до централізованого джерела водопостачання, і якість води в цьому джерелі відповідає нормам і вимогам якості води.

Водопровідна мережа, до якої планується підключення проєктованої будівлі, прокладена вздовж межі будівельної ділянки. Вона складається з чавунних труб діаметром 100 мм і розташована на глибині від 2.3 до 2.8 метрів від поверхні землі до верхнього краю труб.

Мережа також обладнана пожежними гідрантами для забезпечення пожежної безпеки.

Каналізаційна система

Побутові стічні води з будівлі натикаються на проєктовану мережу побутової каналізації і спільно з іншими побутовими стічними водами від інших будівель перекачуються на наявні очисні споруди для побутових стічних вод у місті.

НУБІП України

НУБІП України

Вентиляційна система

У всіх приміщеннях обрана припливно-витяжна система вентиляції, яка включає механічний та природний обмін повітря. Зазвичай у таких приміщеннях встановлюється баланс між витратами припливного та витяжного повітря.

НУБІП України

Для систем вентиляції і систем теплопостачання передбачено автоматичне регулювання, що дозволяє ефективно керувати цими системами з метою забезпечення комфортних умов і ефективності роботи.

Світло

НУБІП України

В будівлі передбачено два типи освітлення: евакуаційне і місцеве. Електроенергія розподіляється через силові і освітлювальні щитки, обладнані автоматичними вимикачами. Евакуаційне освітлення окремо живиться від іншої мережі та включає світильники, які відповідають вимогам безпеки та стандартам для евакуаційного освітлення. Місцеве освітлення вибирається відповідно до характеристик приміщень і вимог до освітлення.

НУБІП України

Телефонний зв'язок

Для забезпечення телефонного зв'язку в будинку планується побудувати телефонну та інтернет мережу, яка буде з'єднана з наявною телефонною інфраструктурою. Телефонні апарати будуть встановлені у важливих адміністративних кабінетах та на прохідних ділянках для зручності спілкування.

НУБІП України

2.ВОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

НУБІП України

2.1. Обґрунтування та розрахунок монолітного ребристого

перекриття

Бетон класу C25/30:

- характеристичне значення призмової міцності $f_{ck} = 22$ МПа;
- характеристичне значення початкового модуля пружності бетону $E_{cd} = 32500$ МПа;
- Коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{c1} = 0,9$;
- розрахунковий опір бетону класу C25/30 стиску:

$$f_{cd} \times \gamma_{c1} = 17 \times 0,9 = 15,3 \text{ МПа}$$

- розрахункове значення призмової міцності $f_{cd} = 17$ МПа;
- значення середньої міцності бетону на розтяг $f_{ctm} = 2,6$ МПа;

Арматура класу A500С:

- Характеристичне значення міцності на межі фізичної текучості позначається як $f_{yk} = 500$ МПа;
- коефіцієнт надійності для арматури $\gamma_s = 1,15$ ($\emptyset = 8-22$ мм); $\gamma_s = 1,2$ ($\emptyset = 25-35$ мм);

- розрахункове значення опору арматури розтягу:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434 \text{ МПа } (\emptyset = 8-22 \text{ мм});$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,2 = 416 \text{ МПа } (\emptyset = 25-35 \text{ мм}).$$

- модуль пружності арматури $E_s = 2,1 \times 10^5$ МПа;

- відносні деформації видовження :

$$\epsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 434 / (2,1 \times 10^5) = 206,7 \times 10^{-5} \text{ } (\emptyset = 8-22 \text{ мм});$$

$$\epsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 416 / (2,1 \times 10^5) = 198,1 \times 10^{-5} \text{ } (\emptyset = 25-35 \text{ мм}).$$

Арматура класу A400С:

- характеристичне значення міцності на межі фізичної текучості $f_{yk} = 400$ МПа;

- коефіцієнт надійності для арматури $\gamma_s = 1,1$;

- розрахункове значення опору арматури розтягу $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,1 = 365$ МПа;

- модуль пружності арматури $E_s = 2,1 \times 10^5$ МПа;

- відносні деформації видовження $\epsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 365 / (2,1 \times 10^5) = 173,8 \times 10^{-5}$.
- відносні деформації видовження $\epsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 365 / (2,1 \times 10^5) = 173,8 \times 10^{-5}$.

НУБІП України

2.2. Характеристики для монолітного ребристого перекриття

НУБІП України

Приймаємо:

НУБІП України

$l_{mb1} = 2,5 \text{ м}, l_{mb} = 2,25 \text{ м}, n_{mb} = 2.$
 $l_{sb1} = 4,72 \text{ м}, l_{sb} = 4,84 \text{ м}, n_{sb} = 4.$
 $l_{s1} = 2,15 \text{ м}, l_s = 2,25 \text{ м}, n_s = 9$

Приймаємо розміри поперечних перерізів елементів перекриття.

НУБІП України

Приймаємо:
 $h_{mb} = 70 \text{ см.}; b_{mb} = 30 \text{ см.}$

$l_{sb} = 30 \text{ см.}; b_{sb} = 15 \text{ см.}$

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

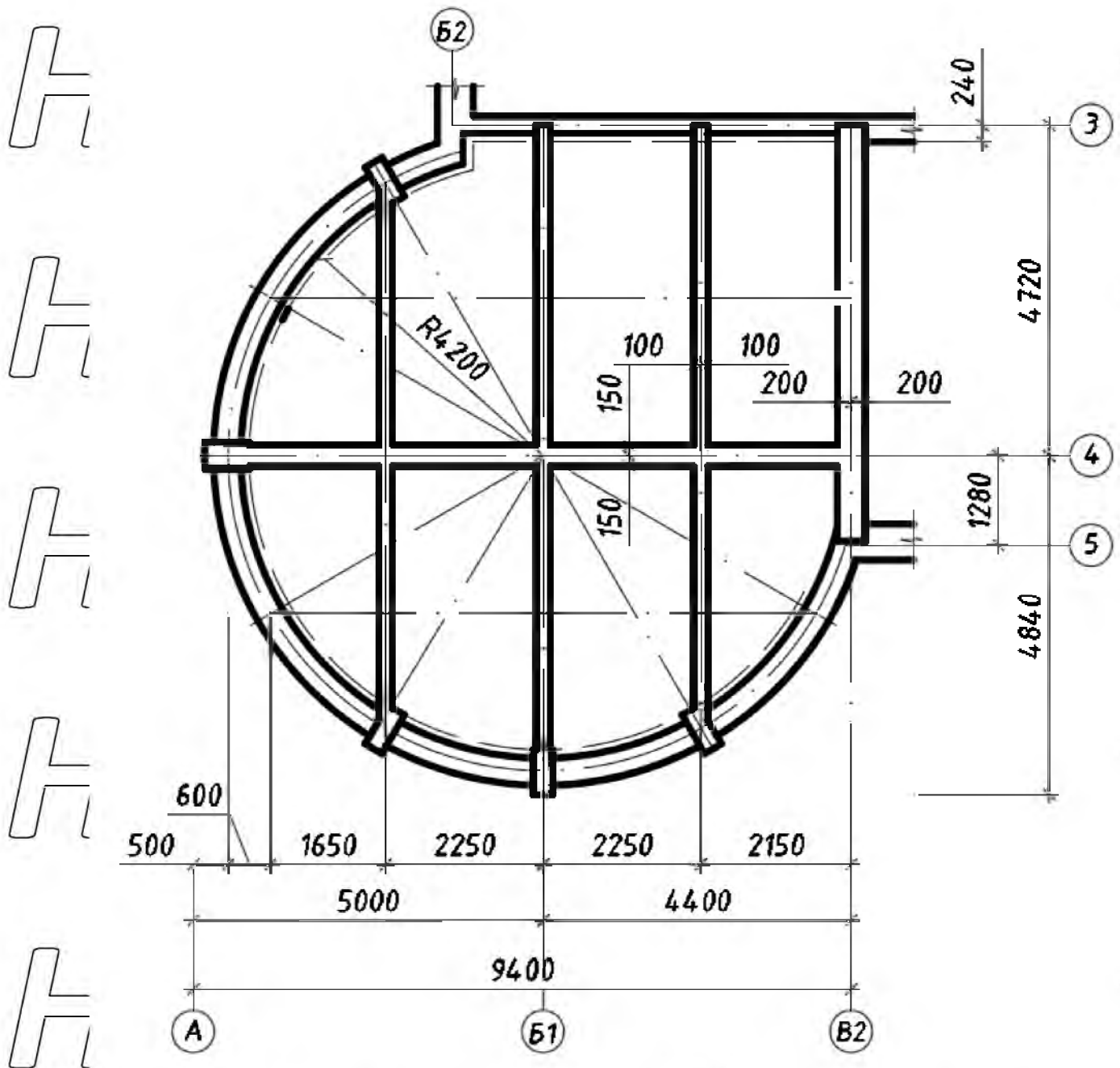


Рис.2.1 Схема розміщення основних і додаткових балок на перекри

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

2.3. Розрахунок монолітної плити перекриття

2.3.1. Розрахунок плит за методами статки

Під час розрахунку плити, як багатопролітної нерозрвної балки, з навантаженням рівномірно розподіленим на неї, спочатку призначаємо конструкцію підлоги і обчислюємо навантаження, яке діє на 1 м^2 перекриття.

Потім враховуємо коефіцієнт надійності за навантаженням, який дорівнює $\gamma_n = 0,95$.

Розрахунок приведено в табл. 2.1.

Табл.2.1

Навантаження на 1 м^2 перекриття

№/п	Вид навантаження	Характеристичні значення навантаження, кПа	Розрахункові навантаження, кПа			
			γ_{fe}	Експлуатаційне	γ_{fm}	Граничне
<u>Постійні навантаження</u>						
1	Чиста бетонна підлога $t=30\text{мм}, \rho=2,4\text{т/м}^3$	0,684	1,0	0,684	1,30	0,89
2	Теплозвукоізоляційний шар з легкого бетону $t=60\text{мм}, \rho=0,6\text{т/м}^3$	0,342	1,0	0,342	1,30	0,445
3	Монолітна залізобетонна плита $t=100\text{мм}, \rho=2,5\text{т/м}^3$	1,9	1,0	1,9	1,10	2,09

ВСЬОГО ПОСТІЙНИХ НАВАНТАЖЕНЬ		$g_e =$	2,93	$g =$	3,43
4	Змінне навантаження	$10 \times 0,95 =$ $= 9,5$	1,0	9,5	11,4
ПОВНІ НАВАНТАЖЕННЯ		$q_e =$	12,43	$q =$	14,83

Висота плити становить:

$$h_s = 2.25 \sqrt{2.25 + 10} = 7,875 \text{ м} \approx 8 > h_{s, \min}$$

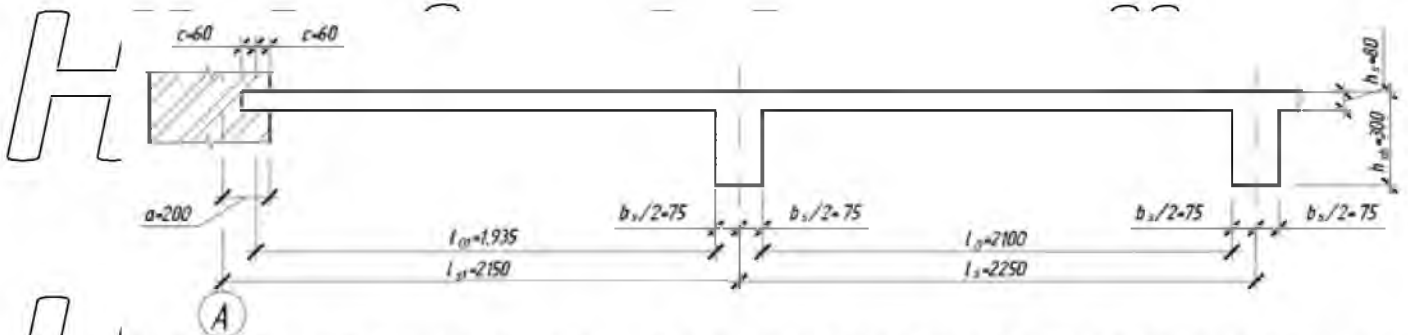


Рис.2.2. Розрахункова схема плити

Обчислюємо значення розрахункових прольотів згідно рис.3.1

$$l_0 = 2,25 - 0,15 = 2,1 \text{ м}, \quad l_{01} = 2,15 - 0,15/2 - 0,2 = 1,935 \text{ м}.$$

Навантаження, що діє на плиту:

$$q_s = 14,83 \cdot 1 \text{ м} = 14,83 \text{ кН/м}.$$

Розрахункова схема та будова епюр згинальних моментів та поперечних сил.

НУБІП України

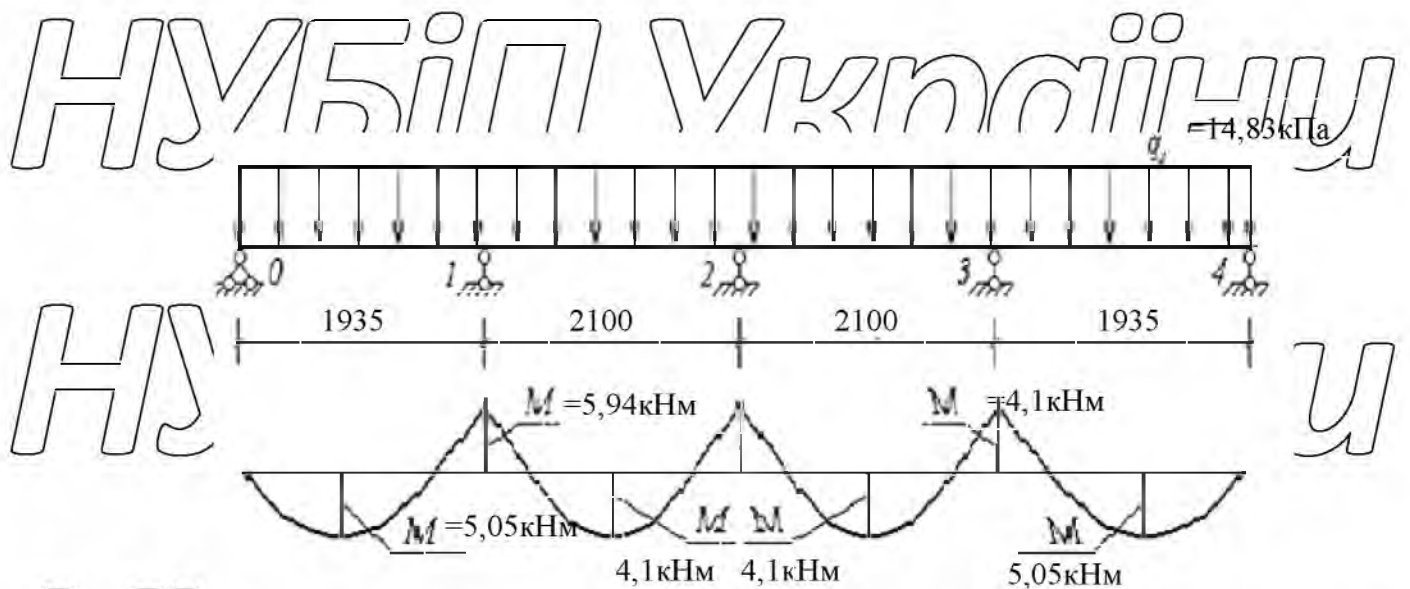


Рис. 2.3. Розрахункова схема плити та епюра згинаючих моментів

- перший проліт

$$M_1 = \frac{q_s \cdot l_{s1}^2}{11} = \frac{14,83 \cdot 1,935^2}{11} = 5,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- перша опора (опора 1)

$$M_2 = \frac{q_s \cdot l_s^2}{11} = \frac{14,83 \cdot 2,1^2}{11} = 5,94 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

- другий проліт та друга проміжна опора (опора B).

$$M_3 = \frac{q_s \cdot l_s^2}{16} = \frac{4,83 \cdot 2,1^2}{16} = 4,09 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

2.4. Розрахунок плити на міцність за нормальними перерізами

Монолітна плита перекриття розраховується як згинальний елемент, розрахунковий переріз — прямокутний, ширина 100 мм (див. рис. 24).

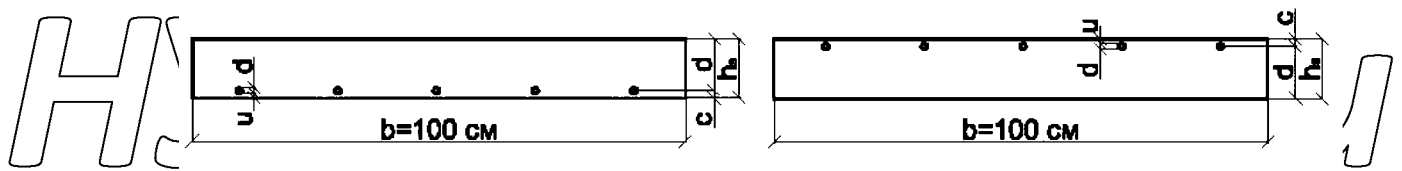


Рис 2.4. Розрахункові перерізи плити: а) в прольоті; б) на опорі

Товщина захисного шару бетону (c) становить 10 мм. Це відстань від поверхні робочої арматури до поверхні бетону, яка забезпечує захист арматури від корозії та інших негативних впливів навколишнього середовища.

Діаметр робочої арматури (d) вказаний як 8 мм. Це діаметр стержня арматури, який використовується в конструкції.

Плиту армуємо арматурою А500С. Розрахункове значення міцності арматури на розтяг $f_{yd} = 435$ МПа

Визначаємо робочу висоту перерізу
 $d = h - c = 8 - 1 - 0,8/2 = 6,6$ см

Проліт 0-1.

$$M_{\max} = M_1 = 5,05 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,05 \cdot 10^5}{15,3 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 6,6^2} = 0,076.$$

За α_m визначимо η .

$$\text{При } \alpha_m = 0,076 \quad \eta = 0,960$$

Необхідна площа арматури:

$$A_{s0-1} = \frac{M_{\max}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{5,05 \cdot 10^5}{0,960 \cdot 435 \cdot 10^2 \cdot 6,6} = 1,83 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 26 А500С крок 150.

Фактична площа: $A_{S0-1, \phi} = 1,84 \text{ см}^2$.

НУБІП України

Опора 1.

НУБІП України

$$M = 5,94 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,94 \cdot 10^5}{15,3 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 6,6^2} = 0,089 \text{ см}^2$$

НУБІП України

За α_m визначимо η .

$$\text{При } \alpha_m = 0,089 \quad \eta = 0,953.$$

НУБІП України

Необхідна площа арматури:

$$A_{S0-1} = \frac{M_{\max}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{5,94 \cdot 10^5}{0,953 \cdot 435 \cdot 10^2 \cdot 6,6} = 2,17 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $\varnothing 8$ А240С крок 200.

НУБІП України

Фактична площа: $A_{S1} = 2,51 \text{ см}^2$.

Проліт 1-2.

НУБІП України

$$M_{\max} = M_3 = 4,09 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,09 \cdot 10^5}{15,3 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 6,6^2} = 0,061.$$

За α_m визначимо η .

НУБІП України

$$\text{При } \alpha_m = 0,061 \quad \eta = 0,968.$$

Необхідна площа арматури.

НУБІП України

$$A_{s1-2} = \frac{M_{\max}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{4,09 \cdot 10^5}{0,977 \cdot 435 \cdot 10^2 \cdot 6,6} = 1,47 \text{ см}^2.$$

Приймаємо \varnothing А240С крок 150.

Фактична площа: $A_{s1-2,\phi} = 1,84 \text{ см}^2$.

НУБІП України

Опора 2.

$$M_{\max} = M_4 = 4,09 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

НУБІП України

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,09 \cdot 10^5}{15,3 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 6,6^2} = 0,061.$$

За α_m визначимо η .

При $\alpha_0 = 0,061$ $\eta = 0,968$.

Необхідна площа арматури:

НУБІП України

$$A_{s1-2} = \frac{M_{\max}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{4,09 \cdot 10^5}{0,977 \cdot 435 \cdot 10^2 \cdot 6,6} = 1,47 \text{ см}^2.$$

Приймаємо \varnothing А240С крок 150.

Фактична площа: $A_{s1-2,\phi} = 1,84 \text{ см}^2$.

НУБІП України

Мінімальна площа робочої арматури визначається за формулою:

$$A_{s,\min} = 0,0005 \cdot 100 \cdot 8,6 = 0,46 \text{ см}^2$$

Призначаємо таку розподільчу арматури за табл.1.3 [9] враховуючи обрану робочу арматуру.

НУБІП України

Висновки та результати приведені у табл.2.2.

НУБІП України

Таблиця 2.2 Армуння плити перекриття

Переріз плити, що розраховується	Розрахункова площа перерізу арматури A_s (см ²)	Прийняте армування		Розподільча арматура діаметр/крок
		Робоча арматура класу А500С діаметр мм	Площа перерізу A_s (см ²)	
Крайні прольоти	1,83	6 150	1,84	3 350
Перша проміжна опора	2,17	8 200	2,51	4 350
Середні прольоти та опори: - не оточені по 4-х сторонах балками	1,47	6 150	1,84	3 350
В неробочому напрямку над головними балками та біля цегляних стін	-	6/200	1,41	3/350

Висновок: найбільш раціональне армування – зварними сітками, при діаметрах робочої арматури до 8 мм використовують рулонні сітки, за більших діаметрах – плоскі.

2.5. Розрахунок арочної конструкції

2.5.1. Навантаження від покриття

Розраховуємо масу 1 квадратного метра покриття, використовуючи таблицю 2.3, і при цьому беремо до уваги коефіцієнт надійності в залежності від призначення будівлі $\gamma_n = 0,95$ [10].

НУБІП України

Таблиця 2.3.

Навантаження на 1 м² покриття

№ з/п	Вид навантаження, формула розрахунку	Характер навантаж., кПа	Розрахункові навантаження, кПа			
			експлуатаційне f_e	значення	граничне f_m	значення
1.	- вага дерев'яної покрівлі 0,12 кН/м ²	0,08	1,0	0,228	1,1	0,088
2.	утеплювач: плити з мін вати: $\delta=0,2\text{ м}; \gamma=0,7\text{ кН/м}^3; 0,2*0,7=0,14$	0,14	1,0	0,19	1,2	0,168
3.	- цементно-піщана стяжка: $\delta=0,015\text{ м}; \gamma=18\text{ кН/м}^3$	0,27	1,0	0,27	1,3	0,351
4.	- ребриста плита: 1,75кН/м ²	1,75	1,0	0,19	1,1	1,925
Всього			g_e	2,24	g	2,53

НУБІП України

2.5.2. Дані для проєктування арки

Для створення арочної конструкції будівлі, використовуємо наступні матеріали:

НУБІП України

- Бетон класу С20/25 із такими характеристиками: $f_{cd}=14,5$ МПа, $f_{ctd}=1,5$ МПа, $E_{cm}=30,0/103$ МПа, $m_a f_{ck, cube}=25$ МПа.

- Попередньо напружена арматура А600С із такими характеристиками: $f_{pk}=630$ МПа, $f_{pd}=f_{p0,1k}/\gamma_s=575/1,2=479$ МПа.

НУБІП України

- Попередньо ненапружена арматура А400С з такими характеристиками:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,1 = 365 \text{ МПа}; E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ МПа}; E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

f_{pk} – характеристичне значення опору арматури на розтяг;

$f_{p0,1k}$ – характеристичне значення умовної межі текучості 0,1%;

E_p – модуль пружності арматури;

ϵ_{uk} – гранична відносна деформація видовження арматури.

2.5.3 Розрахунок прольоту арки та навантаження на неї

Розрахунковий проліт арки:

$$l_0 = l - 2a = 17,9 - 2 \cdot 0,15 = 17,6 \text{ м,}$$

де a – відстань від торця арки до точки опираєння колони.

Розрахунково граничні та розрахунково експлуатаційні навантаження від ваги покриття наведені в табл. 2.3.

Постійне навантаження на 1 метр, включаючи вагу арки, $G_a = 200 \text{ кН}$ складає:

$$s_a = s \cdot B + \frac{G_a \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n}{l} = 2,53 \cdot 6 + \frac{200 \cdot 1,1 \cdot 0,95}{17,9} = 28,9 \text{ кН/м}$$

Розрахункове - тимчасове навантаження при $S_m = 1,505 \text{ кПа}$ складає:

$$s_a = S_m \cdot B \cdot \gamma_n = 1,505 \cdot 6 \cdot 0,95 = 8,57 \text{ кН/м}$$

2.5.4 Зусилля в стержнях арки та її характеристики

Арку розраховують як двошарнірну з затяжкою. З міркувань уніфікації блоків вісь арки виконують по круговому обрису.

Варіанти завантаження та статична схема арки наведена на рис. 2.5.

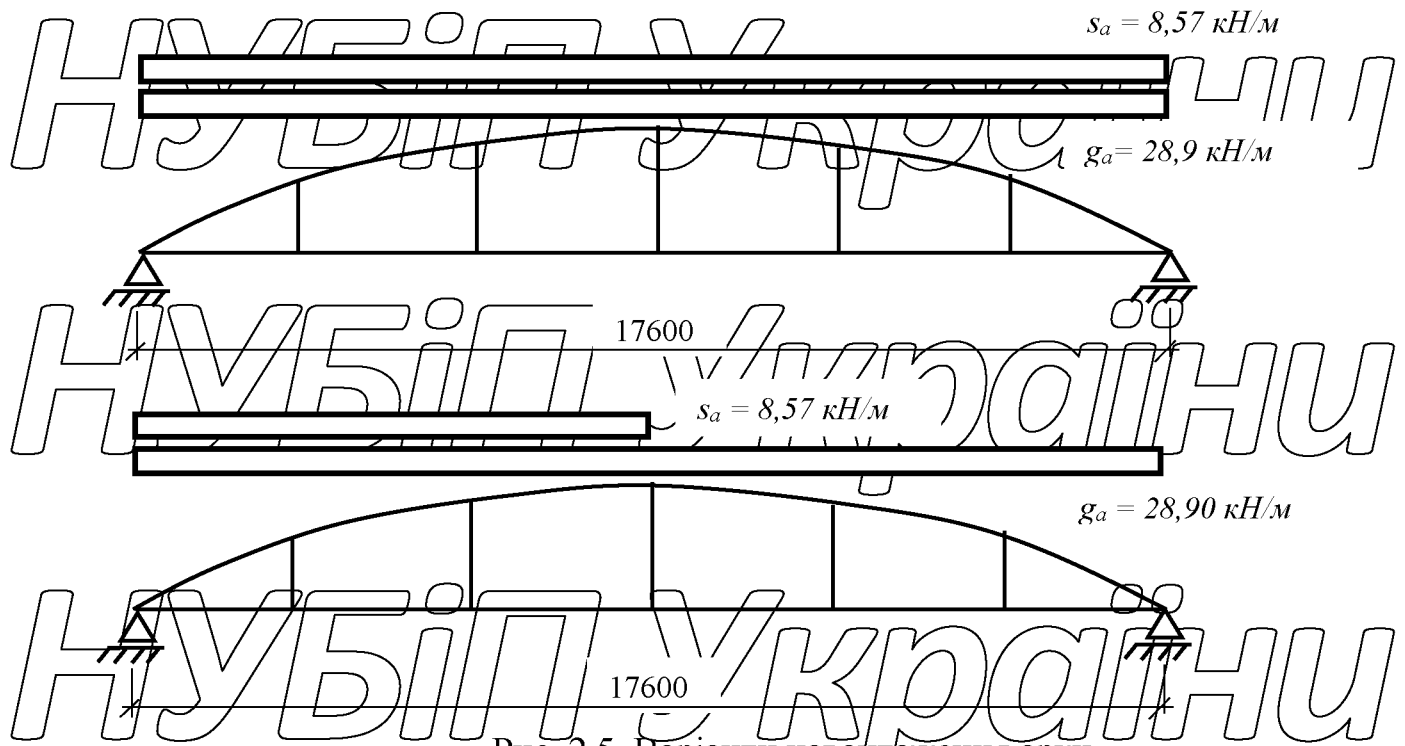


Рис. 2.5. Варіанти навантаження арки

Обчислимо геометричні параметри арки. Розраховуємо радіус круглої арки.

$$R = \frac{l_0^2 + 4f^2}{8f} = \frac{17,6^2 + 4 \cdot 1,95^2}{8 \cdot 1,95} = 20,83 \text{ м}$$

f – стріла підйому, прийнята рівно 1/9 прельоту ($f = 1,95$ м).

Центральний кут:

$$\operatorname{tg} \varphi = x_B / (R - f) = 8,8 / (20,83 - 1,95) = 0,46; \varphi_1 \approx 25^\circ$$

Довжина арки:

$$L = 2 R \alpha_0 = 2 \cdot 20,83 \cdot 0,436 = 18,16,$$

де $\alpha_0 = \varphi_1 \cdot 2 \pi / 360 = 25 \cdot 2 \cdot 3,14 / 360 = 0,436$.

Арку розбиваємо на 10 рівних частин (дузі 0,1 частки відповідає кут $\varphi_1 / 5 = 25 / 5 = 5^\circ$) та визначаємо горизонтальні ординати перерізів визначаємо по формулі:

$$x = l / 2 - R \sin \varphi; \quad y = R \cos \varphi - a$$

$$a = R - f = 20,83 - 1,95 = 18,88 \text{ м.}$$

У таблиці 2.4 представлені результати вимірювань по арці

Таблиця 2.4.

Номер перерізу	φ_x , град.	$\sin \varphi_x$	$\cos \varphi_x$	x, м	y, м
1	25	0.4226	0.9063	0	0
2	20	0.342	0.9397	1,82	0,7
3	15	0.2588	0.9659	3,56	1,24
4	10	0.1736	0.9848	5,53	1,63
5	5	0.0872	0.9962	7,13	1,87
6	0	0	1	8,2	1,95

Задаємо площу перерізу арматури в арці і затяжки, а потім визначаємо їх геометричні характеристики:

$$A_s = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot (2 \cdot 50 \cdot 8 + 4 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 21 + 84 \cdot 8) = 0,01 \cdot 1724 = 17,24 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $A_s = 20 \text{ см}^2$.

Відношення модулів пружності для арки:

$$\alpha = E_p / E_{cm} = 190000 / 30000 = 6.1.$$

Площа симетрично армованого перерізу арки:

$$A_{red} = A_c + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A_s' = 1724 + 5.3 \cdot 20 + 6.1 \cdot 20 = 1936 \text{ см}^2.$$

Момент інерції приведенного перерізу, виміряного відносно центра ваги: $y_s = 50 \text{ см}$.

$$I_{red} = I_c + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A_s' y_s'^2 = 2 \cdot (50 \cdot 8^3 / 12) + 2 \cdot 50 \cdot 8 \cdot (50 - 4)^2 + (8 \cdot 84^3 / 12) + (21 \cdot 6^3 / 36) + 4 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 21 \cdot (36 - 2)^2 + 5.3 \cdot 20 \cdot 46^2 + 5.3 \cdot 20 \cdot 46^2 = 2832232,667 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції перерізу відносно центра ваги:

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{2832232,667}{1936}} = 38.2 \text{ см}$$

Площа перерізу затяжки $A_1 = 20 \cdot 20 = 400 \text{ см}^2$, то переріз арматури приймаємо наближено:

$$A_{s1} = 0,01 \cdot A_1 = 0,01 \cdot 400 = 4,0 \text{ см}^2$$

Приймаємо $A_{s1} = 5 \text{ см}^2$.

Розраховуємо площу приведенного перерізу затяжки:

$$A_{red1} = A_c + \alpha \cdot A_{s1} = 400 + 5,3 \cdot 5 = 426,5 \text{ см}^2$$

Розраховуємо розпір в затяжці арки. Коefіцієнт податливості в затяжці становить:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \left(\frac{i_{red}}{f} \right)^2 \left(1 + \frac{A_{red}}{A_{red1}} \right)} = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \left(\frac{38,2}{195} \right)^2 \left(1 + \frac{400}{426,5} \right)} = 0,88$$

Для кожного випадку завантаження обчислимо момент прогину від навантаження $q = 1000 \text{ Н/м}$, який приймається за одиничний для рівномірно розподіленого навантаження.

$$H_1 = k \frac{q \cdot l_0^2}{8f} = 0,88 \cdot \frac{1 \cdot 17,6^2}{8 \cdot 1,95} = 17,48 \text{ кН}$$

Для одностороннього рівномірно розподіленого навантаження на половині прольоту арки, обчислимо момент прогину від такого навантаження:

$$H_2 = k \frac{q \cdot l_0^2}{16f} = 0,88 \cdot \frac{1 \cdot 17,6^2}{16 \cdot 1,95} = 8,74 \text{ кН}$$

Таблиця 2.5 містить значення зусиль, що виникають від різних видів навантажень, а також розрахункові комбінації цих зусиль при найбільш невідному їх сполученні в перерізах арки.

Таблиця 2.5.

Схема навант.	Вид зусил.	Переріз арки										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$q_1 = 17,48 \text{ кН/м}^2$	M	0	5,0	48,4	102,5	139,3	53,8	139,3	102,5	48,4	5,0	0

s = 8,74 кН/м ²	N	1262,5	1222,7	1190,7	1166,3	1151,5	1146,4	1151,5	1166,3	1190,7	1222,7	1262,5
	Q	-5,3	8,0	14,3	13,7	8,0	0	-8,0	-13,7	-14,3	-8,0	5,3
s = 8,74 кН/м ² на половині	M	0	1,8	17,0	36,0	49,0	54,1	49,0	36,0	17,0	1,8	0
	N	443,8	429,8	418,5	410,0	404,8	403,0	404,8	410,0	418,5	429,8	443,8
Розрахункове сполучення раванг.	Q	-1,9	2,8	5,0	4,8	2,8	0	-2,8	-4,8	-5,0	-2,8	1,9
	M	0	130,7	205,4	218,1	159,3	26,9	-110,2	-181,8	-188,4	-128,9	0
на половині	N	241,5	224,7	211,9	203,6	200,0	201,5	201,6	202,4	202,6	201,4	202,2
	Q	41,1	28,0	12,3	6,0	25,9	-46,5	-28,7	-10,8	7,3	25,3	43,1
Розрахункове сполучення раванг.	M _{max}	0	135,7	253,8	320,0	298,6	207,9	188,3	138,5	-140,0	-123,9	0
	M _{min}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Розрахункове сполучення раванг.	N _{відп.}	1706,3	1447,4	1402,6	1369,9	1351,5	1349,4	1356,3	1376,3	1393,3	1424,1	1706,3
	N _{max}	1706,3	1652,5	1609,2	1576,3	1556,3	1549,4	1556,3	1576,3	1609,2	1652,5	1706,3
Розрахункове сполучення раванг.	M _{відп.}	0	6,8	64,5	138,5	188,3	207,9	188,3	138,5	65,4	6,8	0
	Q _{max}	35,8	36,0	26,6	18,5	10,8	-46,5	-36,7	-24,5	-19,3	17,3	48,4

2.5.5. Вибір арматури для затяжки арки

Я вибираю арматуру для затяжки, враховуючи її як для елемента, який розтягується в центрі, згідно з умовою міцності.

Необхідна площа арматурного перерізу:

$$A_p = N_{\max} / f_{pd} = 1549,4 \cdot 10 / 479 = 32,35 \text{ см}^2.$$

Приймаю 9Ø22A600C ($A_p = 34,21 \text{ см}^2$).

2.6. Визначення втрат напруження в арматурі після процедури її затягування

При використанні арки в закритому приміщенні із затяжкою, що відноситься до 3-ої категорії тріщиностійкості, необхідно враховувати граничну ширину розкриття тріщин, яка є невеликою (0,2 мм).

Арматура має бути натягнута механічним способом на опори.

Максимальні напруження, які діють на попередньо напружену арматуру, повинні бути ураховані в розрахунках:

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

Я враховую втрати попереднього напруження арматури у розрахунках.

1. Перші втрати враховані у розрахунках та включають втрати від релаксації напружень в арматурі, що виникають при механічному способі натягнення стержньової арматури.

$$\Delta P_1 = 0,1 \cdot \sigma_{p,max} - 20 = 0,1 \cdot 504 - 20 = 30,4 \text{ МПа.}$$

2. Втрати від температурного перепаду відсутні, оскільки при збільшенні постійного навантаження на арку арматура зтяжки підтягується $\Delta P_2 = 0$.

3. Розраховуються втрати, які виникають від деформації анкерів під час механічного натягнення на опори.

$$\Delta P_3 = (\Delta l / l) \cdot E_p = (3,05 / 38 \cdot 10^3) \cdot 19 \cdot 10^4 = 15,25 \text{ МПа,}$$

де $\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 12 = 3,05 \text{ мм;}$

4. Так як напружена арматура не відгинається, втрати від тертя арматури відсутні через обгинальні пристрої, отже, $\Delta P_4 = 0$.

5. У відсутності інформації про технологію виготовлення та конструкцію сталевих форми, втрати від її деформації приймаються на рівні $\Delta P_5 = 30 \text{ МПа}$.

6. Враховуючи швидкоплинну повзучість бетону природного твердіння, розрахункові втрати від неї визначаються:

$$P = A_p (\sigma_{p,max} - \Delta P_1 - \Delta P_3 - \Delta P_5) = 34,21 \cdot (504 - 30,4 - 15,25 - 30) \cdot 100 = 1465385,4$$

$$H = 1465,4 \text{ кН.}$$

Напруження стиску в бетоні внаслідок попереднього напруження:

$$\sigma_{cp} = P / A_{red1} = 1465,4 \cdot 10^3 / 2,06 \cdot 10^5 = 7,11 \text{ МПа.}$$

Міцність бетону до моменту відпуску натяжних пристроїв, також відома як передаточна міцність становить:

$$f_{cp} = 0,7 \cdot f_{ck,cube} = 0,7 \cdot 40 = 28 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{cp} / f_{cp} = 7,11 / 28 = 0,25 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot f_{cp} = 0,25 + 0,025 \cdot 28 = 0,95$$

$$\Delta P_6 = 40 (\sigma_{cp} / f_{cp}) = 40 (7,11 / 28) = 10,16 \text{ МПа.}$$

Перші втрати становлять:

$$\sum \Delta P_{1,3,5,6} = \Delta P_1 + \Delta P_3 + \Delta P_5 + \Delta P_6 = 30,4 + 15,25 + 30 + 10,16 =$$

$$= 85,81 \text{ МПа.}$$

Наступні втрати становлять:

7. Втрати від усадки бетону С20/25 природного твердіння:

$$\Delta P_8 = 25 \text{ МПа}$$

8. Втрати від повзучості бетону:

$$\sigma_{p1} = \sigma_{p,\max} - \sum \Delta P_{1,3,5,6} = 504 - 85,81 = 418,19 \text{ МПа};$$

$$P_1 = A_p \sigma_{p1} = 3421 \cdot 418,19 = 1430627 \text{ Н} = 143,06 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{cp,1} = P_1 / A_{red,1} = 143,06 \cdot 10^3 / 2,06 \cdot 10^5 = 6,94 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{cp,1} / f_{cp} = 6,94 / 28 = 0,25 < \alpha = 0,16$$

$$\Delta P_9 = 150 \cdot \alpha \cdot (\sigma_{cp} / f_{cp}) = 150 \cdot 1,0 \cdot (7,11 / 28) = 38,09 \text{ МПа.}$$

$\alpha = 1,0$ – коефіцієнт для бетону природного твердіння

Загальна величина других втрат:

$$\sum \Delta P_{8,9} = \Delta P_8 + \Delta P_9 = 25 + 38,09 = 63,09 \text{ МПа.}$$

$$\text{Загальні втрати } \Delta P = \Delta P_{1,3,5,6} + \Delta P_{8,9} = 85,81 + 63,09 = 148,9 \text{ МПа.}$$

Значення попереднього напруження в арматурі після врахування всіх втрат

становить:

$$\sigma_{p2} = \sigma_{p,\max} - \Delta P = 504 - 148,9 = 365,1 \text{ МПа.}$$

Сила, яку бетон накладає на обрізану арматуру з урахуванням всіх втрат, складає:

$$P_2 = A_p \cdot \sigma_{p2} = 3421 \cdot 365,1 = 1163482,1 \text{ Н} = 1163,5 \text{ кН.}$$

2.7. Розрахунок опорної здатності верхніх перерізів арки в нормальних умовах

При проектуванні арки враховано, що в перерізах діють згинаючі моменти, які мають однаковий за величиною, але протилежний за знаком напрямок. Тому прийнято симетричне розташування арматури в перерізі арки. Розрахунки арматури в середніх блоках арки проводяться на основі найбільш не вигідної комбінації зусиль. У розрахунках враховується одночасне співвідношення зусиль в перерізі 4.

У цьому перерізі враховано розрахункові комбінації зусиль, які виникають від повного навантаження:

$$M = 320,6 \text{ кНм}; N = 1369,9 \text{ кН}$$

від тривалого навантаження:

$$M_1 = 102,5 \text{ кНм}; N_1 = 1166,3 \text{ кН}$$

Розрахунковий ексцентриситет визначено для цього перерізу:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{320,6}{1369,9} = 23,4 \text{ см}$$

Ексцентриситет вимірюється відносно центру розтягнутої арматури в цьому випадку:

$$e = e_0 + 0,5h - a = 23,4 + 0,5 \cdot 100 - 3,0 = 70,4 \text{ см}$$

Висота перерізу колони (робоча): $d = h - a = 100 - 3,0 = 97 \text{ см}$

Де $a = 3 \dots 6,0 \text{ см}$ – діапазон від грані колони до центру ваги поздовжньої арматури.

Координати ядрової точки перерізу визначаються як відстань від центру осі перерізу. У нас для прямокутного перерізу ця відстань становить:

$$r = \frac{h}{6} = \frac{100}{6} = 16,7 \text{ см} < e_0 = 23,4 \text{ см}$$

Так як $r < e_0$, застосовуємо другу форму рівноваги, де частина перерізу стиснута, а частина розтягнута, використовуючи спрощену діаграму деформування бетону (дволінійну).

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_{s0}} = \frac{2,64}{2,64 + 2,52} = 0,512$$

Де $\varepsilon_{s0} = \frac{f_{pd}}{E_s} = \frac{479}{190} = 2,52$ – розрахунок пружних деформацій арматури;

$\varepsilon_{cu,3} = 2,64$ – деформація заданого бетону.

$\xi_R = 0,512$ – граничне значення відносної дійсної висоти стиснутої зони бетону.

За $\xi_R = 0,512$ по таблиці 1.2.1 коефіцієнт $\alpha_R = 0,326$.

Гранична висота стиснутої зони бетону становить: $x_R = \xi_R \cdot d = 0,512 \cdot 97 = 49,7 \text{ см}$.

Координати перерізу з деформацією $\varepsilon_{сз}$, що дають напруження в бетоні визначаються за рівнянням $\sigma_c = f_{cd}$:

$$x^1 = x_R \frac{\varepsilon_{сшз} - \varepsilon_{сз}}{\varepsilon_{сшз}} = 49,7 \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 38,4$$

Де $\varepsilon_{сшз} = \varepsilon_{сшз,cd} = 3,00 \cdot 10^{-3} = 0,3$ – граничне значення деформаційного стиснутого бетону (табл. 3.1. за ДБН)

$\varepsilon_{сз} = \varepsilon_{сз,cd} = 0,68 \cdot 10^{-3} = 0,00068$ – деформації бетону (табл. 3.1. за ДБН).

Площа стиснутої арматури при дволінійній епюрі напружень в бетоні визначається за формулою, яка враховує граничні напруження в бетоні та характеристики арматури:

$$A'_s = \frac{N \cdot e - f_{cd} \cdot b \left(\frac{x_R + x^1}{2} \right) \left(d - \frac{x_R + x^1}{4} \right)}{f_{yd} (d - d')} = \frac{1369,9 \cdot 70,4 - 1,45 \cdot 40 \cdot \left(\frac{49,7 + 38,4}{2} \right) \cdot \left(97 - \frac{49,7 + 38,4}{4} \right)}{47,9 \cdot (97 - 3,0)} < 0 \text{ см}^2$$

Площа для стиснутої арматури при прямокутній епюрі напружень у бетоні:

$$A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} (d - d')} = \frac{1369,9 \cdot 70,4 - 0,326 \cdot 1,45 \cdot 40 \cdot 97^2}{47,9 \cdot (97 - 3,0)} < 0 \text{ см}^2$$

Так як площа стиснутої арматури менше нуля $A'_s < 0 \text{ см}^2$, то стиснута арматура в перерізі не потрібна і всі зусилля сприймаються бетоном. Приймаємо

$A'_s = 0$ і оцінюємо реальну величину коефіцієнта.

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1369,9 \cdot 70,4}{1,45 \cdot 40 \cdot 97^2} = 0,129$$

$\alpha_m = 0,129$ визначаємо $\xi = 0,173$.

Необхідна площа розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - N}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 0,173 \cdot 1,45 \cdot 40 \cdot 97 - 1369,9}{47,9} < 0$$

Враховуючи симетрію, обираємо симетричне армування верхнього поясу

$$\text{арки: } \Sigma A_s = A_s + A_s = 2A_s = 5.1 \text{ см}^2.$$

Виходячи з конструктивних вимог, я приймаю: 8025 А600С ($A_s = 39,27 \text{ см}^2$).

Мінімальна площа арматури, яку вимагає ДСТУ, становить:

$$A_{s,min} = 0.002 \cdot A_c = 0.002 \cdot 40 \cdot 100 = 8,0 \text{ см}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0,1 \cdot N}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 1369,9}{47,9} = 2,86 \text{ см}^2$$

Максимальна площа арматури:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c = 0.04 \cdot 40 \cdot 100 = 160 \text{ см}^2$$

2.8. Розрахунок стійкості діагональних перерізів верхнього поясу арки

Проводжу розрахунок нахиленого перерізу, який виходить від грані опори арки.

Припускаю, що весь навантаження на верхній пояс арки розподіляється рівномірно.

Максимальна поперечна сила визначена для даного перерізу 11: $Q_{max} = 48,4 \text{ кН}$, відповідна поздовжній силі $N = 1706,3 \text{ кН}$.

Коефіцієнт, який враховує вплив поздовжньої сили, приймається як:

$$\phi_n = 0,1 \cdot (N / f_{ctd} \cdot bd) = 0,1 \cdot (1706,3 \cdot 10 / 1,5 \cdot 8 \cdot 96) = 1,76 > 0,5, \text{ становить } \phi_n = 0,5.$$

Коефіцієнт, що ураховує вплив стиснутих полиць двотаврового перерізу арки становить:

$$\phi_f = 0,75 \cdot ((b_f - b) \cdot h_f / bd) = 0,75 \cdot ((330 \cdot 110) / 80 \cdot 960) = 0,473 < 0,5$$

де $b_f - b = 500 - 80 = 420 > 3 \cdot h_f = 3 \cdot 110 = 330 \text{ мм}$; приймаємо $b_f - b = 330 \text{ мм}$.

$d = h - a = 1000 - 40 = 960$ мм – робоча висота перерізу

$$Q_b = \phi_{b3} (1 + \phi_n) f_{ctd} b d = 0,6 \cdot (1 + 0,5) \cdot 1,5 \cdot 80 \cdot 960 = 87091,2 \text{ Н} = 87,09 \text{ кН}$$

$\phi_{b3} = 0,6$ для важкого бетону

$$Q_{\max} = 48,4 \text{ кН} < Q_b = 87,09 \text{ кН}.$$

З практичних міркувань приймаю поперечну арматуру діаметром 8 мм ($A_s = 1,01 \text{ см}^2$) з кроком 400 мм.

Перевіряємо міцність похилої полоси поміж трщинами під впливом

поперечної сили:

$$\phi_{ct} = 1 - \beta f_{ctd} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,802.$$

$$\rho_w = A_{sw} / b s_w = 1,01 / 8 \cdot 30 = 0,0042.$$

$$\alpha = E_s / E_{cm} = 210000 / 36000 = 5,8.$$

$$\phi_{w1} = 1 + 5 \alpha \rho_w = 1 + 5 \cdot 5,8 \cdot 0,0042 = 1,122 < 1,3.$$

$$Q_u = 0,3 \phi_{w1} \phi_{ct} f_{cd} b d = 0,3 \cdot 1,122 \cdot 0,802 \cdot 14,5 \cdot 80 \cdot 960 = 410501,6 \text{ Н} = 410,5$$

$$Q_{\max} = 48,4 \text{ кН} < Q_u = 410,5 \text{ кН}$$

Міцність похилого перерізу відповідає вимогам та забезпечена.

2.9. Розрахунок міцності та стійкості арочної підвіски

Розраховуємо підвіску на осьовий розтяг від ваги даної підвіски:

$$G_1 = b \cdot h \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0,15 \cdot 0,15 \cdot 3,25 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 1,91 \text{ кН},$$

$b \times h = 150 \times 150$ мм – дані розміри поперечного перерізу підвіски,

де l – довжина підвіски, яка є найбільше завантаженою,

$\gamma_{fm} \gamma_n$ – коефіцієнти надійності, відповідно:

ρ – середня густина залізобетону.

$$G_2 = b \cdot h \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0,44 \cdot 0,44 \cdot 5,858 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 29,63 \text{ кН}.$$

$N = G_1 + G_2 = 1,91 + 29,63 = 31,54 \text{ кН}$
Переріз арматури, який потрібний для підвіски:
 $A_s = N / f_{yd} = 31540 / 365 = 86,41 \text{ мм}^2 = 0,86 \text{ см}^2$
Відповідно я приймаю: 4 $\phi 10$ A400C ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$).

НУБІП України

3. ФУНДАМЕНТИ ТА РОЗРАХУНОК ОСНОВ
НУБІП України

3.1 Аналіз інженерно – геологічних умов будівельного майданчика

3.1.1 Визначення геологічних умов будівельного майданчика

НУБІП України
Здійснимо аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та надамо висновки та рекомендації для періоду проектування.

НУБІП України

Таблиця 3.1-Вихідні дані

НУБІП України

НУБІП України

Позначки горизонталей				Позначки устя свердловин			Номер ґрунту за таблицею 2, 3 і потужність шарів												Рівень підземних вод			Населений пункт					
							ІГЕ-2			ІГЕ-3			ІГЕ-4			ІГЕ-5											
1	2	3	4	5	1	2	3	Товщина ґрунтового шару ІГЕ, м			Товщина ґрунтового шару ІГЕ, м			Товщина ґрунтового шару ІГЕ, м			Товщина ґрунтового шару ІГЕ, м			Хмельницький							
22	22	22	22	22	20	20	20	0,4	4	4	4	1,5	4	4	4	1,5	5	6	6		1,1	1	1	1	3,3	2,2	2,2
0,0	0,5	1,0	0,5	0,0	0,2	0,7	0,3	5	2	7	3	5	8	3	4	5	2	2	1	4	3	8	7	-	-	-	

ІГЕ-1 – рослинно-ґрунтовий шар, товщина 0,5 м.

ІГЕ-2 – зв’язний ґрунт, товщина 4,2 - 4,7 м.

Фізико-механічні характеристики ґрунту наведені в табл. 3.2.

НУБІП України

НУБІП України

Таблиця 3.2-Фізико-механічні характеристики ІГЕ-2

ρ_s , г/см ³	ρ , г/см	W, %	W _L , %	W _P , %	E, МПа	φ_n , град	c _n , кПа	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску σ , кПа		
								100	200	300
2,69	1,72	14,6	23,1	17,7	---	25	8	0,012	0,016	0,027

Розраховую число пластичності:

$$I_p = W_L - W_P = 23,1 - 17,7 = 5,4\% \text{ Згідно з табл. Б11[8] визначаємо, що ґрунт - сугінок}$$

$$(0 \leq I_p = 5,4 \leq 7)$$

Розраховую показник текучості:

НУБІП України

$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{14,6 - 17,7}{23,1 - 17,7} = 0,57$. Згідно з табл. Б14 [8] визначаємо, що супісок називається **твердим** ($I_L = -0,57 < 0$).

Обчислюю коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,69}{1,72} (1 + 0,146) - 1 = 0,79.$$

Обчислюю коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,69 \cdot 0,146}{0,79 \cdot 1,00} = 0,50.$$

Отже, ґрунт відноситься до просідаючих через невелике відносне просідання.

Назва ґрунту: супісок твердий просідаючий.

Для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів визначаємо розрахункові характеристики ґрунту:

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,72 \cdot 10}{1,05} = 16,4 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,72 \cdot 10}{1,0} = 17,2 \text{ кН/м}^3;$$

$\varphi_I = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 25}{1,5} = 22^\circ$, $\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 25}{1,0} = 25^\circ$;

$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{8,0}{1,5} = 5,3 \text{ кПа}$, $c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{8,0}{1,0} = 8,0 \text{ кПа}$.

ПЕ-3 – зв'язний ґрунт, товщиною 5,8 - 6,4 м.

Фізико-механічні характеристики ґрунту наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3-Фізико-механічні характеристики ПЕ-3

ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _p , %	E, МПа	φ_n , град	c _n , кПа	Відносне просідання s _r при тиску σ , кПа		
								100	200	300
2,70	1,66	17,5	31,0	19,2	---	22	24	0,008	0,022	0,028

Розраховую число пластичності: $I_p = 31,0 - 19,2 = 11,8\%$. Згідно з табл. Б11 [8] визначаємо, що ґрунт - **суглинок** ($7 < I_p = 11,8 \leq 17$).

Розраховую показник текучості: $I_L = \frac{17,5 - 19,2}{31,0 - 19,2} = -0,14$. Згідно з табл. Б14 [8] визначаємо, що суглинок називається твердим ($I_L = -0,14 < 0$).

Розраховую коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{2,70}{1,66} (1 + 0,175) - 1 = 0,91.$$

Розраховую коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{2,70 \cdot 0,175}{0,91 + 1,00} = 0,52.$$

Грунт відноситься до просідаючих через велике відносне просідання при тиску більше певного значення.

Назва ґрунту: суглинок твердий просідаючий.

Для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів визначаємо розрахункові характеристики ґрунту.

$$\gamma_I = \frac{1,66 \cdot 10}{1,05} = 15,8 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,66 \cdot 10}{1,0} = 16,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$\phi_I = \arctg \frac{1g22}{1,15} = 19^\circ;$$

$$\phi_{II} = \arctg \frac{1g22}{1,0} = 22^\circ;$$

$$c_I = \frac{24,0}{1,5} = 16,0 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{24,0}{1,0} = 24,0 \text{ кПа}.$$

ПЕ-4 – незв'язний ґрунт, товщиною 1,8 - 1,9 м.

Фізико-механічні характеристики ґрунту наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 – Фізико-механічні характеристики ПЕ-4.

Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю								Фізико-механічні характеристики					
≥ 10	$10 \div 22 \div 1$	$1 \div 0,5 \div 0,25 \div 0,1 \div 0,05 \div 0,01 \div < 0,005$	ρ_s	ρ_s	$W, \%$	E	ϕ	c					
5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	г/см ³	г/см ³	г/см ³	МПа	град.	кПа		
20,1	25,7	32,4	12,5	9,3	---	2,6	1,93	24,3	30	35	1		

Це незв'язний ґрунт, в складі якого є 78,2% частинок крупніших 0,25 мм ($20,1 + 25,7 + 32,4 = 78,2\% > 50\%$). Згідно з табл. Б10 [8] визначаємо, що ґрунт - пісок середньої крупності.

Розраховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{2,60}{1,93} (1 + 0,243) - 1 = 0,67.$$

Згідно з табл. Б18 визначаємо, що пісок середньої крупності буде середньої щільності ($0,55 \leq e = 0,67 \leq 0,70$).

Розраховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{2,6 \cdot 0,243}{0,67 \cdot 1,00} = 0,94. \text{ Згідно з табл. Б17 [8] визначаємо, що пісок є насиченим водою (} \\ 0,8 < S_r = 0,94 \leq 1,0).$$

Назва ґрунту: **пісок середньої крупності, насичений водою, середньої щільності.**

Для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів визначаємо розрахункові характеристики ґрунту:

$$\gamma_I = \frac{1,93 \cdot 10}{1,05} = 18,4 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,93 \cdot 10}{1,0} = 19,3 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\text{tg}35}{1,1} = 32^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg}35}{1,0} = 35^\circ;$$

$$c_I = \frac{1,0}{1,5} = 0,67 \text{ кПа};$$

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

ІГЕ-5 – зв'язний ґрунт, товщиною 3,8 - 4,6 м.

Фізико-механічні характеристики ґрунту наведені в табл. 3.5

Таблиця 3.5 – Фізико-механічні характеристики ІГЕ-5

ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	W _L , %	W _p , %	E , М Па	φ , град	c , кПа	Відносьє просідання ε_{sl} при тиску σ , кПа		
								0	2	3
2,73	1,99	7,2	3,5	3,6	0	9	0	--	--	--

Розраховуємо число пластичності: $I_p = 43,5 - 23,6 = 19,9\%$. Згідно з табл. Б11[8] визначаємо, що ґрунт - **глина** ($I_p = 19,9 > 17$).

Розраховуємо показник текучості: $I_L = \frac{27,2 - 23,6}{43,5 - 23,6} = 0,18$. Згідно з табл. Б14 [8]

визначаємо, що **глина** називається **напівтвердою** ($0 \leq I_L = 0,18 \leq 0,25$).

Назва ґрунту: **глина напівтверда.**

Розраховуємо коефіцієнт пористості e :

$e = \frac{2,73}{1,99} (1 - 0,272) = 0,76.$
НУБІП України
Розраховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{2,73 \cdot 0,272}{0,76 \cdot 1,00} = 0,98.$$

Для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів визначимо розрахункові характеристики ґрунту.
НУБІП України

$$\gamma_I = \frac{1,99 \cdot 10}{1,05} = 19,0 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,99 \cdot 10}{1,0} = 19,9 \text{ кН/м}^3;$$

$\varphi_I = \arctg \frac{\text{tg}19}{1,15} = 17^\circ.$
 $\varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg}19}{0,9} = 19^\circ;$
НУБІП України
 $c_I = \frac{50,0}{1,5} = 33,3 \text{ кПа};$
 $c_{II} = \frac{50,0}{1,0} = 50,0 \text{ кПа}.$

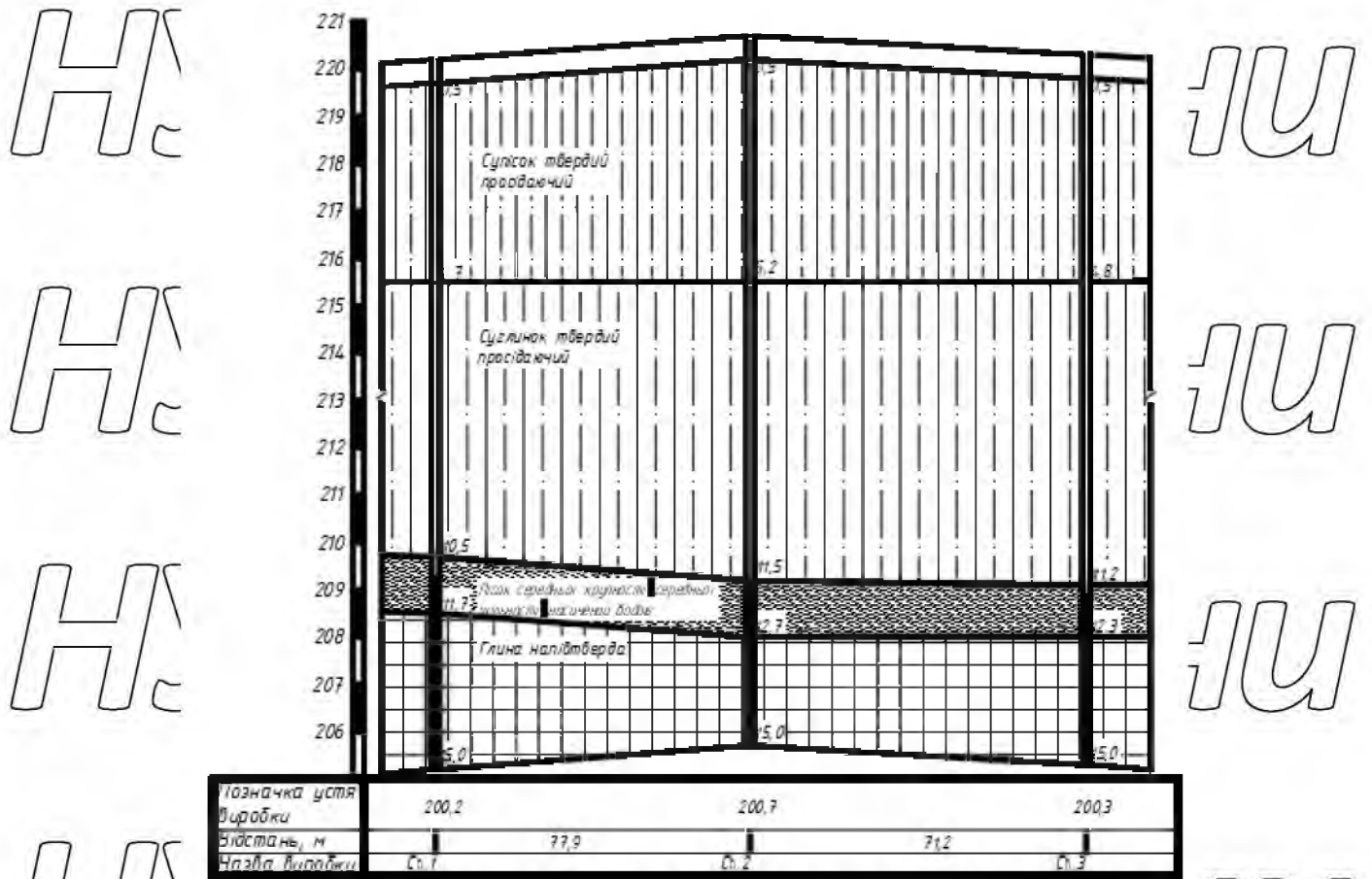
Записуємо отримані дані про фізико-механічні характеристики ґрунтів у таблицю 3.6 та складаємо план будівельного майданчика та інженерно-геологічний розріз (мал. 3.1).

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України



Мал. 3.1. Інженерно геологічний розріз

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Таблиця 3.6 – Загальна таблиця фізико-механічного аналізу ґрунтів

№ ПГЕ	Назва ґрунту	Товщина шару ґрунту, м	Основні фізичні характеристики		Похідні фізичні характеристики						Міцні сні характеристики				Деформаційні характеристики				
			Відносна деформація просідання	E , МПа	φ_I , град	φ_{II} , град	c_I , кПа	c_{II} , кПа	0,1 МПа	0,2 МПа	0,3 МПа								
			ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	W_L , %	W_P , %	I_P , %	I_L	e	S_r	γ_d , кН/м ³	γ_{II} , кН/м ³						

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

3.1.2 Встановлення характеру ґрунтових умов на основі дослідження їх просідання

Для встановлення типу ґрунтових умов за просіданням, розглянемо можливе просідання верхнього шару ґрунту під впливом власної ваги при замочуванні до значення $S_r = 0,8$. Для цього:

1. Розділяємо просідаючу товщу (в межах ПЕ) на окремі розрахункові шари товщиною $h_i \leq 2\text{ м}$

2. Розраховуємо вологість замоченого ґрунту W_{sat} , та його питому вагу γ_{sat} :

Для ПЕ - 2:

- вологість замоченого ґрунту:

$$W_{sat} = \frac{S_r \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,8 \cdot 0,79 \cdot 1,0}{2,69} = 0,234;$$

- питома вага замоченого ґрунту

$$\gamma_{sat} = \frac{\rho}{1+W} (1+W_{sat}) \cdot g = \frac{1,72}{1+0,146} (1+0,234) \cdot 10 = 18,5 \text{ кН/м}^3.$$

Для ПЕ - 3:

- вологість замоченого ґрунту $W_{sat} = \frac{0,8 \cdot 0,91 \cdot 1,0}{2,76} = 0,270$;

- питома вага замоченого ґрунту $\gamma_{sat} = \frac{1,66}{1+0,175} (1+0,270) \cdot 10 = 17,9 \text{ кН/м}^3$.

3. Розраховуємо напруження у ґрунтовому масиві, що виникають від власної ваги замоченого ґрунту на нижній межі кожного розрахункового шару:

$$\sigma_{zg,sat} = \sum_{i=1}^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i \quad (\text{див. табл. 3.7}).$$

4. Розраховуємо напруження в середині кожного розрахункового шару

$\sigma_{zg,sat,i}$.

5. Визначаємо початковий тиск просідання з графіків p_{sl} відповідного ПЕ і відносно просідання $\epsilon_{sl,i}$ для кожного розрахункового шару. Якщо $\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$ (напруження в середині розрахункового шару менше початкового тиску просідання p_{sl} відповідного ПЕ), то ґрунт у розрахунковому шарі вважається непросідаючим при цьому тиску.

6. Для визначення просідання $S_{sl,i}$ у кожному розрахунковому шарі використовуємо формулу: $S_{sl,i} = \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}$, де $k_{sl,i} = 1,0$ при розрахунку просідання від власної ваги ґрунту.

7. Знаходимо загальне просідання всієї площі за формулою: $S_{sl} = \sum_{i=1}^n S_{sl,i}$ (рис.3.7).

Таблиця 3.7 - До визначення типу ґрунтових умов за просіданням

Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м	Товщина розрахункового шару, h_i , м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_i , кПа	γ_{ef}	$h_i f_i \gamma_{ef}$, кПа·м
Супісок	4,7					
твердий просідаючий		2,00	2,25	-44,4	0,5	-44,4
$I_L < 0$		1,45	3,975	-52,75	0,5	-38,24
Суглинок	6,3	2,00	5,7	-57,4	0,5	-57,4
твердий просідаючий		2,00	7,7	-61,4	0,5	-61,4
$I_L < 0$		2,00	9,7	-64,5	0,5	-64,5
		0,3	9,85	-64,8	0,5	-9,72
					Σ	-271,7
Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	1,2	1,2	10,6	65,84	1,0	79,01
Глина	3,2	2,0	12,2	68,0	1,0	136,02

напівтверда		1,05	13,725	70,12	1,0	77,12
$I_L=0,18$				80		292,15

Загальна площа просідання $S_{st}=0,079м=7,9см>5см$.

Так, за результатами розрахунків, ґрунтові умови відносяться до II-го типу за просіданням.

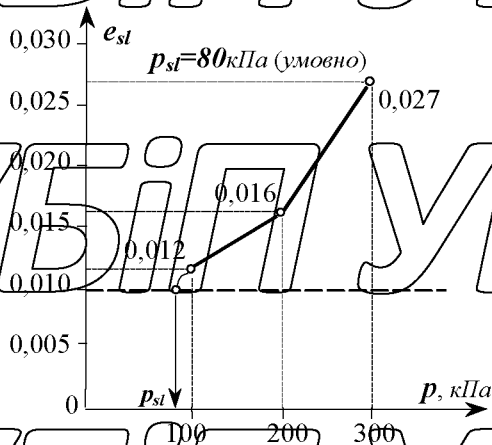


Рис. 3. Графік залежності $\epsilon_{st}=f(p)$ для II-E-2.

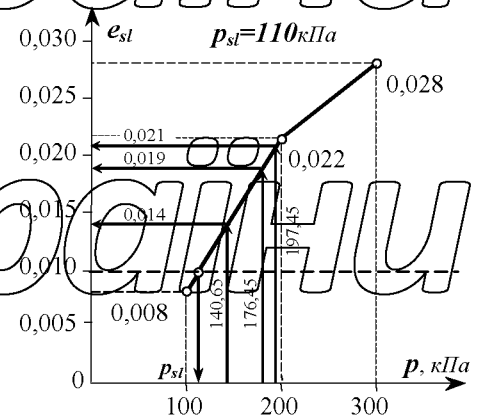


Рис. 4. Графік залежності $\epsilon_{st}=f(p)$ для II-E-3.

Мал. 3.2 Графічне зображення властивостей ґрунтів II-E-2 та II-E-3

3.1.3 Висновки щодо геологічних умов на ділянці для будівництва

Територія для будівництва – прямокутної форми, розміри 80м x 180м, зі спокійним рельєфом та невеликим схилом від 221,0 до 220,5 м. Три свердловини глибиною 15м були викопані для вивчення геологічної будови.

Результати показали наступне:

Тип ґрунту II-E-1 - ґрунтово-рослинний, товщина 0,5м;

Тип ґрунту II-E-2 - супісок твердий просідаючий, товщина 4,2 - 4,7м;

Тип ґрунту II-E-3 - суглинок твердий просідаючий, товщина 5,8 - 6,4м;

Тип ґрунту II-E-4 - середньощільний пісок середньої крупності, насичений

водою, товщина 1,1 - 1,2 м.

Тип ґрунту ІГЕ - 5 - глина напівтверда, товщина 2,3 - 3,3 м.

ґрунтові води виявлені відсутніми.

3.2 Визначення навантажень, які припадають на фундамент

Проектований освітньо-навчальний комплекс має стінову конструктивну схему, яка включає двоповерхові приміщення в осях А-В з техпідпіллям та технічним поверхом на горіщі, а також одноповерхові приміщення в осях Г-Д з покриттям із залізобетонних арок та монолітної оболонки.

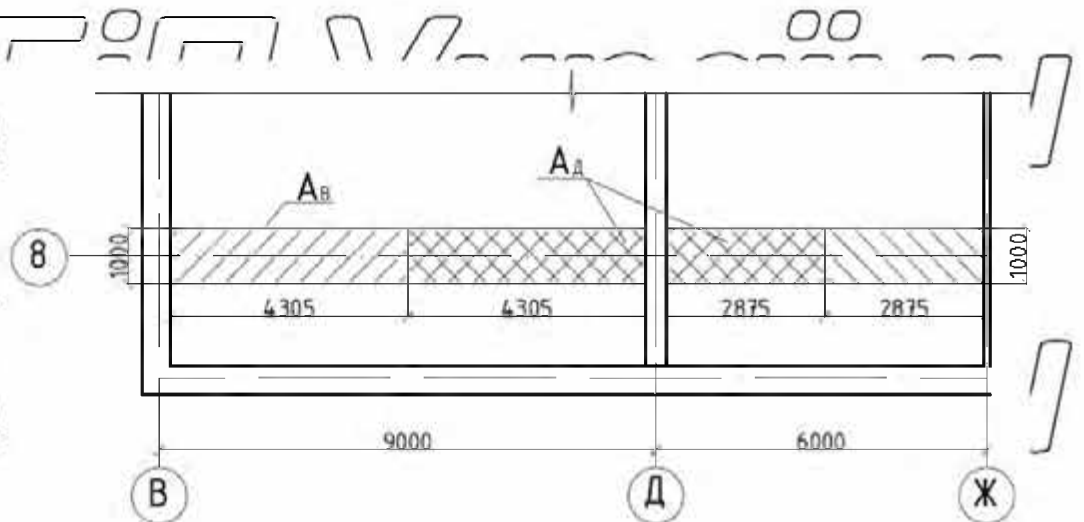
Місто Хмельницький відноситься до IV-го снігового району згідно з ДБН В.1.2-2:2006. Це означає, що характеристичне значення снігового навантаження у цьому районі становить $S_0 = 1,32 \text{ кПа}$ на 1 м^2 горизонтальної площини покриття.

Розрахунково-вантажна площа на стіну по осі "В" (див. мал. 3.2) :

$$A_{\text{в}} = \left(\frac{9,0 - 0,2 - 0,19}{2} \right) \cdot 1,0 = 4,305 \text{ м}^2$$

Розрахунково-вантажна площа на стіну по осі "Д" (див. мал. 3.3) :

$$A_{\text{д}} = \left(\frac{9,0 - 0,2 - 0,19}{2} + \frac{6,0 - 0,19 - 0,06}{2} \right) \cdot 1,0 = 7,18 \text{ м}^2$$

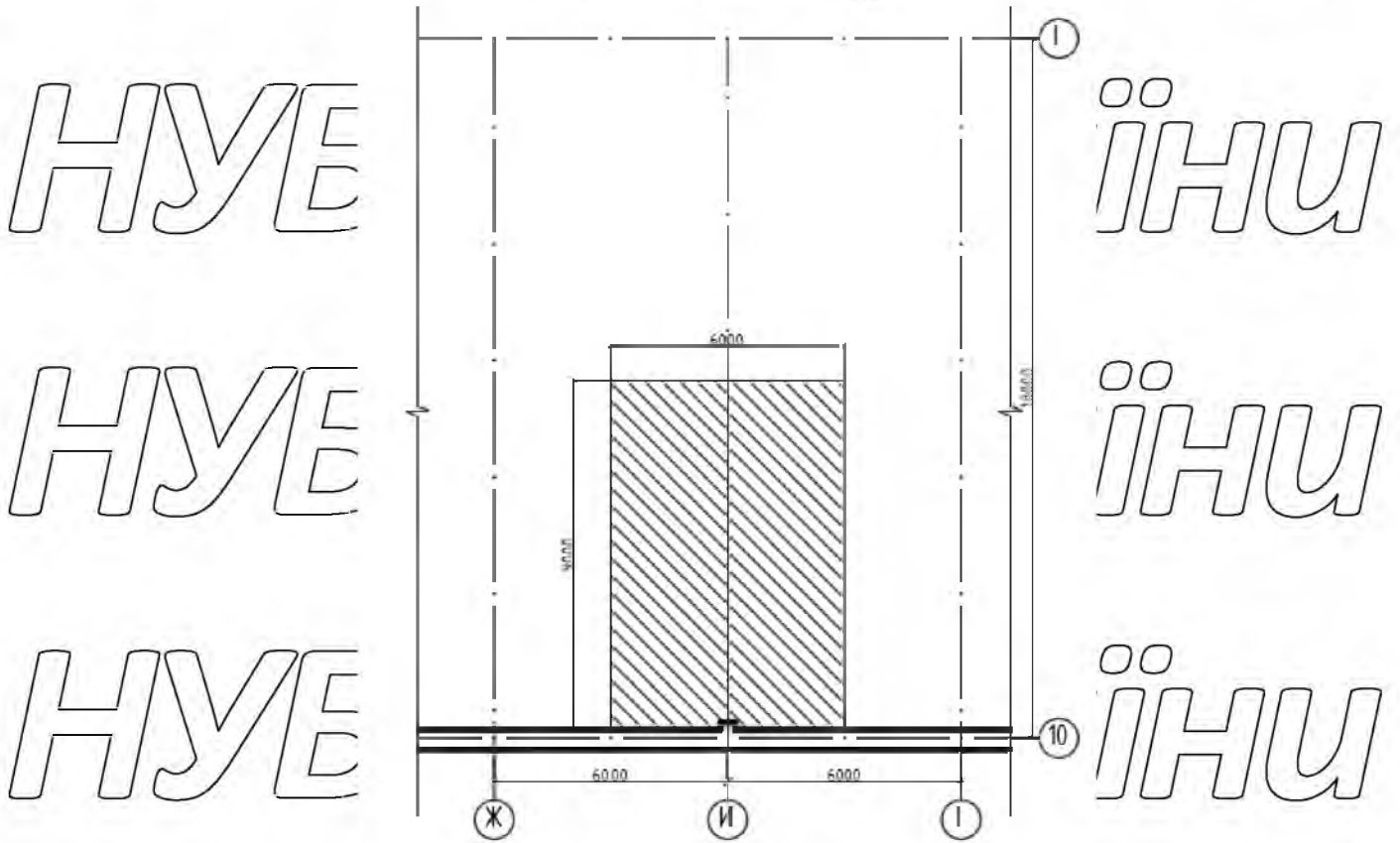


Мал. 3.3 План визначення вантажної площі по осях «В» та «Д».

НУБІП України

Розрахунково-вантажна площа на стіну по пілястрі на перетині осей "И" та "10" (див. мал. 4.4):

$$A_6 = 9,0 \cdot 6,0 = 54 \text{ м}^2$$



Мал.3.4. План визначення вантажної площі поміж осей «И-10».

Таблиця 3.8-Розрахунок навантажень, які діють на фундамент

№п /п	Вид навантаження / формула визначення	N_i , кН	γ_f	N_i , кН
Фундамент по осі "В"				
	$A_f = 4,305 \text{ м}^2$			
Постійні навантаження				
1	Вага покрівлі			
	- металочерепиця $0,05 \text{ кН/м}^2$	0,05	1,1	0,055
	- вага дерев'яної покрівлі $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^2$	0,138	1,1	0,152
	$6 \cdot 0,05 \cdot 0,175 \cdot 1,9 + 0,05 \cdot 0,05 \cdot 3 \cdot 1,9 + 0,05 \cdot 0,05 \cdot 67 \cdot 0,225 \cdot 0,225 \cdot 0,5 = 0,138 \text{ кН/м}^2$			

	-утеплювач: плити з мін вати: $\delta=0,2\text{м}; \gamma=0,7\text{кН/м}^3; 0,2*0,7=0,14$	0,14	1,2	0,168
	-цементно-піщана стяжка: $\delta=0,015\text{м}; \gamma=18\text{кН/м}^3; 0,015*18=0,27$	0,27	1,3	0,351
	- ребриста плита: $1,75\text{кН/м}^2$	1,75	1,1	1,925
	Σ	2,35		2,65
	*Ав	10,12		11,41
2	Вага 2-х міжповерхових перекриттів			
	-цементно-піщана стяжка: $\delta=0,03\text{м}; \gamma=18\text{кН/м}^3; 0,03*18=0,54$	0,27	1,3	0,351
	- 2 шари гідроізолю: $\delta=0,006\text{м}; \gamma=6\text{кН/м}^3; 0,006*6=0,036$	0,036	1,3	0,0468
	-цементно-піщана стяжка: $\delta=0,025\text{м}; \gamma=18\text{кН/м}^3; 0,025*18=0,45$	0,45	1,3	0,585
	- круглопустотна плита: $3,00\text{кН/м}^2$	3,00	1,1	3,3
	Σ	3,756		4,28
	*Ав*2	32,33		36,85
3	Вага перегородок:	28,2	1,1	31,02
	$((2,21*2+1,06*2+2,82*2+9,31+2,44+3,3*2+3,04)*3,0-$ $(0,8*2,1*6+0,7*2,1*6))*0,12*18/2/15,0=6,55\text{кН/м}^2;$ $6,55*4,305=28,19$			
5	Вага дверей $6(*0,45+6*0,5)/15=0,38$	0,38	1,1	0,42
6	Вага цегляної кладки між відмітками $\pm 11,2$ та $-0,45$: $(0,51*11,65*15+1,4*0,51*3,2/2-1,49*1,5*0,51*8-1,5*2,1*0,51*4-2,16*0,77/2*0,51)*1*18/15=89,1$	89,1	1,1	97,99
	Тимчасові навантаження			
1	Снігове для розрахунків: за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_{0-s})C=0,4*1,32-0,16)*1=0,368;$ $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1; 0,368*4,305*1=1,58$	1,58		
	за I-ю групою граничних станів: $S_m=\gamma_{fm}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505;$ $1,505*4,305*1=6,47$			6,47
2	На міжповерхові перекриття для розрахунку:			
	- за II-ю групою граничних станів: $0,85*4,305*3*0,95=10,42$	10,42		
	- за I-ю групою граничних станів: $2,0*4,305*3*0,9=23,25$		1,2	27,89

Всього на 1м/п фундаменту по осі "Ав"		172,13	212,06
Фундамент між осями "И" та "10"			
Вантажна площа $9*6=54\text{м}^2$			
Постійні навантаження			
1	Вага покрівлі	2,35	2,65
*Дц10		126,9	143,1
2	Вага залізобетонної арки $9/2=45,5$	45,5	1,1 50,05
3	Вага цегляної кладки між відмітками +1/1,2 та -0,45м/ $((0,51*(11,2+0,45)*30-$ $(1,49*1,5*20+1,21*1,5*10)*0,51)/30*1*18)=87,71$	87,71	1,1 87,71
4	Вага віконних блоків: $(0,8*20+0,6*10)/30=0,93$	0,93	1,1 1,03
Тимчасові навантаження			
1	Снігове для розрахунків: - за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-s)C=(0,4*1,32-$ $0,16)*1=0,368;$ $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1; 0,368*54*0,95=18,88$	25,17	
	- за I-ю групою граничних станів: $S_m=\gamma_m*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505; C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1;$ $1,505*54*0,9=73,14$		73,14
Всього на 1м/п фундаменту по осям "И" та "10"		286,21	355,03

3.3. Розрахунок глибини закладення фундаментів

3.3.1. Планування фундаментів мілкового закладання

Так, глибина закладення фундаменту може бути залежною від глибини сезонного промерзання ґрунтів та конструктивних особливостей будівлі і фундаменту. Це важливий аспект в проектуванні, оскільки правильний вибір глибини закладення може значно вплинути на стабільність будівлі та запобігти можливим проблемам, пов'язаним із промерзанням ґрунтів.

Глибина закладення фундаменту визначається на основі глибини сезонного промерзання ґрунтів. Це важливий показник, який враховується для забезпечення стійкості будівлі в зимовий період, уникаючи промерзання ґрунту під фундаментом.

Глибину закладення фундаменту визначають з урахуванням глибини сезонного промерзання ґрунту за формулою:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}$$

Де $k_h = 1,1$ - ймовірність припинення будівництва під час зимового періоду; d_{fn} -

глибина промерзання ґрунту, яку визначають за такою формулою (3) $d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}$,

де $d_0 = 0,23 \text{ м}$ - для суглинків.

Сума абсолютних від'ємних температур за зиму для міста Хмельницький визначається на основі значень з таблиці 1. Ця величина має важливе значення при розрахунках глибини закладення фундаменту та визначається за формулою:

$$M_t = 2,6 + 5,4 + 4,4 = 12,4. \text{ Отже } d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \sqrt{12,4} = 0,809 \text{ м.}$$

Глибина промерзання ґрунту для розрахунків складас 0,889 метра і розраховується за формулою:

$$d_f = 1,1 \cdot 0,809 = 0,889 \text{ м.}$$

Врахуємо прохід водопроводу та каналізаційної системи через стіни підвалу, які розташовані на глибині нижче, ніж допустимий рівень промерзання ґрунту.

Таким чином, розрахункова глибина закладення фундаменту, враховуючи глибину сезонного промерзання ґрунтів, буде складати:

$$d = 0,889 + 0,3 = 1,189 \approx 1,2 \text{ м}$$

Глибина закладення фундаменту складас 1,25 метра з урахуванням конструктивних особливостей будівлі.

3.4 Розрахунок пальових фундаментів

3.4.1 Визначення міцності та стійкості несучої здатності палі

Просідаючі ґрунти. Тип ґрунтових умов за просіданням П-й

Допустиме навантаження P на палі можна обчислити, використовуючи її несучу

здатність по ґрунту за допомогою відповідної формули:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \gamma_c P_n = \frac{847,15}{1,4} = 0,155 \cdot 326,04 = 554,6 \text{ кН},$$

де $\gamma_k=1,4$ (несучу здатність палі визначають за розрахунком ДБН), сила негативного тертя $P_n=1,2 \cdot 271,7=326,04 \text{ кН}$,

$\gamma_c=0,155$ – пораховане за інтерполяцією за умов $S_{slg}=7,9 \text{ см}$, $S_u=10 \text{ см}$.

Визначення несучої здатності палі на глибині, де діє позитивне тертя, може бути проведено за допомогою відповідної формули:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i) = 1,0 (1,0 \cdot 5516 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 292,15) = 847,1 \text{ кН}$$

де $\gamma_c=1,0$; $A=0,3 \cdot 0,3=0,09 \text{ м}^2$; $u=4 \cdot 0,3=1,2 \text{ м}$; $\gamma_{cR}=1,0$; $R=5516 \text{ кПа}$ знайдене за

допомогою інтерполяції.

Таблиця 3.9-Таблиця розрахунку несучої здатності палі

Назва ІГЕ	Товщин а ІГЕ, м	Товщина а	Середня глибина розраху н- кового шару, м	Середня залягання розрахунко вого шару, h_i , м	f_i , кПа	γ_{eff}	$h_i \cdot f_i \cdot \gamma_{eff}$, кПа•м
Супісок твердий просідаючи й $I_L < 0$	4,7	2,00	1,45	2,25	-44,4	0,5	-44,4
		2,00	1,45	3,975	-52,75	0,5	-38,24
Суглинок твердий просідаючи й $I_L < 0$	6,3	2,00	0,3	5,7	-57,4	0,5	-57,4
		2,00	0,3	7,7	-61,4	0,5	-61,4
		2,00	0,3	9,7	-64,5		-64,5
		0,3	0,3	9,85	-64,8		-9,72
						Σ	-271,7
Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	1,2	1,2		10,6	65,84	1,0	79,01
Глина найв' тверда $I_L = 0,18$	3,2	2,0	1,05	2,2	68,01	1,0	136,02
			1,05	13,725	70,12	1,0	77,12
						Σ	292,15

Допустиме навантаження на палу встановлено як $P=1000$ кН, враховуючи його несучу здатність за матеріалом

Розрахункове навантаження на палу встановлено як $P=554,6$ кН, обрано менше значення з двох отриманих у розрахунках.

3.5 Встановлення розмірів між опорами

Розрахункове навантаження на палу встановлено як $P=554,6$ кН.

1. Стрічковий фундамент по осі В.

Навантаження на палі при рівні планувальної відмітки $n_I=212,06$ кН/м прийнято з таблиці 6.

Відстань між осями сусідніх забивних пал в стрічковому фундаменті обчислюється за певною формулою:

$$l_{\max} = \frac{P - G_{nl}}{n_I + G_{pl}} = \frac{554,6 - 33,9}{212,06 + 18,15} = 2,25 \text{ м}$$

де $G_{nl}=0,3 \cdot 0,3 \cdot 13,7 \cdot 25 \cdot 1,1=33,9$ кН – вага палі;

$G_{pl}=0,6 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot (1,2 - 0,45) \cdot 1,0 \cdot 24 \cdot 1,1=18,15$ кН/ – вага 1м/п фундаментних блоків та ростверку

Мінімальна відстань між осями сусідніх забивних пал у стрічковому фундаменті становить 0,9 метра, що відповідає трьом діаметрам пал.

Оптимальна відстань між палами у цьому фундаменті дорівнює 1,8 метра, що є шістьма діаметрами пал. При розташуванні пал у ростверку стрічкового фундаменту враховуємо ці величини відстаней

2. Стрічковий фундамент по осях II та ІО.

Навантаження на рівні планувальної відмітки $n_I=355,03$ кН/м – було взяте з таблиці 6.

Максимально допустиму розрахункову відстань між осями сусідніх забивних пал в стрічковому фундаменті визначаємо за формулою:

$$l_{\max} = \frac{P - G_{nl}}{n_I + G_{pl}} = \frac{554,6 - 33,9}{355,03 + 18,15} = 1,39 \text{ м}$$

де $G_{nl}=0,3 \cdot 0,3 \cdot 13,7 \cdot 25 \cdot 1,1=33,9$ кН – вага палі;

$G_{pl}=0,6 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot (1,2 - 0,45) \cdot 1,0 \cdot 24 \cdot 1,1=18,15$ кН/ – вага 1м/п

ростверку і фундаментних блоків.

Мінімальна відстань між осями сусідніх забивних пал у стрічковому фундаменті становить 0,9 метра, що відповідає трьом діаметрам пал. Оптимальна відстань між палами у цьому фундаменті дорівнює 1,8 метра, що є шістьма

діаметрами пал. При розташуванні пал у ростверку стрічкового фундаменту враховуємо ці величини відстаней.

3.6 Вибір дизельного молота для забивання палі

Підбрати дизель-молот для забивання палі з несучою здатністю 1000 кН.

Мінімальну енергію удару E визначаємо за допомогою наступної формули.

$$E = 1,75 \cdot \alpha \cdot F = 1,75 \cdot 25 \cdot 1000 = 43750 \text{ Дж} = 43,75 \text{ кДж}$$

$F = 1000 \text{ кН}$ – несуча здатність палі,

$\alpha = 25 \text{ Дж/кН}$ – коефіцієнт.

Приймаємо дизель-молот С954 з енергією удару 52 кДж, що перевищує мінімальну енергію.

Перевіряємо відповідність обраного молота за наступною умовою:

$(G_h + G_b) / \alpha_p \leq k_m$, де $k_m = 6$ – сталий коефіцієнт;

$G_h = 7,5 \text{ кН}$ – маса молота;

$G_b = 27 + 1,25 + 0,15 = 28,4 \text{ кН}$ – загальна маса;

$G_n = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 12 \cdot 25 = 27 \text{ кН}$ – маса палі;

$G_n = 1,25 \text{ кН}$ – маса наголовника;

$G_{nb} = 0,15 \text{ кН}$ – маса підбабка.

E_p – розрахункова енергія удару,

$$E_p = 0,9 \cdot G_p \cdot h_m,$$

де $G_p = 7,5 \text{ кН}$ – маса ударної частини молота;

$h_m = 2,8 \text{ м}$ – фактична висота падіння ударної частини.

$$E_p = 0,9 \cdot 1,8 \cdot 7,5 = 12,15 \text{ кДж}$$

Вставляємо знайдені величини у рівняння:

$$(G_h + G_b) / E_p \leq k_m$$

$$(7,5 + 27) / 12,15 = 2,84 < 6$$

Умова виконана. Обраний дизель-молот підходить для зачурення пали.

4. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

4.1. Визначення оцінки витрат праці

4.1.1 Розрахунок об'ємів загально-будівельних робіт

Таблиця 4.1 - Загальні відомості об'ємів робіт

№ з/п	Назва матеріалів	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Влаштування опалубки під ростверк	м ³	7,52
2.	Влаштування арматури	т.	14,68
3.	Бетонування ростверку	м ³	112,9
4.	Стропильні конструкції	шт.	4
5.	Плити покриття (різні)	шт.	238
6.	Зовнішня цегляна кладка (0,51м)	м ³	837,5
7.	Внутрішня цегляна кладка (0,38м)	м ³	408,45
8.	Внутрішня цегляна кладка (0,25м)	м ³	65,9
9.	Пароізоляція	м ²	1387,2
10.	Утеплювач	м ²	1387,2
11.	Цементна стяжка	м ²	5548,8
12.	Гідроізол, 2 шари	м ²	1387,2
13.	Плівка гідроізоляційна поліетиленова	м ²	1387,2
14.	Вікна	м ²	331,4
15.	Монтаж дверей	м ²	268,5
16.	Влаштування підлог	м ²	5548,8
17.	Нанесення штукатурки на внутрішні стіни	м ²	867,01
18.	Фарбування внутрішніх стін	м ²	867,01
19.	Оздоблення фасадів металопрофілем	м ²	1042,3
20.	Влаштування відмостки	м ²	158,4

4.1.2 Встановлення терміну для виконання робіт

Терміни будівництва для освітньо-наукового комплексу встановлені згідно зі стандартом ДСТУ Б.А.3(1-22:2013) і становлять 300 днів.

Це означає, що процес будівництва має бути завершений протягом цього періоду.

Цей термін може включати в себе усі етапи від підготовчих робіт та проектування до завершення будівництва та введення споруди в експлуатацію. Визначення терміну будівництва зазвичай враховує ряд

факторів, таких як обсяг робіт, наявність ресурсів, планування та регуляторні

вимоги

4.1.3 Складання загальної трудомісткості

Таблиця 4.2 Розрахунок калькуляції на об'єми виконаних робіт

№ п/п	Обгр.	Назва робіт	Один ви-мір	Кі-ть	На один ел.		Загал. прац.		Склад бригади
					люд-год	маш-год	люд-дні	маш-дні	
1	КБ1-14-1	Врізка рослинного шару бульдозером	1000м ²	0,6396	-	13,8	-	1,73	Маш. бр.
2	КБ1-163-1	Розробка ґрунту 1гр. в траншеях екскаватором зі зворотньою лопатою (1.4м)	1000м ³	0,791	6,43	39,42	0,81	4,92	Маш. бр.
3	КБ1-163-1	Доробка ґрунту вручну	100м ³	0,791	217,8	-	27,2	-	Земл. Зр.
4	КБ5-2-7	Заглиблення дизель молотом з/б паль	1м ³	320,7	987,9	786,7	123,5	98,45	Машин. бр. Монт. 4р.
5	КБ5-10-1	Вирубання бетону з арматурного	шт.	297	501,9	279,0	62,7	34,9	Бетонува льник 4р.

6	КБ6-50-16	каркасу з/б пазь збирання і розбирання дерев'яної опалубки	100м ³	26,19	0,44	1,19	3,27	0,055	Тесляр 4р.
7	КБ6-62-4	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів	т	14,68	308,28	9,42	38,5	1,2	Армувальник 3р Зварювальник 3р
8	КБ7-19-1	Влаштування монолітних з/б розтерків	100м ³	1,129	64,35	29,4	8,04	3,68	Бетон. 4р.
9	КБ7-48-1	Установлення цокольних блоків масою до 1т.	100шт	12,64	1242,64	108,92	155,33	135,24	Монтажник. 4-р. 3-р.
10	КБ1-27-1	Заїмка траншей і котлованів бульдозерами і потужністю 59кВт	100м ³	0,527	1	7,99	0,99		Машиніст 6-р.
11	КБ11-2-4	Улаштування ущільнених трамбовками підстилаючих щебневих шарів	м ³	138,72	663,08	180,53	82,9	22,6	Бетон. 4-р. 3-р.
12	КР37-7-1	Улаштування бетонної підготовки під споруди	100м ³	1,3872	350,68	7,8	43,84	0,98	Бетон. 4-р. 3-р.
13	КР8-6-1	Мурування зовнішніх простих стін з висотоб поверху до 4м	м ³	837,5	6604,88	1092,02	750,61	136,5	Муляр 5-р.

14	КР8-6-7	Мурування внутрішніх стін з цегли при висоті поверху до 4м.	м ³	474,35	3282,5	625,24	410,31	77,78	Муляр 5-р.
15	КБ7-12-12	Монтаж крокв'яних балок	100шт	0,04	71,92	32,53	8,99	4,1	Маш. 6р. Електрозв. Монт. 6р., 5р., 4р-2,3р.
16	КБ7-15-9	Установка плит перекриття	100шт	2,38	993,89	341,2	124,2	42,65	Маш. 6р. Електрозв. Монт. 6р., 5р., 4р-2,3р.
17	КБ7-21-3	Установлення сходових маршів при найбільшій масі монтажних елементів до 5т	100шт	0,24	101,62	37,23	12,70	4,65	Маш. 6р. Електрозв. Монт. 6р., 5р., 4р-2,3р.
18	КБ7-21-1	Установлення сходових площадок з обширням на стіну при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5т	100шт	0,24	60,9	24,42	7,61	3,1	Маш. 6р. Електрозв. Монт. 6р., 5р., 4р, 3р
19	КБ11-5-1	Улаштування гідроізоляції з поліетиленової плівки на клеї	100м ²	13,872	3024,65	3,7	378,1	0,46	Ізолув. 4-р.
20	КБ12-20-1	Улаштування пароізоляції в один шар	100м ²	13,872	339,73	6,82	42,46	0,9	Ізолув. 4-р.
21	КБ12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати	100м ²	13,872	883,23	26,02	110,4	3,25	Ізолув. 4-р.

23	КБ12-22-2	Улаштування вирівнюючі стяжок	100м ²	55,48 8	38,84	23,25	4,9	2,9	Бетон. 4-р. 3-р.
24	КБ11-28-2	Улаштування покриттів з керамічних плиток	100м ²	13,87 2	2224,93	17,32	278,12	2,17	Лицов. 4-р, 3-р.
25	КБ12-12-4	Улаштування шатрових покрівель	100м ²	11,91	1865,58	17,6	233,2	2,2	Монтаж 4-р. 3-р.
26	КБ10-20-4	Заповнення віконних прорізів	100м ²	3,314	2872,2	13,99	35,9	1,75	Монтаж. 4-р.
27	КБ10-26-2	Установка дверних блоків	100м ²	1,68 5	210,32	9,27	26,29	1,16	Монтаж. 4-р.
28	КБ15-48-1	Просте штукатурення поверхонь	100м ²	8,67	482,92	42,87	60,37	5,4	Штукат. 3-р.
29	КБ15-152-3	Фарбування внутрішніх поверхонь	100м ²	8,67	154,5	0,1	19,31	0,8	Маляр 3-р, 2-р.
30	КБ15-80-4	Опорядження фасадів	100м ²	10,4 2	1314,2 4	11,92	164,3	1,49	Лицов. 4-р.
31	КБ46-48-3	Улаштування тимчасової огорожі	100м ²	0,62 5	49,61	0,95	6,2	0,12	Тесляр. 4-р. Зварюв. 4-р.
Разом:							3168,6	593,18	

НУБІП України

НУБІП України

4.1.4 Підбір крану на основі технічних характеристик

Основи технічними парами монтажного крану є:

- виліт стріли крану;
- висота підйому крюка крану;
- максимальна вага монументних конструкцій.

Вибір монтажного крана здійснюється за такими характеристиками як:

- Монтажна вага конструкції Q_m визначається :

$$Q_m = Q_k + Q_{мп} + Q_{eo},$$

$Q_{мп}$ – вага монтажних пристроїв, т;

Q_k – вага конструкції, т;

Q_{eo} – вага елементів оббудови, т;

$Q_B = 1,8 + 0,45 + 0,2 = 2,45 т$ для монтажу балки;

- Монтажна висота конструкції (H_m) визначається за такою формулою:

$$H_m = H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4,$$

H_m – монтажна висота конструкції, м;

H_0 – перевищення опори елемента над рівнем монтажного крану, м;

H_e – висота елемента в монтажному положенні, м;

H_3 запас по висоті для заведення конструкції до місця монтажу або перенесення через раніше змонтовані конструкції (зазвичай від 0,5 до 1,5 м), м;

H_4 – висота строповки в робочому положенні від верху монтуемого елемента до крану, м.

$H_m = 9,3 + 1,0 + 1,6 + 1,5 = 13,4 м$ - формула використовується при монтажі балок для визначення необхідної висоти конструкції під час монтажу.

На підставі наданих характеристик гусеничний кран СКГ-40/63 обрано за наступними параметрами :

Вантажопідйомність: 40 тонн.

Радіус дії: 63 метри.

$H_{\max} = 20,0\text{ м};$ $L_{\min} = 15,0\text{ м};$
 $L_{\max} = 30,0\text{ м};$ $Q_{\min} = 4,0\text{ т};$
 $Q_{\max} = 28\text{ т};$

НУБІП України

Цей кран вибраний з урахуванням необхідної вантажопідйомності та радіуса дії для виконання монтажних робіт у науково-освітньому комплексі.

НУБІП України

4.2. Постачання матеріалів на об'єкт

Розчин і бетон постачаються на будівельний майданчик за допомогою автобетоновозів із розчино-бетонного вузла, розташованого на відстані 5 км від місця будівництва.

НУБІП України

Покрівельні матеріали доставляються по мірі їх споживання, щоб уникнути надмірного складання. Ціні необхідні матеріали також

постачаються на об'єкт поступово, з додатковим запасом, який забезпечує нормальний ритм робіт.

НУБІП України

Це забезпечує ефективність будівельних процесів та уникнення зайвих запасів матеріалів.

4.2.1. Розкриття основних технологічних процесів

На етапі земельних робіт застосовуються механізовані методи для видалення рослинного шару ґрунту та планування дна котловану та зворотної засипки фундаментів за допомогою бульдозерів ДЗ 18.

НУБІП України

Розробка ґрунту в котловані виконується екскаватором з оберненою лопатою ЕО – 2621, який завантажує ґрунт на транспортні засоби або відвозить його до відвалу.

НУБІП України

Для перевезення ґрунту використовуються автосамоскиди ЗиЛ/ММЗ – 555 у кількості 5 одиниць. Додаткова обробка ґрунту в котловані виконується вручну. Після зворотної засипки, ґрунт ущільнюється шар за шаром.

НУБІП України

Влаштування фундаментів.

Перед початком влаштування фундаментів важливо завершити роботи у котловані та пальові роботи.

Підготовчі етапи включають в себе наступне:

- Виконання палевих робіт.
- Винесення осей на дно котловану.
- Монтаж арматури та закладних деталей

Основні етапи включають в себе:

- Влаштування опалубки відповідно до розмірів та рисок.
- Заповнення опалубки бетоном.
- Ущільнення та залишання бетону для досягнення проектної міцності.

Після завершення робіт з влаштування фундаментів, ми проводимо вертикальну гідроізоляцію шляхом нанесення двох шарів гарячого бітуму.

Стіни будівлі виконані з цегли зовнішньою товщиною 510 мм і внутрішньою 380 мм.

Плити перекриття монтуються поетапно після завершення будівництва кожного поверху стін.

Монтаж кроквяних балок виконується після завершення зведення стін і їх кріплення до спеціальних опорних подушок. Перед цим балки укрупнюються за допомогою збірної площадки.

Підлога влаштовується на ущільненому ґрунті безпосередньо. Спочатку проводиться бетонна підготовка товщиною 100 мм із бетону класу В10. Після цього застосовується шар бетону класу В15 товщиною 25 мм [14]

Влаштування покрівлі.

Влаштування покрівлі здійснюється за допомогою листової металочерепиці, процес проводиться вручну. Перш ніж почати роботи з покрівлі, необхідно перевірити несучі та огорожуючі конструкції даху.

Поверхня покрівлі повинна бути чистою та сухою.

Далі встановлюється пароізоляція за допомогою одного шару пергаменту. Як утеплювач використовуються мінераловатні плити товщиною 190 мм. По них накладається основний гідроізоляційний шар з одного шару поліетиленової плівки.

Металочерепиця кріпиться на латах розміром 50x50 мм із кроком 350 мм. Лати встановлюються на крокви розміром 100x250 мм.

Заповнення отворів.

Віконні отвори заповнюються метало-пластиковими блоками. Ця операція виконується вручну.

Опоряджувальні роботи включають фарбування всіх залізобетонних конструкцій двома шарами масляної фарби ПФ-133 після попереднього покриття шаром ґрунтовки ГФ-021.

Фарбування здійснюється за допомогою фарбопульта.

Крім того, поверхні цегляної кладки оштукатурюють та фарбують.

4.2.3 Моніторинг якості

Таблиця 4.2 Допустимі відхилення та невідповідності

№п/п	Найменування відхилень	Величина допустимого відхилення, мм.
1	Зміщення осей елементів відносно розбивочних осей на опорних конструкціях	+13
2	Відхилення верхнього поясу	±5
3	Відхилення нижнього поясу	±5
4	Кріплення до стін по вертикалі	+10

4.4. Графік руху трудових ресурсів та календарний

графік виконання робіт

Графік руху трудових ресурсів на одну зміну зображено на листі №9 графічної частини.

Календарний план виконання земляних робіт розробляємо у табличній формі в лінійному вигляді, на підставі складеної калькуляції та технології робіт (зображено на листі №9).

4.5. Проектування генерального будівельного плану

4.5.1. Проектування тимчасових будівель санітарно –

побутового призначення

Щоб розрахувати потрібну площу інвентарних будівель і споруд для тимчасового проживання працівників, використовуються розрахункові норми для складання будівельних проектів. Це робиться на основі кількості працюючих осіб, які працюють на будівельному майданчику.

Площа адміністративних і санітарно-побутових споруд становить:

$$S_{\text{норм}} = S_n \cdot N_{\text{розр}}$$

де S_n - нормативна площа для споруди, приймається по таблиці 3.1.

розрахункових норм [14];

$N_{\text{розр}}$ – розрахункова кількість працюючих на буд майданчику.

Таблиця 4.4 Визначення кількості робітників

Кількість працюючих в максимально завантаженому зміні, R	Робітники другорядного виробництва, R1	ІТР R2	Службовці, R3	МОП і охорона служба, R4	Розрахункова кількість робітників, Rроз.
16	2	3	1	2	24

Таблиця 4.5 Виконання розрахунку тимчасово- побутових приміщень

№ з.п.	Назва тимчасових будинків	Rроз	Норма на одного працюючого	Розрахункова площа	Тип прийнятого будинку і шифр типового проекту	Розміри будинку	Кількість будинків, шт.	Прийнята площа, м. кв.	Зауваження
1	Кантора виконроба	3	4,0	12,0	збірно-розб	2,7x9,0	1	24,3	-
2	Гардеробні	16	0,7	11,2	збірно-розб	6,0x3,0	1	18	-
3	Вмивальні	24	0,2	4,8	збірно-розб	2,7x6,0	1	16,2	-
4	Приміщення для обігріву робітників	16	0,1	1,6	збірно-розб	4,1x2,2	1	9,02	-
5	Приміщення для сушіння одягу	16	0,2	0,8	збірно-розб	4,1x2,2	1	9,02	-
6	Туалети	24	0,1	2,4	збірно-розб	2,7x6,0	1	16,2	-
7	Кімната для прийому їжі	24	1,0	24,0	збірно-розб	3,0x11,0	1	33,0	-

4.5.2. Розрахунок площі для складських приміщень

Таблиця 4.6 Розрахунок площі для складських приміщень

№ п.п.	Найменування матеріалів, конструкцій та матеріалів	Одиниця виміру	К-ть матеріалів	Розрахунковий період	Найбільші добові витрати	Прийнятий запас на складі в днях	-/+ в натуральних показниках	Норма збереження матеріалів на 1 м2 площі складу	Корисна площа, м2	Розрахункова площа, м2	Розміри складу по УТС	Тип складу
1	Арматура	т	15,5	24	0,9	12	11,1	1,5	7,4	14,8	5x3	Закрит.
2	Дошки	м3	6,4	48	0,2	10	1,9	1,5	1,3	2,5	5x1	Закрит.
3	Скло листове	м2	6383,6	12	761,3	10	7612,5	100	76,1	152,3	2x9x9	Закрит.
4	Руберойд	м2	110279,4	37	4272,0	12	51263,4	250	205,1	410,1	6x9x8	Закрит.
5	Балки кроквяні	100ел	0,04	11	0,1	8	0,1	0,8	0,2	0,3	9x2	Відкрит.
6	Цегла	1000шт	672,979	43	0,1	8	0,4	0,5	0,8	1,4	6x1	Відкрит.
7	Плити покриття	100ел	2,38	32	0,1	8	0,3	0,5	0,7	1,1	12x1	Відкрит.

НУБІП України

4.5.3. Розрахунок тимчасової системи водопостачання

Таблиця 4.7. Розрахунок тимчасової системи водопостачання

№ п/п		Об'єм робіт у змiну		Витрати води	
		Одиниця вимiру	Кiлькiсть	Норма на одиницю вимiру, л	Загальнi витрати води, л
На виробничi потреби					
1	Приготування розчину	м3	112,9	300	33870
2	/// бетону	м3	338,1	275	101610
3	Штукатурнi роботи	м2	867,01	7	6069,1
Всього :					141540,1
На протипожежнi потреби					
4	Площа	м2	1197	400	478800
Всього					478800
На господарськi потреби					
6	Питнi витрати працюючих та iнши потреби	люди	24	20	480
7	Користування душем	люди	24	30	720
Всього					1200
Разом					621540,1

Витрати води на будiвельному майданчику роздiляються на двi основнi категорiї:

- витрати для виробничих потреб ;
- витрати для потреб у пожежогаcиннi.

Загальнi витрати води на будiвельному майданчику складаються з витрат на виробничi потреби та витрат на пожежогаcиннi:

$$V_{\text{заг}} = 1,5(V_{\text{чол}} + V_{\text{пр}}) + V_{\text{пот}};$$

$$V_{\text{чол}} + V_{\text{пр}} = 1,2 \text{ л/с};$$

$$V_{\text{пот}} = 30 \text{ л/с};$$

$$V_{\text{заг}} = 1,5 * 1,2 + 30 = 31,8 \text{ л/с}.$$

НУБІП України

Розраховую діаметр труби для тимчасового водопостачання за формулою ДБН В.2.5-64:2012:

$$D = \sqrt{\frac{4B1000}{n * V}}, \text{де}$$

НУБІП України

B - розрахункова витрата води,

V - швидкість руху води.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 31,8 * 1000}{3,14 * 2,5}} = 52 \text{ мм};$$

Приймаємо : трубу діаметром =50мм.

НУБІП України

Розмір труби діаметром 50 мм зазвичай використовується для тимчасового водопостачання на будівельних майданчиках. Ця труба може забезпечити потрібну кількість води для будівельних потреб.

НУБІП України

Підключення до загальної магістралі на території будівельної площадки - це добре обрана стратегія, яка забезпечить стабільний доступ до води для будівельних робіт. Завдяки цьому підключенню ви зможете забезпечити будівництво водою без перерв і надмірних витрат.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

4.5.4. Забезпечення електроенергією

Таблиця 4.8. Визначення обсягу споживаної електроенергії

№ п/п	Найменування витрат	Одн. виміру	К-ть	Норма на одиницю виміру, кВт	Загальні витрати води, кВт
Силова електроенергія					
1	Апарат для зварювання	шт.	2	30	60
2	Пересувна станція для малярних робіт	шт.	2	10	20
3	Станція для шпакатурення	шт.	3	10	30
4	Механізм для підігріву, перемішування та подачі бітумних мастик на покрівлю	шт.	1	60	60
5	Механізм для нанесення бітумних мастик	шт.	3	4,9	14,7
Рс					184,7
Внутрішнє освітлення					
6	Контори	м ²	24,3	0,015	0,365
7	Склади закриті	м ²	38,0	0,015	0,57
8	Прохідна	100 м ²	6,0	1	6,0
9	Ідальні	100 м ²	24,3	1	24,3
10	Душові, вбиральні	м ²	9,02	0,03	0,271
Ро.в.					31,51
Зовнішнє освітлення					
11	Територія майданчика	100 м ²	107,2	0,015	1,072
12	Відкриті складські майданчики	100 м ²	1,383	0,03	0,069
13	Основні дороги та проїзди	км	0,456	5	2,28
Ро.в.					3,421
Р					191,63

Електропостачання будівництва здійснюється через трансформаторну підстанцію, яка знаходиться на території будівництва і підключена до існуючої міської електричної мережі.

НУБІП України

Ще забезпечити стабільне та безперебійне електропостачання для будівельних потреб, забезпечуючи необхідну електроенергію для робіт на будівельному майданчику.

Визначення міщності трансформатора проводимо по формулі:

$$P = 1,1 \left(\frac{K_1 \sum P_c}{\cos \varphi} + \sum P_{cp} + K_2 + \sum P_{осв} + K_3 + \sum P_{осв.з} \right), \text{ де}$$

$\sum P_c$ - сума потужностей всіх встановлених двигунів.

$\sum P_{cp}$ - сума потужностей, що споживаються на виробничі потреби.

$\sum P_{осв}$ - загальна потужність внутрішнього освітлення;

$\sum P_{осв.з}$ - загальна потужність зовнішнього освітлення,

$K_1=0,75$; $K_2=0,9$; $K_3=1$; - коефіцієнти попиту.

1,1 - коефіцієнт який враховує втрати потужностей в мережах

1. Потужності, які потрібні для роботи наступного пристрою:

Компресор=4,5кВт;

Всього :24,5кВт;

2. На виробничі потреби:

зварювальний трансформатор(4шт)-40кВт;

3. На освітлення в середині приміщення з врахуванням : 1,1т 1,2Вт на 1м²;

4. Потужність витрачена на зовнішнє освітлення визначається з

розрахунку 1,88кВт на 1м².

$$\sum P_{осв.з} = 27000 * 1,88 = 59760 \text{Вт} = 59,8 \text{кВт};$$

Підставляємо значення:

$$P = 1,1 \left(\frac{0,75 * 24,5}{0,75} + 40 + 0,9 * 4,6 + 1 * 59,8 \right) = 132 \text{кВт}.$$

Розташування освітлювальних мачт для освітлення робочої території та доріг виглядає наступним чином: приймається використання 6 металічних пересувних мачт

Ці мачти будуть встановлені за допомогою крана на визначених позначках для забезпечення належного освітлення на будівельному майданчику та навколишніх дорогах.

5. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА МОНТАЖ АРКИ

5.1. Застосування в проєкті залізобетонних арок

Технологічна карта знаходиться на аркуші № 7 графічної частини магістерської роботи.

Технологічна карта створена для установки кроквяних арок у навчально-освітньому комплексі. Висота арок - 9,3 м, відстань між колонами - 6x18 м, а прольот арок - 18 метрів.

Вага арки становить – 9,1т.

Вага плит покриття становить – 2,33т.

Таблиця 5.1 Склад бригади

№ л/п	Склад ланки	Розряд	Кількість людей
1	Машиніст	6	1
2	Монтажник	4	1
3	Монтажник	3	2
4	Монтажник	2	1
5	Зварювальник	5	1

5.2. Технологія виконання монтажних робіт

Арки для покриття зазвичай встановлюють з використанням транспортних засобів. У деяких випадках, особливо якщо необхідно укрупнити арки на місці монтажу, їх розташовують у спеціальних касетах у прольоті.

При цьому арки розкладають (див. рисунок 5.1.) так, щоб кран з будь-якої позиції міг встановлювати арку без додаткового відтягування і, якщо можливо, без переміщення для укладання решітки покриття.

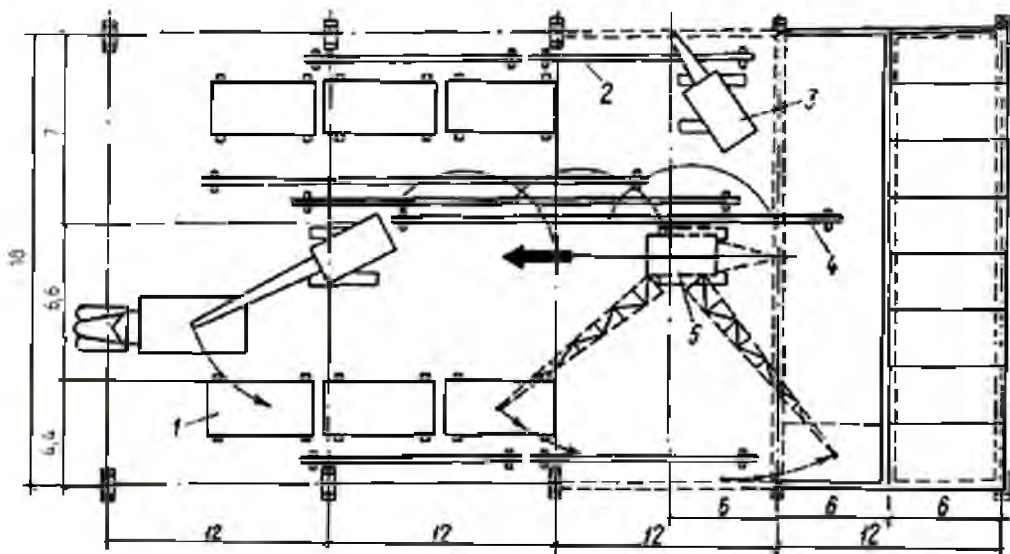


Рис.5.1. Попередня розкладка конструкції при монтажі покриття одноповерхової громадської будівлі виглядає так: 1 - панелі покриття; 2 - підкроквяні арки; 3 - кран на монтажі підкроквяних арок; 4 - кроквяні арки; 5 - основний монтажний кран

Кроквяні арки встановлюються після того, як усі нижні конструкції каркаса будівлі вже закріплені та вмонтовані. Перед підняттям їх встановлюють спеціальні люльки та сходів, закріплюють розпірки для тимчасового фіксування, страхувальний канат, розчалювання і використовують відтягнення.

Під час монтажу арок їх зменшують та розгортають за допомогою відтяжок на 90° . Потім арку піднімають на висоту, яка перевищує позначку опори на 9,3 метра, та опускають на опори. Правильність установки балок і арок перевіряють за

допомогою співставлення відповідних рисок. Для стропування арок спробувати траверси з напівавтоматичними захватами, що забезпечують дистанційне розстропування.

Після підняття, встановлення та перевірки першої арки або балки їх розкріплюють розтяжками, а наступні закріплюють спеціальними розпірками, кількість яких повинна бути не менше двох для арок прольотом від 36 метрів.

Розтяжки і розпірки знімають лише після встановлення і зварювання панелей покриття.

Для вивірки і коригування положення балок або арок на опорі потрібні спеціальні кондуктори (рис.5.2).

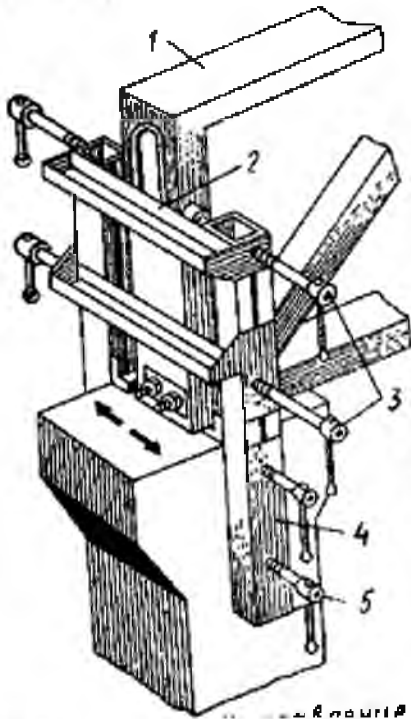


Рис.5.2. Кондуктор для вивірки арок і балок покриття.

1 - арка (балка), 2 - зв'язок, 3 - регулювальні гвинти, 4 - зв'язова панель, 5 - затискний гвинт

Перед початком монтажу арок усі необхідні підготовчі роботи повинні бути виконані генеральним підрядником. Це включає в себе перевірку якості, розмірів і розташування арок, підготовку місць для їх опирання, оснащення арок необхідними монтажними пристосуваннями та нанесення ризиків на осі арок і опорних поверхонь.

Також потрібно забезпечити тимчасові дороги та майданчики для складування арок і роботи крана. Крім того, монтаж кроквяних арок може початися лише після закріплення всіх нижчих конструкцій каркасу будівлі.

Стропування можна виконувати, охоплюючи стропильні арки або прокладаючи захоплення через отвори у верхньому поясі арки (рис. 5.3).

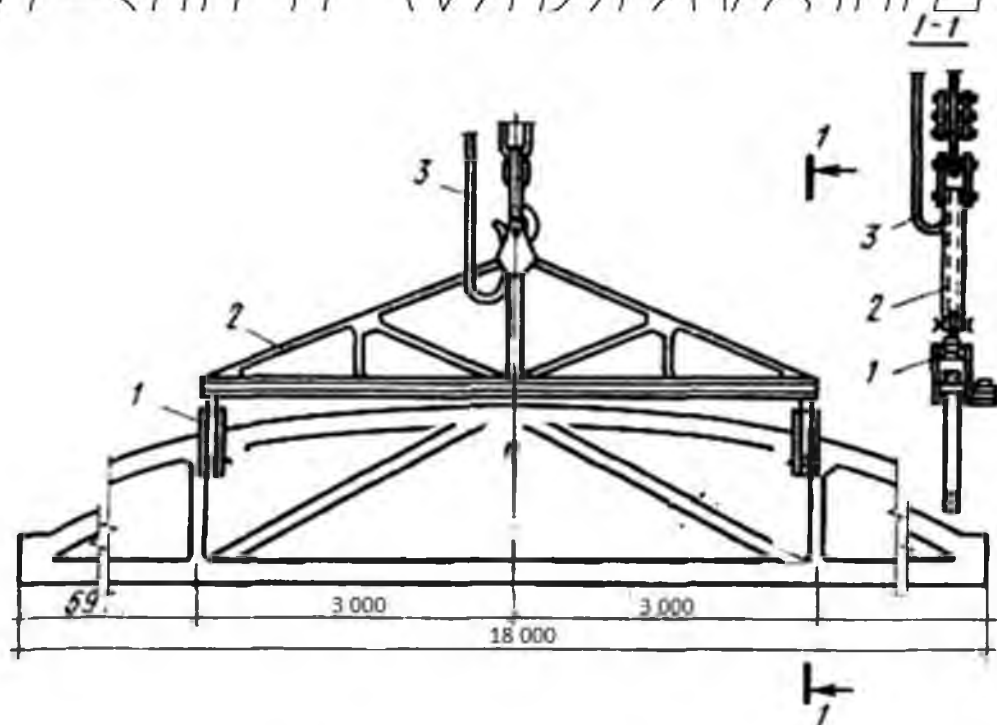


Рис.5.3. Напівавтоматичний захватний пристрій для монтажу залізобетонних арок: 1- захват; 2 - жорстка траверса; 3 – кабель

Напівавтоматичний пристрій для піднімання стропильних арок складається з жорсткої траверси, до якої прикріплені захоплення з кабелем. Ці захоплення аналогічні тим, що були описані вище, але мають незмінні запірні пальці.

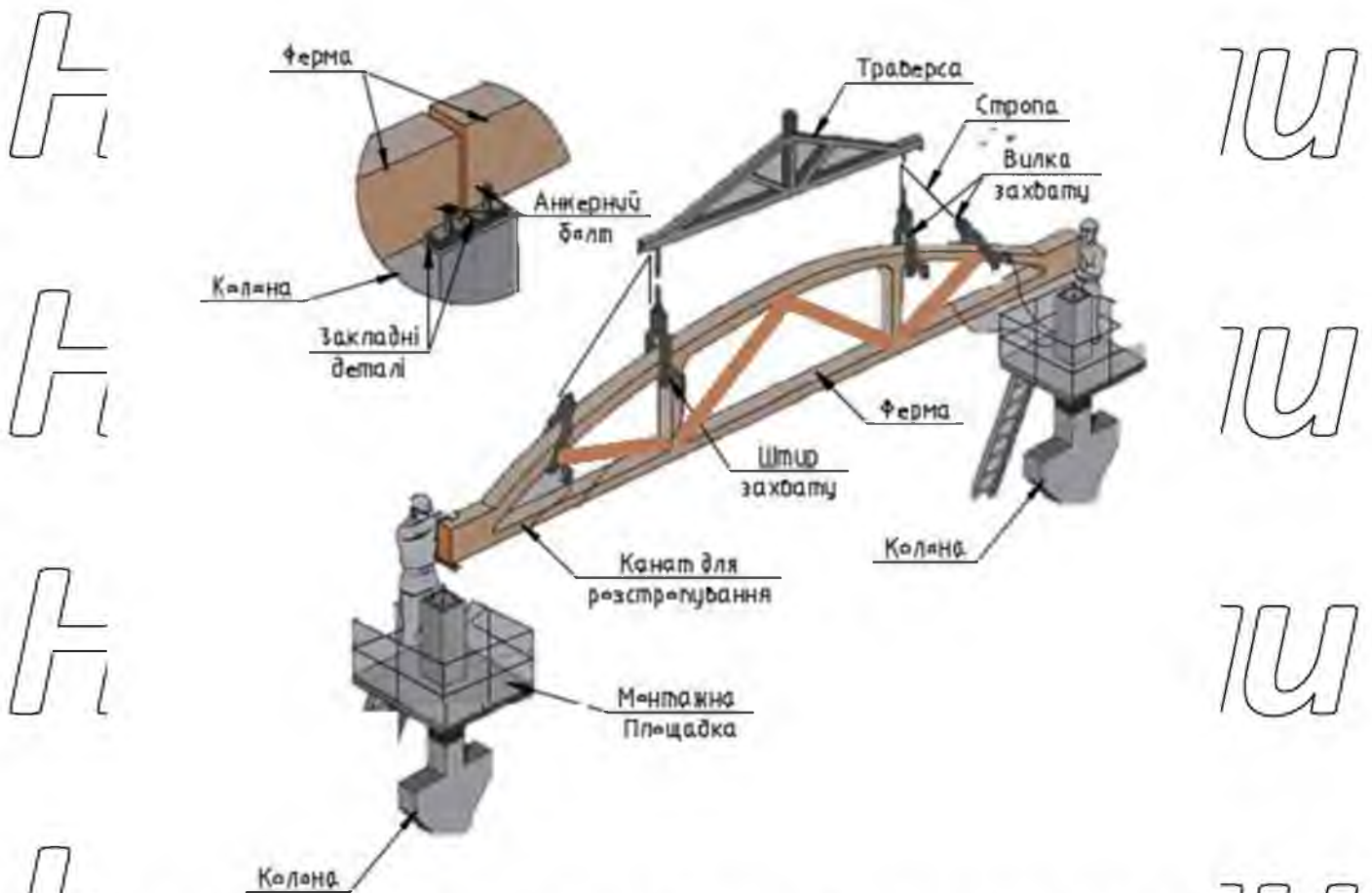


Рис. 5.4. Установка залізобетонних крок'яних арок прольотом 18 м - підйом, вивірка і тимчасове закріплення арки

На арки прольотом 18 м встановлюють по одній розпірці, крім того, першу арку розкріплюють розпірками. Розпірками прив'язують до верхнього поясу арки, а іншим кінцем - до якорів, в якості яких використовують раніше змонтовані конструкції (фундаменти, колони).

Для монтажу крок'яних арок потрібні спеціальні монтажні підмостки, драбини та інші пристосування, призначені для безпечної роботи на висоті. Ці конструкції виготовляються зі сталі або алюмінієвих сплавів і повинні мати легку конструкцію, бути надійними та зручними для установки і демонтажу після завершення робіт.

Для монтажу залізобетонних підкрокв'яних арок використовується бригада, яка складається з шести монтажників: одного спеціаліста V розряду, двох монтажників IV розряду та одного монтажника III розряду. Установку арок здійснюють за допомогою крана, використовуючи спеціальну траверсу з віддаленою розстроповкою.

Арки з прольотом 18 метрів строплюють в чотирьох точках (див. рис. 5.5). Для стропування використовують стропи з навівавтоматичними замками, які дозволяють віддалено розстраляти їх. Під час встановлення арок, їх відрізняють за осьовими ризиками і закріплюють анкерними болтами або шляхом монтажного зварювання закладних деталей.

Закріплену арку фіксують за допомогою монтажної або постійної розпірки, що забезпечує її стійкість та правильне положення. Не допускається залишати перші арки без закріплення зв'язків або частини плит на тривалий термін, що перевищує 8 годин.

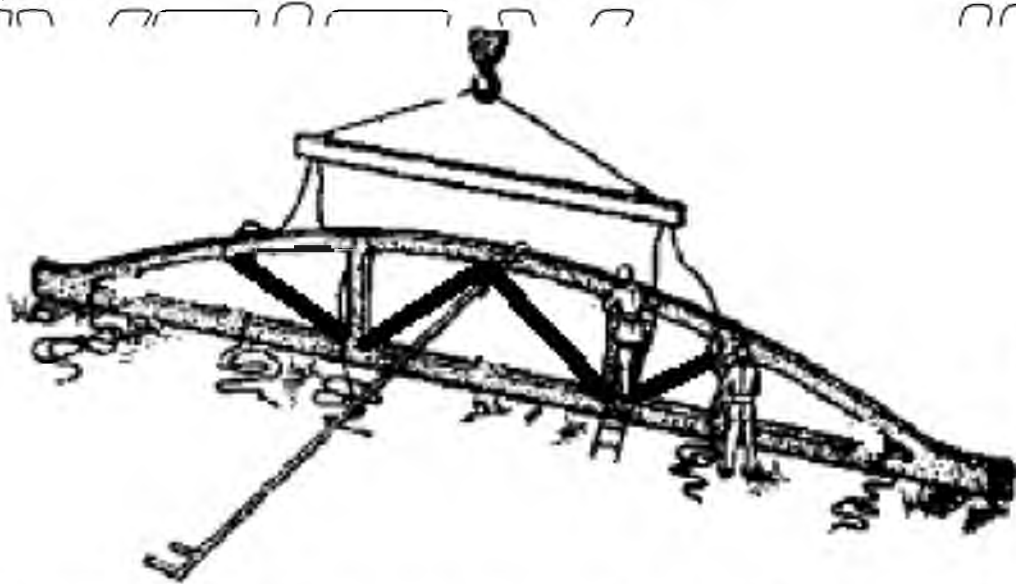


Рис. 5.5 Установка залізобетонних кроквяних арок прольотом 18 м - стропування арки

НУБІП України

Підкрокв'яні арки опираються на спеціальні листові закладні, які з'єднані з оголовками колон. Ці арки закріплюються за допомогою анкерних болтів і зварки.

У вдосконаленому вузлі сполучення крокв'яних арок з колонами не використовується опорна плита та анкерні болти. Замість цього, заставні деталі крокв'яних арок приварюються безпосередньо до заставних деталей колони.

Крокв'яні арки підтримуються за допомогою спеціальних стовпців, які закріплені під ними, і з'єднуються з колонами за допомогою анкерних болтів і зварки. Плити покриття арок опираються на верхній пояс крокв'яної арки.

Закладні деталі поздовжніх ребер плит покриття в місцях їх опору на ароках з'єднуються з ними за допомогою зварювання, а зазори між бічними сторонами покриття і торцями закладаються розчином або бетоном на щебені дрібної фракції.

Під час підйому арки машиніст крана діє за командою бригадира (ланкового).

Два монтажники за допомогою відтяжок утримують арку від розгойдування, а інші двоє направляють її на місце установки. Якщо потрібно, арку зсувають в бічному напрямку за допомогою лома, не піднімаючи її. Щоб змістити арку вздовж, спочатку її трошки піднімають.

Правильність установки перевіряється за суміщенням рисок, які нанесені на арці та колоні.

Залізобетонні арки стропцюють за допомогою траверси, яка забезпечує вертикальне підвішування.

НУБІП України

НУБІП України

Вимоги до монтажу арок:

1. Перед початком монтажу залучено інженерно-технічний персонал, який ознайомився з технологічною картою та проектом виконання робіт та перевірів якість арок, їх розміри і розташування закладних деталей.

У підземній частині завершені всі роботи.

Тимчасові дороги для автотранспорту та гусеничних кранів прокладено, забезпечуючи нормальний рух до місця монтажу.

Освітлення на всій території, проїздах і робочих місцях встановлене.

Стіни побудовані до проектної відмітки, підготовлені перекриття попередніх поверхів і встановлені опорні подушки.

Всі необхідні матеріали та вироби для монтажу завезені та готові до використання.

Також підготовчі роботи включають вивчення технологічної карти та проектування виконання робіт інженерно-технічним персоналом.

2. При монтажі арок елементи конструкції транспортуються безпосередньо на об'єкт згідно графіка, не потрапляючи на склади перед монтажем.

3. При монтажі конструкцій з приоб'єктних складів завезені конструкції слід розміщувати в зоні роботи крана, в кількості яка б забезпечувала безперебійну роботу монтажного крану.

4. Монтаж арок здійснюється за допомогою траверси Т-7 з приоб'єктних складів.

5. Арки монтується за допомогою гусеничного крана.

6. Перша арка змонтована із замканням в двох точках до розстропування.

7. Друга і остання арки змонтовані одночасно з двома розпірками, до яких прикріплено раніше змонтовану ферму. Це виконано за допомогою інвентарних розпірок, монтажних люльок і страхового трісу, які прикріплені

до арок до їх підняття. Розпірки, дільки і страховий тріс знімаються по ходу монтажу плит покриття.

НУБІП України

8. Периметр стін повинен бути обладнаний озорожею для безпеки.

9. Для виконання монтажних робіт і підняття монтажників до

монтажних вузлів використовують телескопічні вишки.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

5.3 Розрахунок витрат на працю і оплату праці

Таблиця 5.2 Калькуляція затрат праці та заробітної плати (ПК «АВК-5»)

№ п/п	Обгр-ння за ДБН	Найменування роботи	Одиниця виміру	Об'єм робіт	Середній розряд	Ціна 1 люд/год	Вартість одиниці	Нормативна трудомісткість	Витрати праці на весь об'єм	Вартість	Вартість експлуатації механізмів, грн	Заробітна плата працівників / тих що обслуговують механізми
							Усього	маш/год	маш/год	Усього		
							Заробітної плати	люд/год	люд/год	Заробітної плати		
1	2	3	4	5	6							
1	КБ7-12-12	Монтаж арочних конструкцій	100шт.	0,06	4,4	128,47	<u>581625,78</u> <u>254087,97</u>	<u>478,3</u> <u>1798</u>	<u>28,7</u> <u>107,88</u>	<u>34897,55</u> <u>15245,28</u>	19334,28	<u>15245,28</u> <u>7612,88</u>

5.4 Техніко-економічні показники проекту

Техніко-економічні показники проекту включають в себе технічні характеристики та економічні показники, які використовуються для оцінки ефективності та рентабельності проекту.

1. Об'єм робіт по технологічній карті – 6 шт
2. Трудоемність виконання процесу – $\frac{107,88}{8} = 13,0$ люд./дн.
3. Трудоемність на одиницю об'єму – $\frac{13}{5} = 2,6$ люд.дн./шт

4. Виробіток на одного працюючого – $\frac{2}{5} = 0,4$ шт

5. Змінний виробіток бригади – $\frac{6}{2} = 3$ шт

6. Термін виконання роботи – 2 дні

7. Заробітна плата на весь об'єм – $15245,28 + 7612,88 = 22865,16$ грн.

8. Заробітна плата на 1 зміну – $\frac{22865,12}{6 \times 2} = 1905,43$ грн.

5.5. Матеріально-технічних ресурсах

Таблиця 5.3. Потреби на матеріали та технічні ресурси, необхідні для виконання проекту

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1	Залізобетонні арки	шт	6
2	Електроди	т	0,51840

Таблиця 5.4. Технічні засоби, які включають в себе машини, обладнання, механізований інструмент, інвентар і пристрої

№ п/п	Найменування	Тип	Марка	К-ть	Технічн. Характ.
1	Монтажний кран	на гусеничному ході	СКГ-40/63	1	
2	Помости пересувні			2	

3	Траверса Q=20т	-	T7	00
4	Стропи чотирьохвіткові	-	-	2
5	Дерев'яні підкладки і прокладки	-	-	48
6	Контейнер для закладних деталей	-	-	2
7	Лом металевий	-	-	00
8	Молоток будівельний	-	-	4
9	Шуп металевий	-	-	4
10	Зубило слюсарне	-	-	2
11	Щітка металева прямокутна	-	-	2
12	Комплект електрозварювальника	-	-	00
13	Нівелір	-	-	00
14	Рулетка вимірна	-	H-1	2
15	Каска будівельна	-	-	2
16	Запобіжний пояс	-	-	10
17	Рукавиці будівельні	-	-	6
		-	-	10
				00

5.6. Моніторинг якості

Таблиця 5.5. Моніторинг якості

№п/п	Найменування відхилень	Величина до Відхилен
1	Зміщення осей елементів відносно розбивочних осей на опорних конструкціях	+13
2	Відхилення верхнього поясу	+5
3	Відхилення нижнього поясу	+5
4	Кріплення до стін по вертикалі	00 ⊕10

6. ОХОРОНА ПРАЦІ НА ОБ'ЄКТІ

6.1 Охорона праці та нормативні документи

У цьому розділі були використані наступні нормативні документи: ДБН В.2.2-9-99 "Громадські будинки та споруди".

Територія, що оточує критий плавальний басейн, має огорожу та дорожки з твердим покриттям. У проекті передбачено освітлення цієї території вночі.

Дренаж поверхневих вод відбувається відповідно до планування та ландшафту.

Розташування технологічного обладнання у проекті забезпечує його безпечну експлуатацію та зручне обслуговування та ремонт. Відстані між устаткуванням та будівельними конструкціями відповідають вимогам нормативних документів і інструкцій, які надаються виробниками кожної одиниці технологічного обладнання.

Розміри проходів у внутрішніх приміщеннях басейну та площі цих приміщень відповідають встановленим нормативам.

Обладнання має конструкцію, яка забезпечує його безпечну експлуатацію, обслуговування та ремонт, при умові дотримання вимог інструкцій з експлуатації технологічного обладнання та відповідає встановленим стандартам та вимогам.

Обслуговуючому персоналу басейну передбачено відведені кімнати, включаючи кімнату інструктора, кімнату тренерів-інструкторів та санвузли.

6.1.1 Дослідження травматичних випадків під час здійснення земельних робіт

Травматизм при здійсненні земельних робіт переважно спричинений обваленням ґрунту під час видобутку та подальших операцій нульового циклу у траншеях і котлованах.

Обвалення може статися з різних причин, таких як:

1. Видобуток глибше ніж дозволяється за нормами, без використання необхідних кріплень;
2. Порушення правил при розробці траншей;
3. Розробка котлованів і траншей з неправильними, нестійкими укосами;
4. Додаткові навантаження, які не були враховані, включаючи статичні і динамічні впливи від будівельних матеріалів, конструкції і механізмів;
5. Порушення технології земельних робіт;
6. Відсутність або неправильне влаштування системи водовідведення, не враховуючи геологічних умов будівельного майданчика.

Під час здійснення земельних робіт травми та аварії можуть виникати з ряду причин, таких як відсутність або неправильне встановлення захисних огорожень, порушення правил безпечної роботи поблизу небезпечних підземних комунікацій. Також небезпека може виникати через недостатню кваліфікацію працівників, операторів машин, ненавмисне рухання землеробних машин, втрату стійкості машинами.

6.1.2 Дослідження виникнення травматичних випадків під час БМР

Роботи з монтажу будівельних конструкцій є дуже складними та небезпечними, особливо через велику висоту, на якій їх виконують. В цих умовах дуже важко забезпечити безпеку працюючих, оскільки колективні засоби захисту не завжди ефективно працюють.

Монтажні роботи при будівництві будівель і споруд різного призначення складаються із таких етапів:

- а) розміщення монтажного елемента та його тимчасове закріплення;
- б) остаточна перевірка розташування монтажного елемента;
- в) зварювання стиків та ущільнення конструкції.

Аналіз найпоширеніших причин травматизму при монтажі будівельних конструкцій вказує на наступні чинники:

1. Обвалення (падіння) монтуючихся конструкцій;
2. Падіння робочих осіб з висоти;
3. Неправильний вибір монтажної оснастки та помилки в її використанні (такелажні операції);
4. Дефекти або несправності в механізмах і машинах, а також в електроустановках, а також інші чинники, такі як недостатня освітленість і неправильна послідовність виконання робочих операцій тощо.

6.1.3 Дослідження виникнення травматичних ситуацій під час користування електрикою

Запобігання електротравм є ключовим завданням охорони праці, і на виробництві воно забезпечується за допомогою системи організаційних і технічних заходів, спрямованих на захист людей від ураження електричним струмом.

Небезпека у використанні електроприладів полягає в тому, що провідники або корпуси машин, які опинилися під напругою через пошкодження ізоляції, не викликають сигналів небезпеки, які може відчути людина. Реакція на електричний струм виникає тільки після його проникнення через тканини людського організму.

Електротравматизм може виникати через ряд причин:

НУБІП України

- Відмови в роботі обладнання, які спричиняють виходження струму на частини установок і машин, які зазвичай не повинні бути під напругою, наприклад, корпуси, пульти тощо. Це може відбуватися через пошкоджену ізоляцію в електромоторах, кабелях і проводах, що може призвести до можливості контакту з неізовльованими струмопровідними частинами і проводами.

НУБІП України

- Виникнення електричної дуги між підключеною частиною установки і людиною можливе в установках з напругою понад 1000 В. Щоб запобігти виникненню дуги між струмоведучими частинами і людиною, встановлюються мінімально допустимі відстані від струмопровідних частин до людини. Наприклад, для 15 кВ ця відстань становить 0,7 м, а для 220 кВ – 3,0 м.

НУБІП України

- Виникнення крокової напруги на поверхні землі можливе через замикання струмопровідних проводів на землю.

НУБІП України

- Інші причини можуть включати невідповідність і помилки персоналу, відсутність контролю за електроустановками під напругою та інші організаційні недоліки.

НУБІП України

6.1.4. Безпека при проведенні земляних робіт

При виконанні робіт з копання котлованів і траншей в районах, де

рухаються люди і транспорт, встановлюється суцільна огорожа висотою 1,2

метра, обладнана системою освітлення. В зоні потенційного обвалення ґрунту,

коли роботи в траншеях і котлованах виконуються без додаткових кріплень,

заборонено зберігання будь-яких матеріалів, рух машин і механізмів,

НУБІП України

встановлення рейкових шляхів, постановку лебідок і опорних стовпів для ліній електропередачі або зв'язку

НУБІП України

НУ



НИ

НУБІП України

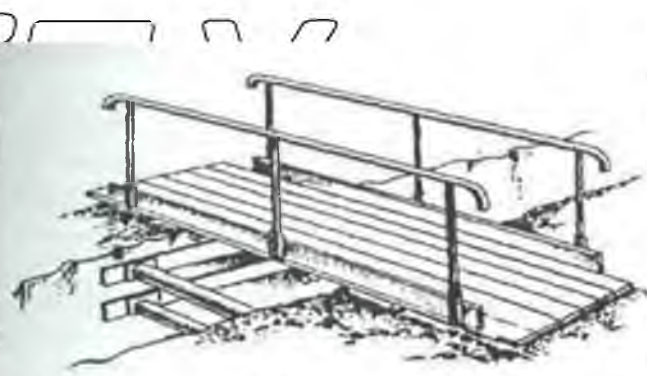
Рис.6.1. Межа огорожі котловану і траншеї

Там, де робітники переходять через траншеї, що мають глибину більше 1 метра, потрібно встановлювати переходні містки шириною не менше 0,6

НУБІП України

метра з поручнями на висоті 1,1 метра. Для спуску в траншеї і котловани використовують драбини шириною 0,6 метра з перилами або прикріплені сходи.

НУБІП



їни

НУБІП України

Рис.6.2. Перехідний місток над траншеєю

НУБІП України

На території будівельного майданчика екскаватор рухається по попередньо визначеному маршруту з невеликим нахилом, який не перевищує

встановлених норм. Ковш повинен бути порожнім і триматися на висоті 0,5 до 0,7 метра над землею.

Транспортні засоби, які використовуються для перевезення ґрунту, повинні перебувати поза зоною небезпеки, де працює екскаватор.

Навантаження може здійснюватися і виїжджати лише після отримання сигналу від оператора екскаватора.

Викопаний з траншеї або котловану ґрунт повинен бути віддалений на відстань не менше 0,5 метра від краю траншеї чи котловану. У зоні вібрації вживаються заходи для запобігання обваленню укосів траншеї і котлованів.

Механізована розробка ґрунту можлива лише при раціональному використанні машин, механізмів і обладнання. Машини, які використовуються для розробки траншеї і котлованів, повинні бути оснащені звуковою сигналізацією, і всі працівники на майданчику повинні знати значення цих сигналів. При встановленні, монтажі (демонтажі), ремонті та переміщенні землерийних машин необхідно вжити заходів для запобігання їх перекиданню.

Екскаватори, бульдозери, скрепери та інші машини заборонено розробляти і пересувати ґрунт на схилах або під ухилом, який перевищує значення, вказані у паспорті.

Перед початком робіт екскаватор повинен бути розміщений на рівній площині з ухилом, який не перевищує значення, вказані у паспорті. Щоб уникнути самовільного руху, під гусениці або колеса ставлять спеціальні опори (підкладки). Якщо на шляху руху є слабкий ґрунт, його підсилюють щитами або покривають дошками, брусами чи шпалами.

Якщо поруч із місцем майбутніх земельних робіт є діючі підземні комунікації (електричні кабелі, газопроводи тощо), потрібно отримати дозвіл від відповідної організації, яка відповідає за їхню експлуатацію. Дозвіл

повинен включати план (схему) з розташуванням і глибиною закладення комунікацій, який складається на основі виконавчих креслень. Перед початком робіт на майданчику розставляють знаки безпеки. Поблизу діючих підземних комунікацій земельні роботи повинні виконуватися під наглядом виконроба або майстра, а неподалік від комунікацій – під наглядом працівника організації, який відповідає за їхню експлуатацію.

Розробку ґрунту механізованим способом в цих умовах можна виконувати на відстані не менше 2 метрів від бічної стінки і не менше 1 метра над верхом труби, кабелю чи споруди. Залишений ґрунт треба допрацьовувати вручну, уникаючи пошкоджень комунікацій.

6.1.5. Заходи для забезпечення безпеки під час виконання монтажних робіт

Важливим аспектом забезпечення безпеки під час монтажних робіт є належне організування робочих місць. Це включає в себе використання спеціальних технічних засобів, таких як риштування, люльки, монтажні столи, вежі, сходи, перехідні містки, а також індивідуальні та колективні засоби захисту. Організація робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці та зручний доступ до них. Використовувані огороження відповідають нормам безпеки і не перешкоджають проведенню будівельно-монтажних робіт на об'єкті. Крім того, часто використовуються приставні сходи з робочими площадками, пересувні помости на гусеничному ході (ПВС-12), металеві площадки із з'єднаннями для монолітних залізобетонних колон в багатопверхових будівлях.

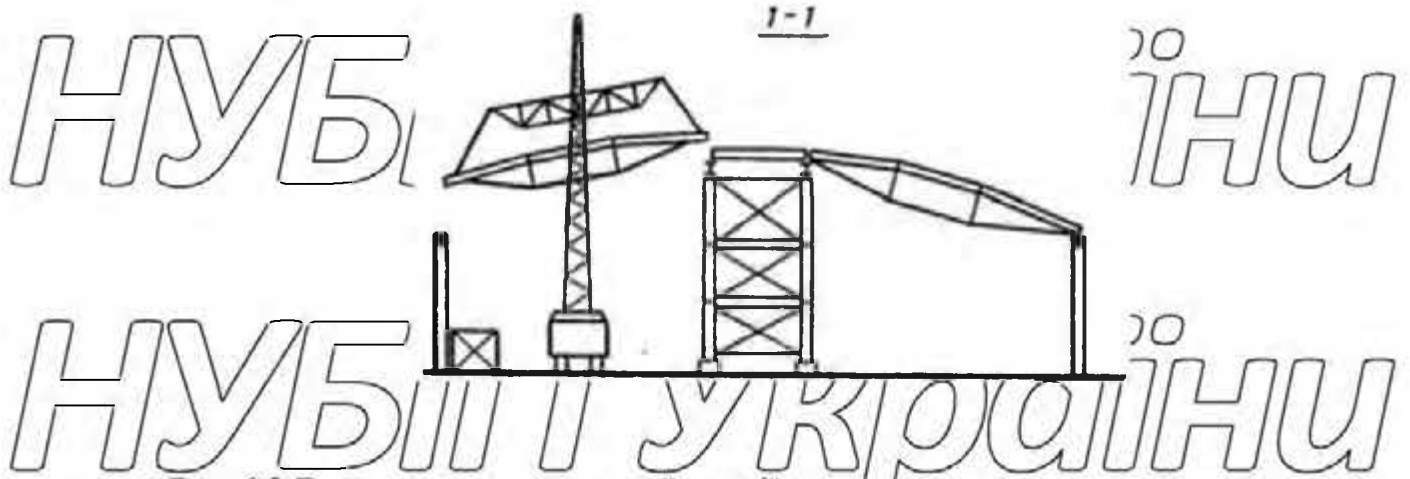


Рис.6.3 Встановлення великої секції покриття за допомогою рухомих
риштувань

6.1.6. Заходи з охорони праці та забезпечення промислової безпеки під час монтажу електроустановок

Організація охорони праці та безпеки при будівництві задуманого об'єкту відповідає вимогам стандартів, таких як ДНАОП 0.00-1.32-01 і ДБН А.2.2-3-2004, які враховують умови безпеки праці, запобігання професійним захворюванням, пожежам та вибухам.

Для цього у проекті передбачено:

- 1) Використання технічно вдосконаленого обладнання.
- 2) Розміщення обладнання з урахуванням можливості зручного обслуговування.
- 3) Заземлення елементів електроустановок із нормованою опором та надійною конструкцією.
- 4) Захист від перевищених струмів.

Пожежна безпека будівлі забезпечується використанням вогнетривкого електрообладнання, ізольованих проводів та кабелів, які не розповсюджують вогонь, а також встановленням пускової апаратури, яка захищає мережі від

короткого замикання. Щити та електроустановки обладнуються системами заземлення

НУБІП України

Монтаж електрообладнання, електроустановка та приєднання ліній

живлення виконує кваліфікований електротехнічний персонал. Струмopровідні

частини в межах силової шафи ізолюються та захищаються від випадкового контакту. Також слід наносити попереджувальні знаки на кришках силових шаф згідно з вимогами техніки безпеки.

Під час встановлення освітлення приміщення необхідно враховувати, що лінії до розеток повинні мати три провідники (фазовий, нульовий та захисний).

НУБІП України

6.1.7. Заходи з промислової безпеки під час функціонування

електроустановок

Керівник повинен забезпечити правильну експлуатацію та обслуговування

електроустановок відповідно до чинних нормативних вимог. Для цього він

повинен призначити відповідальну особу, яка має відповідну електротехнічну підготовку і пройшла відповідну перевірку знань. Ця особа відповідає за ретельний огляд, перевірку та вимірювання обладнання, а також здійснення технічного огляду електроустановок.

Експлуатація електроустановок забороняється без перевірки опору ізоляції

кабелів, прогрузки автоматів та інших важливих параметрів. Також, визначено межі відповідальності між споживачем та електропостачальною організацією, наприклад, за затискачами під'єднання проводу живлення до приладів напругою до 0,4 кВ, відповідальність за технічний стан розподільчої шафи та кабельної продукції покладається на споживача.

НУБІП України

Споживачам суворо заборонено самостійно виконувати ремонт електроустановування, пускової та захисної апаратури, а також доторкатися до струмопровідних проводів.

Надійна ізоляція струмопровідних елементів, таких як внутрішні електричні мережі, обмотки електродвигунів та трансформаторів і т. д., є ключовою для забезпечення безпеки в електромережах. Теоретично, якісна і надійна ізоляція може гарантувати повну безпеку для всіх елементів та мереж, які перебувають під напругою. Проте на практиці, ізоляційні матеріали можуть бути пошкоджені механічними впливами, дією агресивних речовин, високою температурою чи неправильною експлуатацією електричних систем. У разі таких пошкоджень може виникнути напруга на корпусах машин і обладнання, які зазвичай повинні бути відключені від напруги.

В електротехніці виділяють кілька типів ізоляції: робоча, додаткова, подвійна та посилена. Робоча ізоляція гарантує нормальну роботу електроустановки у встановлених умовах. Додаткова ізоляція використовується для захисту від ураження електричним струмом у випадку пошкодження робочої ізоляції. Подвійна ізоляція включає як робочу, так і додаткову ізоляцію.

Посилена ізоляція - це вдосконалена робоча ізоляція, яка забезпечує такий самий захист від ураження струмом, що і подвійна ізоляція.

У випадку проведення земельних робіт поруч із діючими підземними комунікаціями, такими як електричні кабелі чи газопроводи, обов'язково потрібно отримати дозвіл від організації, яка відповідає за експлуатацію цих комунікацій.

Занулення - це перетворення замикання на корпус електроустановки в однофазне коротке замикання. Це призводить до великих струмів короткого

замикання та спрацьовування струмового захисту, що призводить до відключення пошкодженої ділянки.

Захисне заземлення використовується для захисту людей від ураження електричним струмом у випадку дотику до металевих частин обладнання, які можуть бути під напругою через пошкоджену електричну ізоляцію.

Захисне відключення - це швидкодіючий захист, що автоматично відключає електроустановку при зміні параметрів електроустановки чи електричної мережі за межами встановлених норм (наприклад, поява напруги на корпусі чи зменшення опору фазного проводу відносно землі тощо).

Незаіольовані струмопровідні частини, які розташовані на ізоляторах, повинні бути на такій висоті, де вони недоступні для випадкового дотику, або слід накривати кришками чи кожухами, особливо в місцях з'єднання електродвигунів. Якщо огорожі виготовлені з діелектричних матеріалів чи металу, то їх слід встановлювати на певній відстані від незаіольованих струмопровідних частин, залежно від напруги в системі.

Для установок з напругою до 1000В мінімальна безпечна відстань складає 50 мм; для 6000В - 120 мм і 10 000В - 150 мм.

У невіддних умовах, таких як колодязі, траншеї, підвалини та вологі приміщення, для живлення рухомих світильників використовують напругу 12

В. У приміщеннях з підвищеною небезпекою ураження електричним струмом, таких як акумуляторні приміщення, котельні та інші приміщення з високою вологістю та струмопровідними полями, слід використовувати ручний електрифікований інструмент та переносні лампи, які працюють при напрузі 42 В.

Для отримання низької напруги використовують спеціальні понижуючі трансформатори. Один кінець вторинної обмотки трансформатора і його корпус повинні бути заземлені, щоб уникнути можливого пробоя ізоляції між

первинною та вторинною обмотками, і для захисту від переходу високої напруги (380 і 220 В) на вторинну обмотку трансформатора.

Блокуючі пристрої застосовуються для уникнення помилок персоналу під час роботи з електроустановками. Наприклад, двері розподільного пристрою під напругою вище 1000 В обладнуються електромагнітним замком, який можна відкрити лише в тому випадку, якщо вимикачі вимкнуті, тобто коли напруга не подається всередину пристрою.

6.2.Протипожежні заходи

Басейнове приміщення віднесено до категорії "Громадські будівлі та споруди" з вибухопожежною небезпекою класу "А" (таб.6.1).

У проєкті передбачено встановлення одного пожежного щита на території басейну.

Таблиця 6.1

№ п/п р, г/см	Найменування	Дані
1	Ступінь вогнестійкості	III
2	Евакуаційні виходи	4
3	Ширина евакуаційних виходів	1500мм
4	Протипожежні перегородки	Ег 45

Розроблено електрообладнання заводу, яке відповідає умовам середовища з урахуванням його виконання та рівня захисту. Пускова апаратура забезпечує захист електричних мереж від струмів КЗ з найменшим проміжком відключення та відповідає вимогам щодо селективності.

Електропроводку виконано з кабелів із помірною димоутворюючою здатністю і вогнестійкими кабелями з можливістю витримувати вогнестійкість протягом 30 хвилин, які прокладені в трубах або в межах негорючих будівельних конструкцій.

Проект передбачає автоматичне відключення припливно-витяжної вентиляції у разі пожежі.

Також передбачено зовнішнє пожежогасіння з двох джерел.

6.2.1. Заходи, спрямовані на організаційне забезпечення безпеки від пожежі

Організаційні заходи для забезпечення пожежної безпеки включають в себе комплекс дій, спрямованих на запобігання пожежам та забезпечення ефективного реагування в разі їх виникнення.

Ці заходи можуть включати в себе такі аспекти:

1. Розробка та Впровадження Пожежних Планів:

- Розроблення детальних пожежних планів для будівель та підприємств.

- Проведення навчань та тренувань персоналу щодо процедур евакуації та використання пожежних засобів.

2. Встановлення та Обслуговування Пожежних Засобів:

- Встановлення пожежних сповісвачів, димових і вогнегасних систем.

- Регулярна перевірка та обслуговування пожежних вогнегасників та інших засобів пожежогасіння.

3. Безпека Електроустаткування та Проводки:

- Періодична перевірка електроінсталяцій та заземлення.

- Установка автоматичних вимикачів для запобігання перевантажень електричних мереж.

НУБІП України

4. Навчання та Підвищення Свідомості:

- Проведення обов'язкових навчань з пожежної безпеки для персоналу.
- Інформування співробітників та відвідувачів про правила пожежної безпеки.

НУБІП України

5. Планування Евакуації та Виходів:

- Маркування евакуаційних шляхів та виходів.
- Забезпечення доступності евакуаційних виходів та їхній легкості відчинення.

НУБІП України

6. Впровадження Системи Відсмоктування та Вентиляції:

- Установка систем відсмоктування диму та вентиляційних систем для забезпечення свіжого повітря та відсмоктування диму під час пожежі.

НУБІП України

7. Проведення Регулярних Пожежних Вправ:

- Проведення пожежних симуляцій та вправ для перевірки реакції персоналу та ефективності пожежних планів.

НУБІП України

8. Моніторинг та Перевірка:

- Регулярний моніторинг стану пожежної безпеки та вжиття заходів для виправлення виявлених недоліків.
- Проведення пожежних інспекцій та оцінка ризиків.

Ці заходи спрямовані на забезпечення безпеки приміщень та людей у разі пожежі та допомагають попередити небезпеку та зменшити можливі збитки в разі виникнення пожежі.

НУБІП України

6.2.2 Фактори, які спричиняють пожежі у будівництві та

промисловості

Пожежі в будівництві та промисловості можуть спричинятися різними

факторами, включаючи:

1. Коротке замикання: Неправильна електропроводка, пошкодження ізоляції або несправні електричні прилади можуть призвести до короткого замикання та виникнення пожежі.

2. Недбале сховище матеріалів: Некоректне зберігання та розміщення горючих матеріалів, таких як дерево, картон, пластик, може легко спричинити пожежу.

3. Несправності в системах опалення та вентиляції: Проблеми в системах опалення та вентиляції можуть призвести до перегріву та спалаху пожежі.

4. Порушення правил безпеки при роботі з вогнем: Неконтрольовані відкриті вогні, несанкціоноване використання вогню в непридатних місцях можуть викликати пожежу.

5. Сварка та різка: Невірно проведена сварка або різка металевих конструкцій може призвести до загоряння внаслідок викидання іскор.

6. Порушення правил зберігання та використання хімічних речовин: Неправильне зберігання або неправильне використання хімічних речовин може призвести до хімічної реакції, що викличе пожежу.

7. Несправності у електричних системах: Старі або пошкоджені електричні системи та апаратура можуть вибухнути і спричинити пожежу.

8. Загоряння від гарячих поверхонь: Нагріті поверхні, такі як котли, печі або нагрівальні прилади, можуть спричинити загоряння навколишніх матеріалів.

9. Аварійні ситуації з обладнанням: Несправності в промисловому обладнанні, які викликають перевантаження або витіки рідин, можуть призвести до пожежі.

10.Порушення правил експлуатації: Недотримання правил безпеки та неправильне використання обладнання можуть призвести до аварійних ситуацій і, як наслідок, до пожежі.

6.2.3 Порядок заходів у разі пожежі

Кроки, які слід вжити під час пожежі:

1. При виявленні ознак гару, диму чи вогню, негайно зателефонуйте на номер "101", повідомте адресу та своє ім'я. Повторіть виклик і підтвердьте інформацію.

2. Активуйте систему оповіщення про пожежу, натиснувши відповідні кнопки.

3. Здійсніть евакуацію людей, дотримуючись всіх необхідних заходів безпеки.

4. Увімкніть автоматичні системи пожежогасіння та системи боротьби з димом.

5. Розпочніть тушіння пожежі доступними засобами пожежогасіння.

6. Зустрічайте пожежну бригаду, відчиняючи ворота, надайте інформацію про шлях до місця загорання, покажіть розташування зовнішніх водяних кранів та схему підключення до протипожежного водопроводу.

7. Якщо необхідно, відключіть електропостачання.

8. Зупиніть роботу ліфтів.

9. Повідомте керівництво організації про пожежу.

6.2.4 Заходи для захисту від пожежі на території будівельного майданчика

Забезпечення пожежної безпеки на будівельному майданчику повинно відповідати вимогам, встановленим у ДБН/В.1.1.7-2016. Це включає в себе наступні заходи:

1. Забезпечення майданчика щонайменше двома в'їздами з протилежних сторін та шляхами проїзду пожежних автомобілів шириною не менше 6 метрів.

2. Вивішування схем розміщення будівель, складів, водоподачі, засобів пожежогасіння і зв'язку при в'їзді на майданчик.

3. Завершення улаштування доріг до початку будівельних робіт

4. Проведення перевірки та обслуговування засобів пожежогасіння та їх доставка на майданчик перед початком робіт.

5. Розміщення горючих матеріалів у групах площею не більше 100 м² і забезпечення мінімальною відстанню 24 метри між ними та будівлями.

6. Заборона застосування відкритого вогню (зварювання тощо) в приміщеннях, де ведуться роботи з горючими речовинами.

7. Забезпечення протипожежного водопостачання від пожежних гідрантів на водогінній мережі або від резервуарів води.

8. Одночасний монтаж внутрішнього пожежного водопроводу і автоматичних систем пожежогасіння з моменту зведення будівлі.

9. Приведення в дію протипожежного водогону до початку опоряджувальних робіт.

10. Активація автоматичних систем пожежогасіння та сигналізації до початку пусконаладжувальних робіт у системах вентиляції електропостачання, ліфтового обладнання тощо.

М. Спорудження пожежних депо у першу чергу та їх використання лише для призначеного застосування, заборона використання їх під інші потреби.

6.2.5 Системи автоматичної пожежної сигналізації

Всі індустріальні, громадські та житлові будівлі повинні бути обладнані системами автоматичної пожежної сигналізації. Ці системи призначені для подачі сигналу про пожежу на ранній стадії її виникнення. Головні компоненти системи включають сповіщувачі (датчики), які генерують електричний сигнал при підвищенні температури до $56 \div 72$ °C або при виявленні диму. Сигнали від пожежних сповіщувачів посилюються і використовуються для активації світлових і звукових сигналів пожежної сигналізації, системи оповіщення та керування евакуацією людей під час пожежі (СОУЕ).

Система оповіщення та керування евакуацією людей під час пожежі (СОУЕ) пов'язана з автоматичною пожежною сигналізацією або автоматичною пожежогасінням і має діяти через один чи комбінацію з таких методів:

- відтворення звукових і (або) світлових сигналів в усіх приміщеннях будівлі, де може перебувати людина;

- передача текстових повідомлень про необхідність евакуації, маршрути евакуації, напрямки руху та інших інструкцій, спрямованих на безпеку людей;
- розміщення евакуаційних покажчиків безпеки на шляхах евакуації;
- віддалене відчинення дверей евакуаційних виходів (наприклад, дверей із електромагнітними замками).

СОУЕ повинна бути спроектована з метою реалізації планів евакуації.

При проектуванні СОУЕ має бути врахована можливість її поєднання з системою оповіщення цивільної оборони.

СОУЕ повинна включатися від командного сигналу, отриманого від автоматичної пожежної сигналізації або пожежогасіння. Сигнали від автоматичної пожежної сигналізації або пожежогасіння, а також від системи оповіщення про пожежу повинні автоматично передаватися черговому персоналу, який працює в будівлі цілодобово, і найближчим пожежним депо.

СОУЕ повинна функціонувати протягом часу, необхідного для завершення евакуації людей з будівлі. Кабелі та провідники зв'язку для СОУЕ слід розташовувати в негорючих матеріалах, в окремих конструкціях або каналах, окремо від електропроводки освітлення.

Система евакуаційного освітлення має отримувати живлення від окремого джерела електроживлення. Світлові покажчики для евакуації "Вихід" мають вмикатися одночасно з основними джерелами освітлення для евакуації.

Оповіщувачі не повинні мати можливості регулювання гучності і мають підключатися безпосередньо до електричної мережі.

6.2.6 Стійкість будівельних елементів до впливу вогню

Вогнестійкість будівельних конструкцій полягає в їхній здатності залишати свої несучі та захисні властивості під впливом відкритого полум'я і високої температури. Ця здатність вимірюється часом (у хвилинах), протягом якого конструкція залишається стійкою під впливом нормативних навантажень і відкритого полум'я при високих температурах, не проявляючи ознак, що свідчать про неможливість її подальшого використання.

Вогнестійкість будівлі визначається основним параметром - ступенем її вогнестійкості, який регулюється відповідними нормативними документами.

Визначення вогнестійкості будівельних конструкцій проводиться шляхом встановлення часу (у хвилинах), до якого вони можуть зберігати свої основні характеристики під впливом пожежі. Цей час визначається до появи одного або кількох нормованих ознак, залежно від типу конструкції:

- Для несучих конструкцій розраховується за втратою несучої здатності R , виміряною у хвилинах.

- Для зовнішніх несучих стін та плит перекриттів враховується втрата цілісності конструкції, що виражається у виникненні наскрізних тріщин, також виміряною у хвилинах.

- Для перекриттів, настилів та внутрішніх стін ураховується втрата теплоізоляційної здатності, коли температура на протилежній від впливу пожежі стороні перекриття підвищується в середньому на $160\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Для забезпечення пожежної безпеки важливо, щоб фактичний рівень вогнестійкості конструкцій (означений як P_f) був або вище, або дорівнював необхідному рівню вогнестійкості (означеному як P_{tr}) згідно з нормативами. Іншими словами, P_f повинно бути більше або рівне P_{tr} для відповідності стандартам вогнестійкості.

Пожежну безпеку будівельних матеріалів оцінюють за рядом технічних показників: їх горючістю, здатністю піддаватися запаленню, розповсюдженням вогню по поверхні, вистом диму, а також текучістю.

6.2.7. Вимоги до проходів для евакуації

1. Двері, через які можна евакуюватися, повинні відчинятися в напрямку руху людей, тобто виходити на вулицю чи в безпечне місце з будівлі. Ці двері, як і інші відсіки (коридори, холи, сходові клітки, вестибюлі), мають бути легко відчиняються зсередини, без потреби в ключі.

2. Всі решітки на вікнах першого та цокольного поверхів мають бути знімними. Кожне вікно повинно мати два ключі, розташовані поруч з віконною рамою на яскравій основі.

3. Евакуаційні виходи вважаються безпечними, якщо вони ведуть:

а) з першого поверху безпосередньо на вулицю або через коридор, вестибюль, сходову клітку, коридор і вестибюль, коридор і сходову клітку;

б) з будь-якого іншого поверху, крім першого, безпосередньо на сходову клітку або сходи третього типу, в коридор, який веде до сходової клітки або сходів третього типу, в хол (фойє), що має вихід на сходову клітку або сходи третього типу, в сусідню кімнату.

Евакуаційними виходами не вважаються розсувні та підйомно-відкидні двері, ворота для залізничних поїздів, обертаються двері та турнікети. У разі пожежі використання ліфтів і ескалаторів заборонено.

4. Якщо в приміщенні може одночасно перебувати більше 10 осіб (на першому поверсі), більше 15 осіб (на підвальних і цокольних поверхах) або більше 50 осіб (на інших поверхах), повинно бути не менше двох евакуаційних виходів. Ширина цих виходів повинна бути не менше 1,9 м, а висота - не менше 2 м. Ширина зовнішніх дверей сходових кліток та дверей від сходових кліток до вестибюлю повинна відповідати ширині сходів. Горизонтальні шляхи евакуації повинні бути не менше 1,2 м для коридорів, через які можуть евакуюватися більше 15 осіб, та не менше 0,7 м для проходів до окремих

робочих місць. Перепади висоти на шляхах евакуації не повинні перевищувати 45 мм.

НУБІП України

5. Евакуаційні шляхи повинні бути освітлені відповідно до вимог, забезпечуючи освітленість не менше 8-10 лк.

НУБІП України

6. Ліфти та ескапатори не можуть використовуватися як шляхи евакуації під час пожежі.

НУБІП України

7. Ширина сходів, призначених для евакуації, повинна бути не менше розрахункової або не менше ширини будь-якого евакуаційного виходу (дверей).

Ухил сходів повинен бути не більше 1:1, а ширина сходинки - не менше 25 см, а висота ступенів - не більше 22 см.

НУБІП України

6.3 Розрахунок освітлення, забезпеченого прожекторами

Для розрахунку прожекторного освітлення на будівельному майданчику розмірами $A=126,3$ м і $B=94,3$ м, спершу необхідно визначити площу цього майданчика.

НУБІП України

Розв'язок:

З урахуванням характеру основних будівельних робіт, що плануються виконати на майданчику у нічний час (наприклад, кладка цегли чи монтаж збірних фундаментів), ми встановлюємо нормативний рівень освітленості території на рівні 10 люксів.

НУБІП України

Розраховуємо площу будівельного майданчика:

$$S=11910,1 \text{ м}^2$$

НУБІП України

Для освітлення території будівельного майданчика шириною 94,3 метри використовуємо прожектори типу ПЗС-45 з дуговими ртутними лампами ДРЛ-

700. Ці прожектори мають світловий потік $\Phi_l = 35000$ люменів

НУБІП України

Кількість прожекторів для освітлення території будівельного майданчика

можна визначити за допомогою наступної формули:

НУБІП України

$$n = \frac{11910,1 \cdot 10 \cdot 1,16 \cdot 1,5}{35000 \cdot 0,9 \cdot 0,37} \approx 13,63$$

Отже, кількість прожекторів $n = 14$ шт.

Розраховуємо висоту монтування прожекторів:

НУБІП України

$$H_{\text{мн}} = \sqrt{\frac{30000}{300}} = 10 \text{ м}$$

Обираємо кут нахилу осі прожектора до горизонту $\theta = 20^\circ$ і кут між

оптичними осями прожектора $\tau = 40^\circ$.

Розраховуємо відстань між опорами:

НУБІП України

$$l = 9 \cdot H_{\text{мн}} = 9 \cdot 10 = 90 \text{ м}$$

Визначаємо загальну потужність прожекторного освітлення для

майданчика шириною 94,3 м, використовуючи прожектори ПЗС-45 з лампами

ДРЛ потужністю 700 Вт. $P_{\text{заг}} = 14 \cdot 700 = 9800 \text{ Вт}$

НУБІП України

Припускаємо використання двохпроводної мережі для прожекторного освітлення з напругою між проводами 100 В.

Розраховуємо мінімальний силовий струм у мережі освітлення

прожекторних установок за вказаною формулою.:

НУБІП України

$$I = \frac{P_{\text{заг}}}{U} = \frac{9800}{100} \approx 98 \text{ А}$$

З урахуванням характеристик і призначення вибираємо провід марки ШРПС із двома жилами

Для цього типу проводу приймаємо допустиме тривале струмове навантаження, що дорівнює 125 А для мідного двожильного проводу марки ШРПС з площею поперечного перерізу 25 мм².

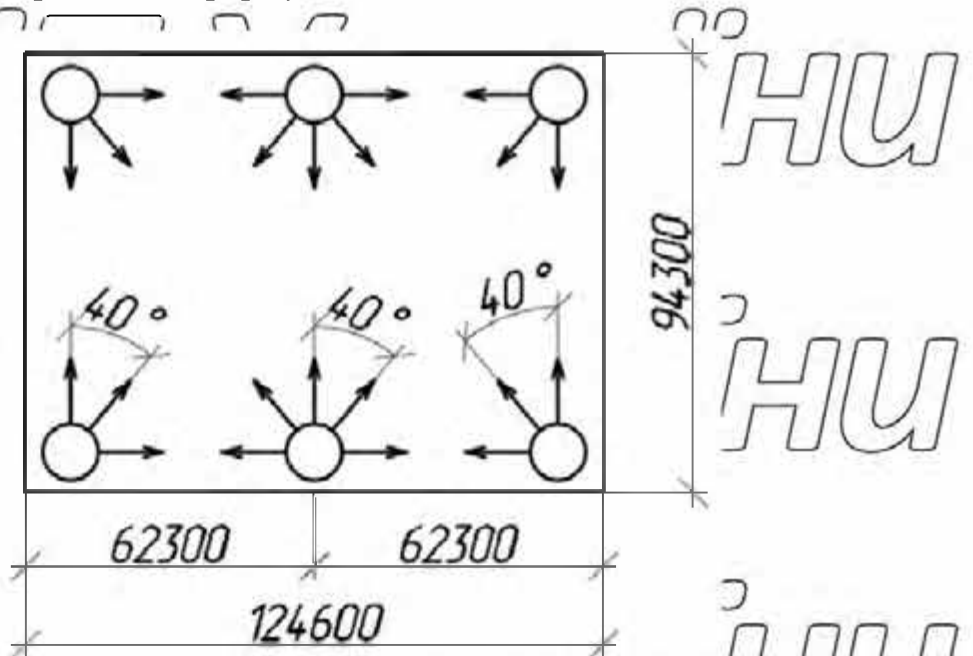


Рис. 6.4. План розташування опор для прожекторів на будівельній ділянці

Враховуючи розміри будівельного майданчика, ми встановлюємо 4 опори по його кутах. На кожній опорі розміщується батарея з трьома прожекторами. Також посередині довгих сторін майданчика ми розміщуємо дві опори, на яких розташовані батареї з одним прожектором.

Прожектори налаштовані під кутом в 20 градусів до горизонту, з кутом між їх оптичними осями у 40 градусів (дивіться рисунок 6.4).

7. НАУКОВА РОБОТА

7.1. Аналіз ситуації та мета проведення дослідження

Тема: Дослідження анкерування арматури в залізобетонних елементах.

Мета: Зробити практичні дослідження та вивчити як проводиться

анкерування арматури та визначити фактичні відхилення анкерування арматури від теоретичних у залізобетонних елементах.

Об'єкт: Залізобетонна балка.

Методика: дослідження міцності зчеплення арматури з бетоном

проводитиметься методом планованого експерименту. Зважаючи, що бетон

відноситься до погано організованих або так званих дифузних систем,

характерними рисами яких є неможливість чіткого виділення окремих явищ то і зчеплення «бетон – арматура» також можна розглядати як дифузну систему. Для

дифузних систем в умовах неповного знання всього явища зчеплення

ефективними є статичний та кібернетичний методи дослідження. Що дозволяє

представити експериментальний матеріал у формі аналітичного виразу та

побудовою математичної моделі.

Задачі: дослідити анкерування арматури в залізобетонних балках та при якій

мінімальній товщині захисного шару це можливо.

У випадку з залізобетонними згинальними елементами, такими як балки та плити, для з'єднання арматури часто проводиться обривання стержнів у місцях, де вони не навантажуються повністю за розрахунковими нормами.

Нормативи містять рекомендації щодо анкерування такої арматури, проте вони базуються на дослідженнях арматури класів А-II, А-III, А-IV, які вже застарілі.

Справжні дослідження роботи арматури, яка обривається в прольотах, не проводилися через складність експерименту, але це питання має велике значення для проектування залізобетонних конструкцій. Нам потрібно накопичити

експериментальні дані про опір арматури серпоподібного профілю витягуванню з бетону, щоб в подальшому вдосконалити методику проектування з її

використанням. Таким чином, дослідження особливостей роботи балок, де частина арматури обривається в прольоті, є надзвичайно важливими, оскільки вони можуть

служити основою для розрахунків її довжини анкерування. Наявність дослідження спрямовані на виявлення цих особливостей та перевірку нових норм у цьому контексті.

7.2. Пробні для досліджень та способ їх тестування

Дослідження проведено на зразках залізобетонних балок. Еталонний зразок Б-21 мав прямокутний поперечний переріз розміром 100×200 мм і довжину 1960 мм.

Цей зразок був армований двома стержнями класу А400С діаметром 12 мм, розташованими в два ряди по висоті (див. рисунки 7.1, 7.2).

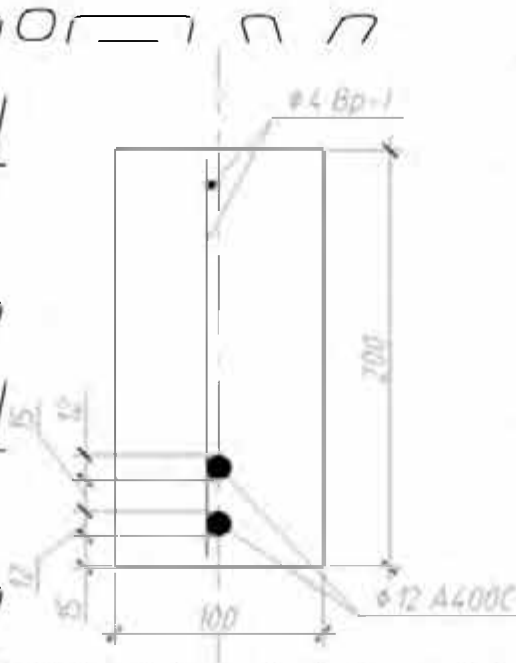


Рисунок 7.1 – Схема поперечного перерізу балок

Кожна балка використовує один плоский каркас, де верхні монтажні та поперечні стержні об'єднані за допомогою контактної точкової зварювання. Нижній робочий стержень надійно з'єднаний з каркасом в'язальним дротом. Монтажні стержні в зоні чистого згину відсутні для досягнення чистих деформацій бетону стиснутої грані.

Стержні другого ряду кріпилися до поперечних стержнів за допомогою в'язального дроту, що дозволяло вивчати їх поведінку в бетоні при навантаженні балок без додаткових анкерних засобів.

Захисний шар бетону становить 15 мм, і віддаль між осями поздовжніх стержнів складає 27 мм. Монтажні та поперечні стержні виготовлені з дротової арматури діаметром 6 мм класу Вр-1.

Поперечна арматура розташована на відстані 100 мм одна від одної. У балках із зламаною арматурою стержні були обрізані з наступних міркувань. Теоретично була визначена міцність поперечного перерізу балки в зоні чистого згину з урахуванням роботи лише нижнього стержня M_{u1} та з урахуванням обох стержнів M_u .

Далі була побудована епіюра міцності за схемою навантаження двома силами, між якими відстань була встановлена на рівні 600 мм. В точці перетину епіюри зовнішнього навантаження та прямої M_{u1} була визначена теоретична точка обрізання арматури другого ряду, яка за межами відстані, обмеженої цими точками, не брала участі у сприйманні згинального моменту.

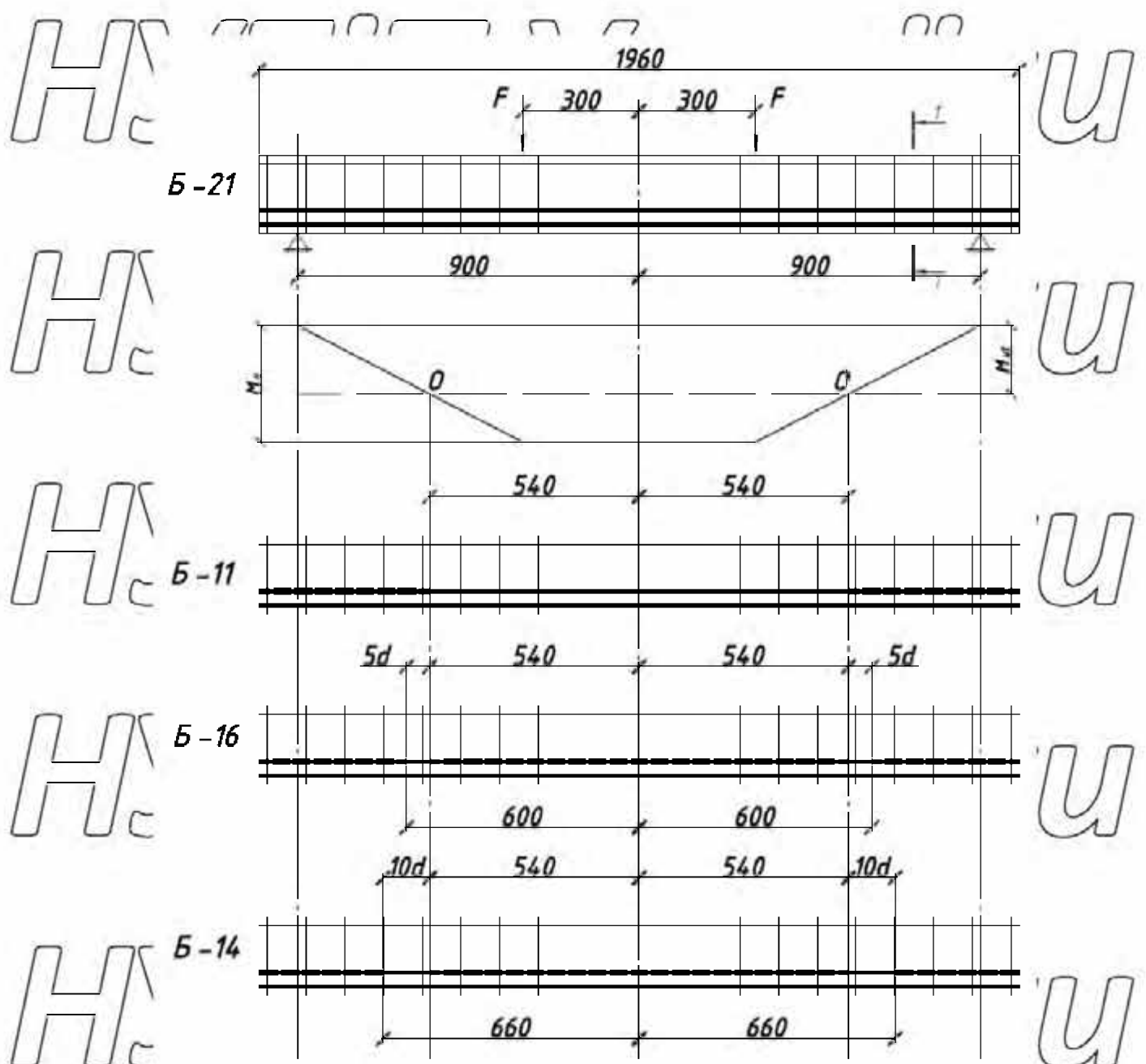


Рисунок 7.2 – План армування балки Б-21 та схеми каркасів для балок Б-11, Б-14, Б-16

В ході експериментів були використані зразки залізобетонних балок. Балка Б-21 мала незламані стержні. Стержень другого ряду балок Б-14 і Б-16 був ізольований, за винятком ділянок анкерування завдовжки $l_{an} = 120$ мм та $l_{an} = 60$ мм відповідно. Верхній стержень балки Б-11 був ізольований на відстані 54 см від середини.

Навантаження на балки створювалося за допомогою гідравлічного ручного домкрату, а сила вимірювалась за допомогою заздалегідь повіреного кільцевого домкрату. Навантаження розподілялося на дві зосереджені сили через металеву траверсу. Балки навантажувались кроками, які становили приблизно 10-15% від

теоретично визначеного руйнівного навантаження. Після кожного кроку навантаження відбувалося вимірювання показів приладів та проводився візуальний огляд балок.

Під час випробувань особлива увага приділялась вимірюванням параметрів роботи балок, зокрема проковзування в бетоні поздовжніх робочих стержнів.

Проковзування стержнів відносно бетону, розташованих вздовж всієї довжини балок (їх кінці виступали за торець балки на 2-5 мм), вимірювалося індикаторами годинникового типу з точністю 0,001. Ці індикатори закріплювалися спеціальними тримачами, які були приклеєні до торців балок.

Особливу увагу приділяли вимірюванням переміщень торців стержнів, які обривалися в прольоті. Обривання виконувалося шляхом ізоляції стержня жорстким гумовим шлангом, тому стержні другого ряду також виходили на торці балки, і їх проковзування вимірювалося аналогічно.

Додатково вимірювалися деформації стержнів за допомогою тензометричного комплексу СИИТ. Для цього на середині прольоту стержнів наклеювалися тензорезистори на базі 20 мм за допомогою клею БФ2, і їхні показники фіксувалися СИИТ.

Деформації стиснутого бетону верхньої грані балок вимірювалися індикаторами годинникового типу з точністю 0,001 мм на базі 200 мм. Індикатори кріпилися до поверхні бетону.

Розроблені методи вимірювання переміщень та деформацій надають можливість отримати деталізовані параметри, які описують роботу арматури і балок під час навантаження.

7.3 Визначення розрахункових властивостей матеріалів

7.3.1 Встановлення параметрів арматури

У ході експерименту використовувалася арматура із серпоподібним профілем класу А400С та діаметром 12 мм. Три зразки арматури були піддані випробуванням за допомогою пресу, механічного тензометра Гугенберґера та вимірювального комплексу СИИТ.

Це дозволило визначити актуальні характеристики цієї арматури.

Таблиця 7.1 – Дослідження характеристик арматури (зразок №1)

$d=12$ А400С (зразок 1)			
Навантаження, т	Деформації, мм	Відносні деформації, $\times 10^3$	Напруження, МПа
0,50	0,0040	0,200	44,25
1,00	0,0080	0,400	88,50
1,50	0,0125	0,625	132,74
2,00	0,0170	0,850	176,99
2,50	0,0220	1,100	221,24
3,00	0,0280	1,400	265,49
3,50	0,0310	1,550	309,73
4,00	0,0360	1,800	353,98
4,50	0,0410	2,050	398,23
5,00	0,0450	2,250	442,48
5,50	0,0500	2,500	486,73

Сталь витримала навантаження вагою 6,72 тонни, при цьому виникло напруження на рівні 594,69 мегапаскалів. Руйнівна сила становила 8,00 тонн, а напруження при цьому досягло 707,96 мегапаскалів.

Таблиця 7.2 – Дослідження характеристик арматури (зразок №2)

$d=12$ А400С (зразок 2)			
Навантаження, т	Деформації, мм	Відносні деформації, $\times 10^3$	Напруження, МПа
0,50	0,004	0,200	44,25
1,00	0,009	0,450	88,50
1,50	0,014	0,700	132,74
2,00	0,018	0,900	176,99
2,50	0,023	1,150	221,24
3,00	0,028	1,400	265,49
3,50	0,032	1,600	309,73
4,00	0,037	1,850	353,98
4,50	0,042	2,100	398,23
5,00	0,046	2,300	442,48
5,50	0,050	2,500	486,73

Сталь витримала навантаження вагою 6,72 тонни, при цьому виникло напруження на рівні 594,69 мегапаскалів. Руйнівна сила становила 7,90 тонн, а напруження при цьому досягло 699,12 мегапаскалів.

Таблиця 7.3 – Дослідження характеристик арматури (зразок №3)

$d=12$ А400С (зразок 3)

Навантаження, т	Деформації, мм	Відносні деформації, $\times 10^3$	Напруження, МПа
0,50	0,003	0,150	44,25
1,00	0,006	0,300	88,50
1,50	0,011	0,550	132,74
2,00	0,017	0,850	176,99
2,50	0,023	1,150	221,24
3,00	0,028	1,400	265,49
3,50	0,034	1,700	309,73
4,00	0,040	2,000	353,98
4,50	0,045	2,250	398,23
5,00	0,050	2,500	442,48

Межа текучості сталі виявилася при навантаженні 6,72 тонни, що спричинило напруження на рівні 594,69 мегапаскалів. Руйнівне зусилля становило 7,95 тонни, а напруження при цьому склало 703,54 мегапаскалі.

Маючи на увазі вимірювання та дані з таблиць 7.1 – 7.3, складемо графіки, які відображають відносні деформації арматури в залежності від напружень.



Рис.7.3. Графік залежності між відносними деформаціями арматури та напруженнями для зразка №1.



Рис. 7.4. Графік залежності між відносними деформаціями арматури та напруженнями для зразка №2.

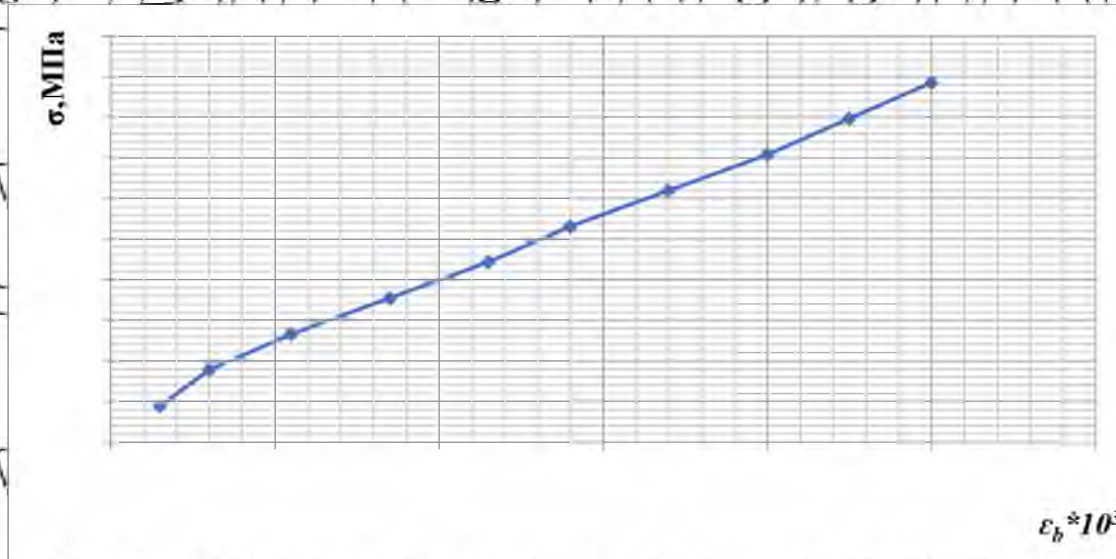


Рис. 7.5. Графік залежності між відносними деформаціями арматури та напруженнями для зразка №3.

3.2 Розрахунок призмової міцності бетону

Три стандартні призми були руйновані, і призмova міцність розрахована за наступною формулою:

$$R_i = \frac{F_i}{A_i} \cdot 10,$$

де F_i - руйнуюче зусилля призми, кН;

A_i - площа поперечного перерізу призми, см².

НУБІП України

Для знаходження середньої призмової міцності використовується наступна формула:

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n},$$

де n - кількість призм.

НУБІП України

Для зручності проведення розрахунків, ми представимо цю інформацію у вигляді таблиці.

Значення призмової міцності складає 29,83 МПа.

Таблиця 7.4 - Результати випробувань бетонних призм на стиск

Етап навантаження	Навантаження F , кН	Відносні деформації, $\times 10^5$		
		Зразок П-1	Зразок П-2	Середнє значення
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	72,50	9,31	10,50	9,91
2	145,00	19,44	18,38	18,91
3	217,50	34,12	31,50	32,81
4	290,00	44,38	40,62	42,50
5	362,50	57,00	52,38	54,69
6	435,00	72,25	66,62	69,44
7	507,50	89,88	80,38	85,13
8	580,00	111,00	97,69	104,35
9	652,50	134,67	120,06	127,37

F , кН

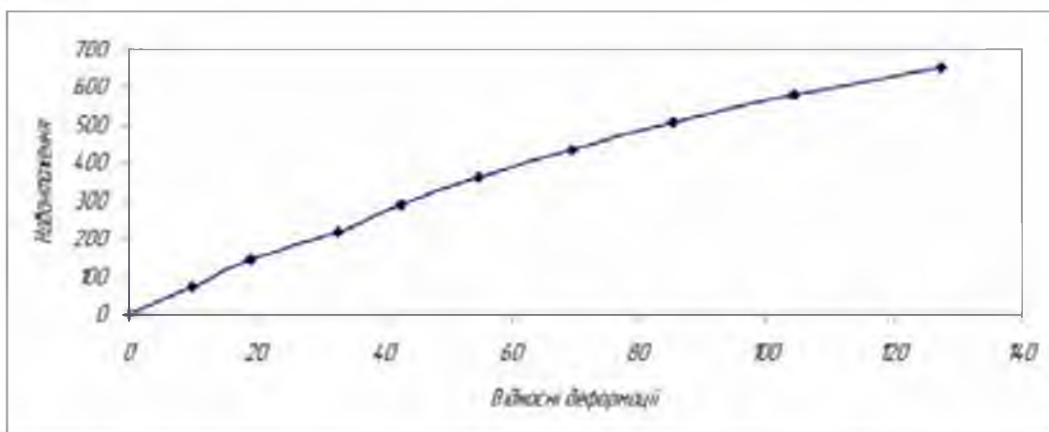


Рисунок 7.5. Графік, який показує, як змінюються відносні деформації бетону в залежності від навантажень.

НУБІП України

Сила, яка призводить до руйнування: 702 кН

Середня площа поперечного перерізу призми: 0,02234 м².

Експериментально визначена міцність призми: 31,2 МПа.

7.3.3 Визначення кубової міцності та класу бетону

Таблиця 7.5 – Дослідження випробувань бетонних кубів

Марка зразків	Розміри a*в, см	Кубикова міцність, R, МПа	
		зразків R _i	середня R _m
K-1	15,1 x 14,9	39,68	43,02
K-2	15 x 14,9	43,85	
K-3	15,1 x 15,1	45,53	

Клас бетону становить: С30/35

Призмova міцність становить: 23,2 МПа

7.4 Тестування балок

На аркуші 9 вказані конструкції дослідних балок та місце розташування і позначення всіх вимірювальних приладів та тензометричних датчиків.

7.4.1 Дослідження балки Б-21

Таблиця 7.6 – Дослідження балки Б-21

Ступінь навантаження	Навантаження F, кН	I-1	I-2	I-3	II	III	I-4	I-5	I-6	I-7
0	0	0,120	0,045	0,080	6,066	0	0,303	0,428	0,178	0,005
1	0,6	0,162	0,045	0,090	6,086	2	0,303	0,428	0,178	0,005
2	1,2	0,173	0,045	0,109	6,140	6	0,303	0,429	0,178	0,005
3	1,8	0,199	0,045	0,168	6,192	10	0,303	0,429	0,178	0,005
4	2,4	0,244	0,045	0,209	6,245	15	0,303	0,429	0,178	0,005
5	3,0	0,284	0,045	0,262	6,323	21	0,303	0,429	0,178	0,005
6	3,6	0,329	0,045	0,319	6,418	28	0,303	0,429	0,178	0,005
7	4,2	0,376	0,045	0,371	6,519	35	0,303	0,429	0,178	0,005
8	4,8	0,434	0,045	0,420	6,628	41	0,303	0,429	0,178	0,005
9	5,4	0,473	0,045	0,472	6,736	48	0,303	0,429	0,178	0,005
10	6,0	0,539	0,045	0,533	6,881	54	0,303	0,429	0,178	0,005
11	6,6	0,625	0,045	0,629	7,055	61	0,305	0,429	0,179	0,006

7.4.2 Дослідження балки Б-11

Таблиця 7.7 – Дослідження балки Б-11

Ступінь навантаження	Навантаження F, кН	I-1	I-2	I-3	II	III	I-4	I-5	I-6	I-7
0	0	0,082	0,070	0,113	1,855	0	0,420	0,423	0,548	0,444
1	0,6	0,082	0,088	0,137	1,895	4	0,421	0,423	0,551	0,444
2	1,2	0,122	0,114	0,208	1,970	10	0,423	0,423	0,554	0,444
3	1,8	0,173	0,140	0,288	2,051	19	0,429	0,423	0,560	0,445
4	2,4	0,231	0,172	0,372	2,148	28	0,443	0,423	0,589	0,445
5	3,0	0,280	0,198	0,447	2,230	36	0,462	0,423	0,622	0,445
6	3,6	0,330	0,228	0,519	2,321	44	0,509	0,424	0,675	0,445
7	4,2	0,387	0,262	0,589	2,425	52	0,588	0,425	0,734	0,445
8	4,8	0,452	0,308	0,677	2,552	60	0,677	0,432	0,850	0,445

7.4.3 Дослідження балки Б-14

Таблиця 7.8 – Дослідження балки Б-14

Ступінь навантаження	Навантаження F, кН	I-1	I-2	I-3	II	III	I-4	I-5	I-6	I-7
0	0	0,022	0,043	0,053	2,151	0	0,456	0,007	0,002	0,758
1	0,6	0,054	0,061	0,098	2,186	3	0,457	0,007	0,004	0,758
2	1,2	0,110	0,100	0,228	2,266	12	0,457	0,007	0,008	0,758
3	1,8	0,160	0,135	0,302	2,343	22	0,457	0,007	0,010	0,758
4	2,4	0,194	0,163	0,355	2,404	29	0,457	0,007	0,020	0,758
5	3,0	0,256	0,210	0,447	2,522	37	0,457	0,007	0,049	0,758
6	3,6	0,310	0,256	0,521	2,623	46	0,457	0,007	0,112	0,758
7	4,2	0,360	0,299	0,595	2,717	54	0,457	0,007	0,190	0,758
8	4,8	0,432	0,361	0,701	2,843	65	0,457	0,007	0,303	0,758
9	5,4	0,600	0,473	1,340	3,029	74	0,457	0,007	0,475	0,758

7.4.4 Дослідження балки Б-16

Таблиця 7.9 – Дослідження балки Б-16

Ступінь навантаження	Навантаження F, кН	I-1	I-2	I-3	II	III	I-4	I-5	I-6	I-7
0	0	0,239	0,230	0,101	0,539	0	0,695	0,823	0,699	0,249
1	0,6	0,262	0,240	0,132	0,583	2	0,695	0,823	0,699	0,249
2	1,2	0,320	0,255	0,227	0,665	16	0,696	0,823	0,700	0,249
3	1,8	0,372	0,270	0,302	0,753	26	0,699	0,823	0,701	0,249
4	2,4	0,426	0,283	0,423	0,850	33	0,707	0,823	0,706	0,249
5	3,0	0,477	0,307	0,487	0,947	41	0,717	0,823	0,713	0,249
6	3,6	0,535	0,328	0,624	1,051	49	0,729	0,823	0,721	0,249
7	4,2	0,605	0,352	0,729	1,175	57	0,750	0,823	0,734	0,249

7.5 Аналіз отриманих вимірювань

7.5.1 Балка Б-21

7.5.1.1 Розрахунок відхилення нижньої арматури на основі даних індикаторів

Таблиця 7.10 – Визначення відхилення нижньої арматури балки Б-21.

Ступінь навантаження	Навантаження QF , кН	Відліки по приладам		Абсолютна деформація нижнього стержня Δl_i , мм		Середня абсолютна деформація Δl , мм
		I-5	I-7	I-5	I-7	
0	0	0,428	0,005	0	0	0
1	6	0,428	0,005	0	0	0
2	12	0,429	0,005	0,001	0	0,0005
3	18	0,429	0,005	0,001	0	0,0005
4	24	0,429	0,005	0,001	0	0,0005
5	30	0,429	0,005	0,001	0	0,0005
6	36	0,429	0,005	0,001	0	0,0005
7	42	0,429	0,005	0,001	0	0,0005
8	48	0,429	0,005	0,001	0	0,0005
9	54	0,429	0,005	0,001	0	0,0005
10	60	0,429	0,005	0,001	0	0,0005
M	66	0,429	0,005	0,001	0,001	0,001

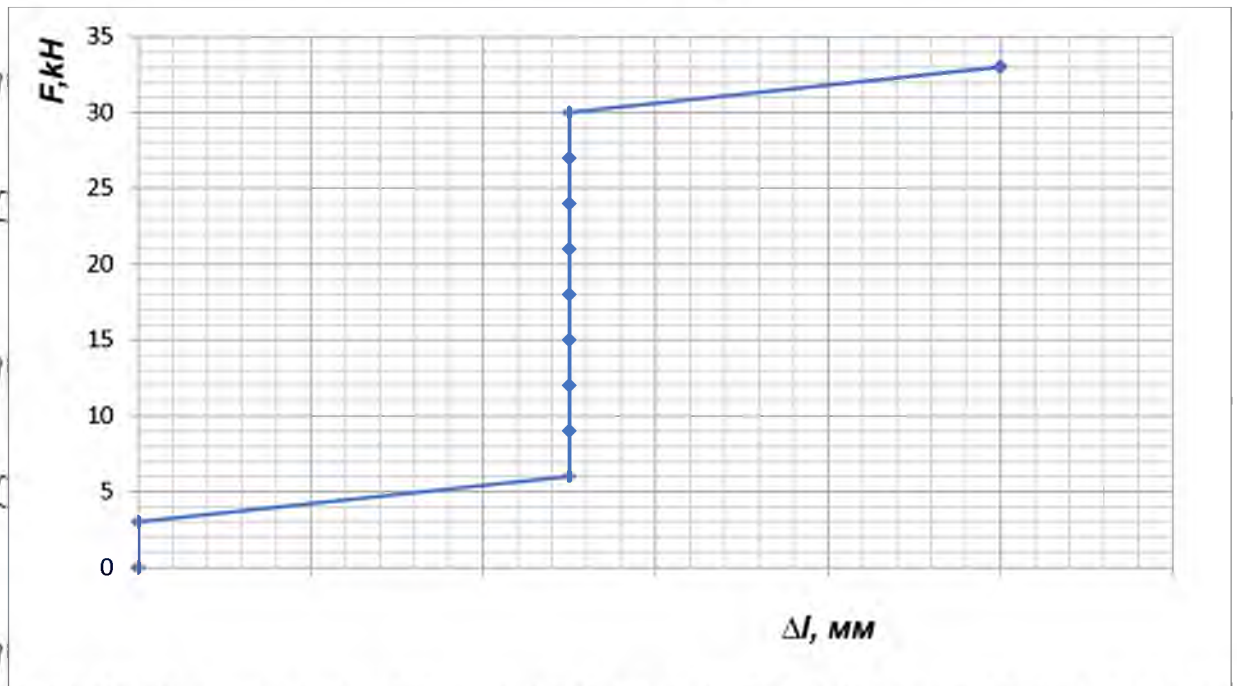


Рисунок 7.7 – Графік залежності $\Delta l(F)$ нижнього стержня балки Б-21

7.5.1.2 Розрахунок відхилення верхньої арматури на основі даних індикаторів

НУБІП України

Таблиця 7.11 – Визначення відхилення верхньої арматури балки Б-21.

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	Відліки по приладам		Абсолютна деформація нижнього стержня Δl , мм		Середня абсолютна деформація Δl , мм
		I-4	I-6	I-4	I-6	
0	0	0,303	0,178	0	0	0
1	6	0,303	0,178	0	0	0
2	12	0,303	0,178	0	0	0
3	18	0,303	0,178	0	0	0
4	24	0,303	0,178	0	0	0
5	30	0,303	0,178	0	0	0
6	36	0,303	0,178	0	0	0
7	42	0,303	0,178	0	0	0
8	48	0,303	0,178	0	0	0
9	54	0,303	0,178	0	0	0
10	60	0,303	0,178	0	0	0
11	66	0,305	0,179	0,002	0,001	0,0015

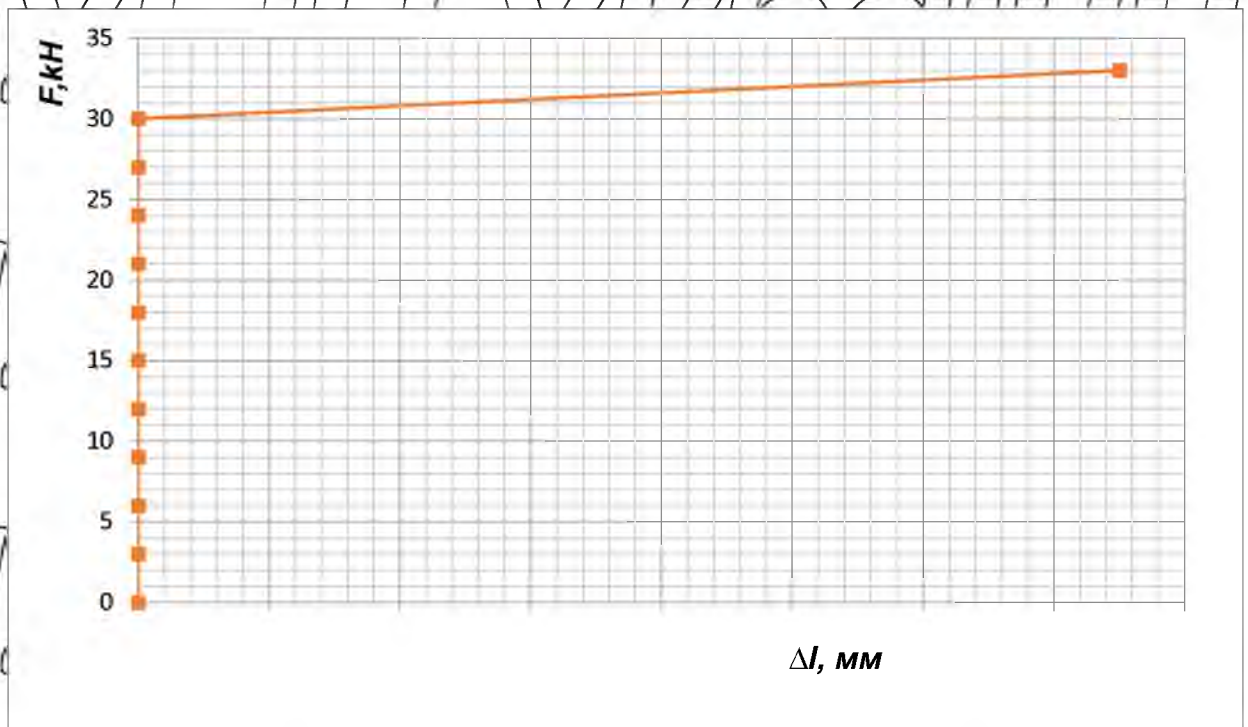


Рисунок 7.8 – Графік залежності $\Delta l(F)$ верхнього стержня балки Б-21

НУБІП України

7.5.1.3 Визначення деформації нижньої арматури на основі показів тензометра Гугенберґера

Таблиця 7.12 – Деформації нижнього стержня балки Б-21 у відносних одиницях

Ступінь навантаження	Навантаження $2F, \text{кН}$	ТГ	Відносні деформації, $\times 10^3$
0	0	0	0,000
1	0,6	2	0,020
2	1,2	6	0,060
3	1,8	10	0,100
4	2,4	15	0,150
5	3,0	21	0,210
6	3,6	28	0,280
7	4,2	35	0,290
8	4,8	41	0,350
9	5,4	48	0,420
10	6,0	54	0,490
11	6,6	61	0,540

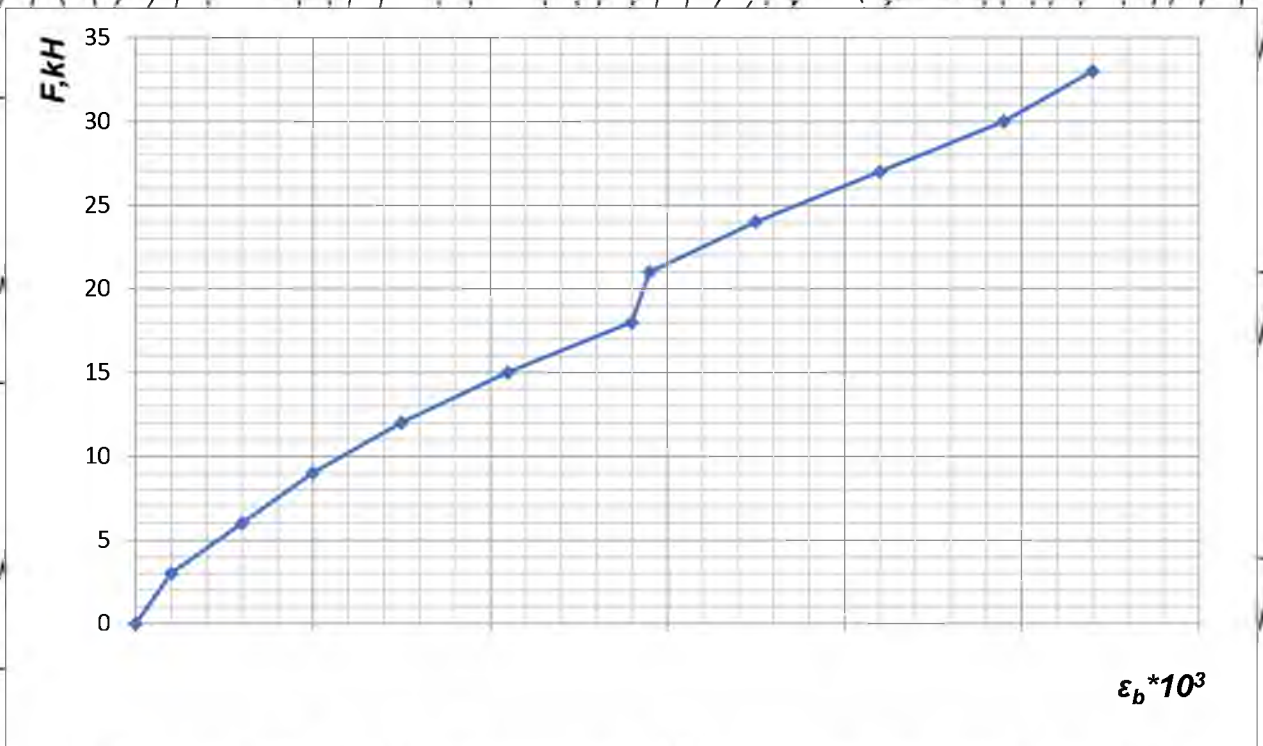


Рисунок 7.9 - Графік залежності $\varepsilon_b(F)$ нижнього стержня балки Б-21

7.5.1.4 Дослідження прогинів

Таблиця 7.13 – Прогини балки Б-21

Ступінь навантаження	Навантаження 2F, кН	П	Прогин, мм
0	0	6,066	0,0
1	6	6,086	0,27
2	12	6,140	0,91
3	18	6,192	1,56
4	24	6,245	2,41
5	30	6,323	3,21
6	36	6,418	4,14
7	42	6,519	5,04
8	48	6,628	6,08
9	54	6,736	7,08
10	60	6,881	8,28
11	66	7,055	9,93

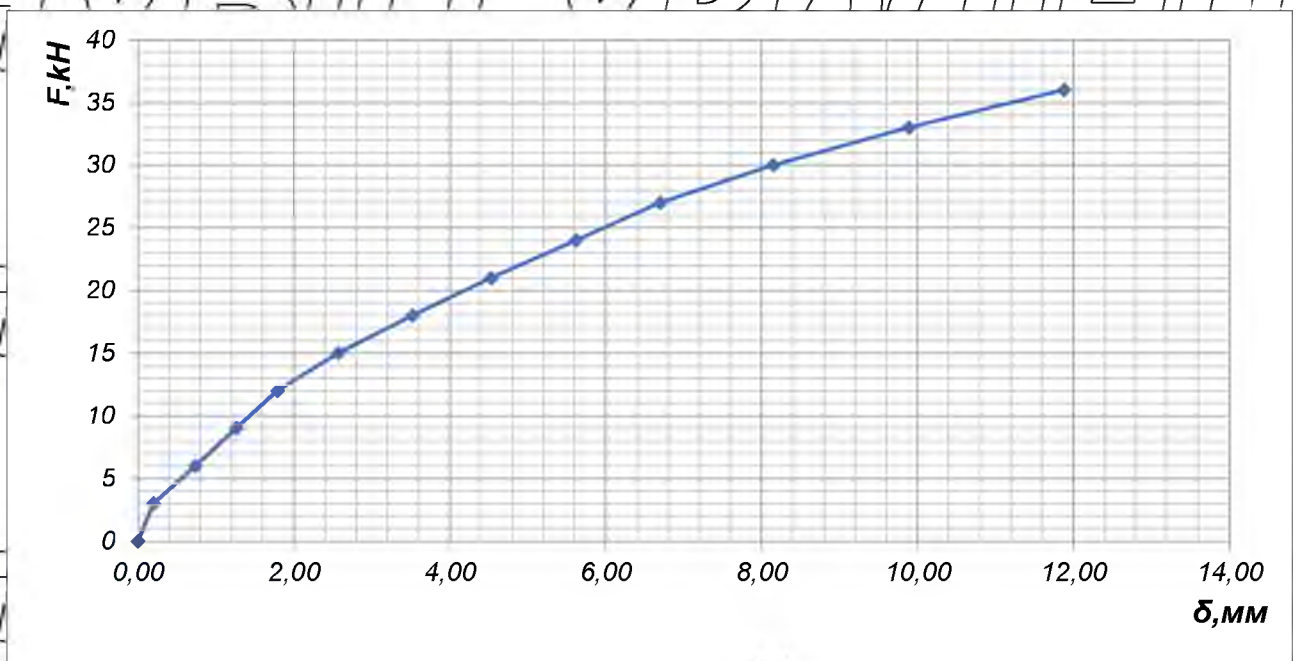


Рисунок 7.10 – Графік залежності $\delta(F)$ балки Б-21

7.5.1.5 Визначення відносних деформацій на верхній стиснутій поверхні балки

Таблиця 7.14 – Відносні деформації верхньої грані балки

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	f -1	Абсолютні деформації бетону, мм	Відносні деформації бетону $\epsilon_b, \times 10^3$
0	0	0,120	0	0,00
1	6	0,162	0,042	42,00
2	12	0,173	0,053	53,00
3	18	0,199	0,079	79,00
4	24	0,244	0,124	124,00
5	30	0,284	0,164	164,00
6	36	0,329	0,209	209,00
7	42	0,376	0,256	256,00
8	48	0,434	0,314	314,00
9	54	0,473	0,353	353,00
10	60	0,539	0,419	419,00
11	66	0,625	0,505	505,00

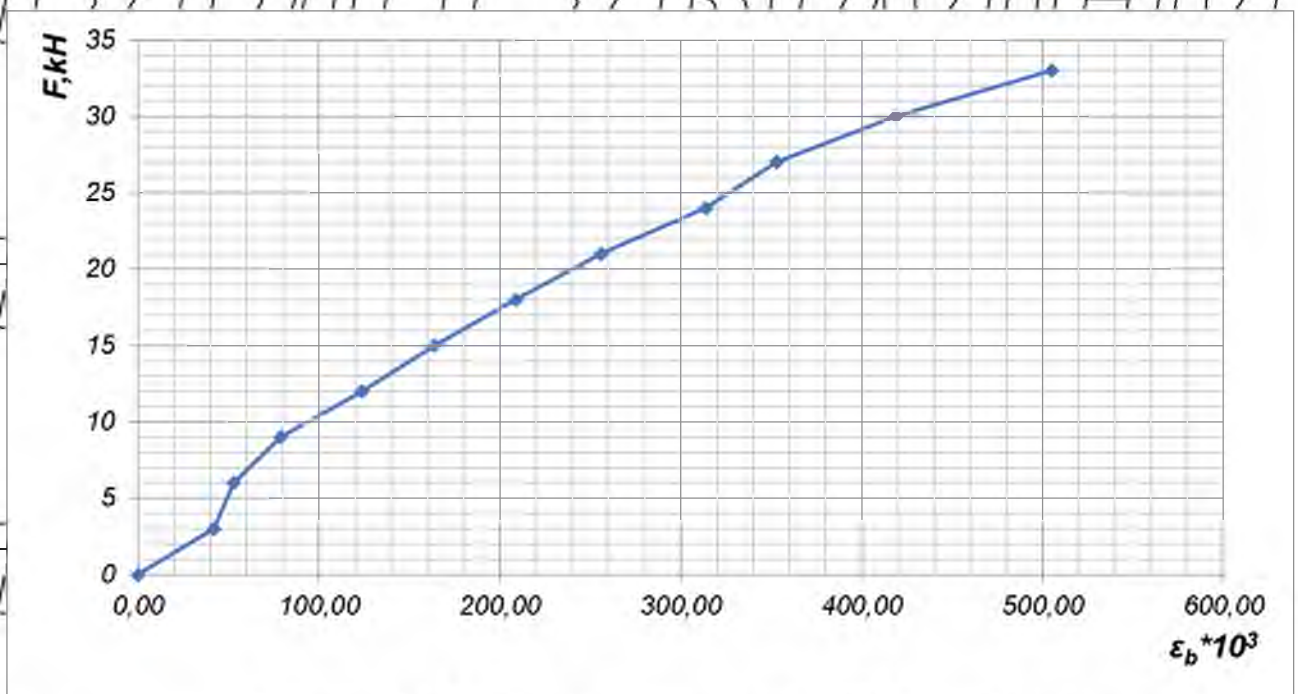


Рисунок 7.11 - Графік залежності $\epsilon_b(F)$ балки Б-21

НУБІП України

7.5.2 Балка Б-11

7.5.2.1 Визначення переміщення нижнього стержня на основі показів значень індикаторів

Таблиця 7.15. – Переміщення нижнього стержня балки Б-11

Ступінь навантаження	Навантаження F , кН	Відліки по приладам		Абсолютна деформація нижнього стержня Δ , мм		Середня абсолютна деформація Δ , мм
		I-5	I-7	I-5	I-7	
0	0	0,423	0,444	0	0	0,0000
1	6	0,423	0,444	0	0	0,0000
2	12	0,423	0,444	0	0	0,0000
3	18	0,423	0,445	0	0,001	0,0005
4	24	0,423	0,445	0	0,001	0,0005
5	30	0,423	0,445	0	0,001	0,0005
6	36	0,424	0,445	0,001	0,001	0,0010
7	42	0,425	0,445	0,002	0,001	0,0015
8	48	0,432	0,445	0,009	0,001	0,0050

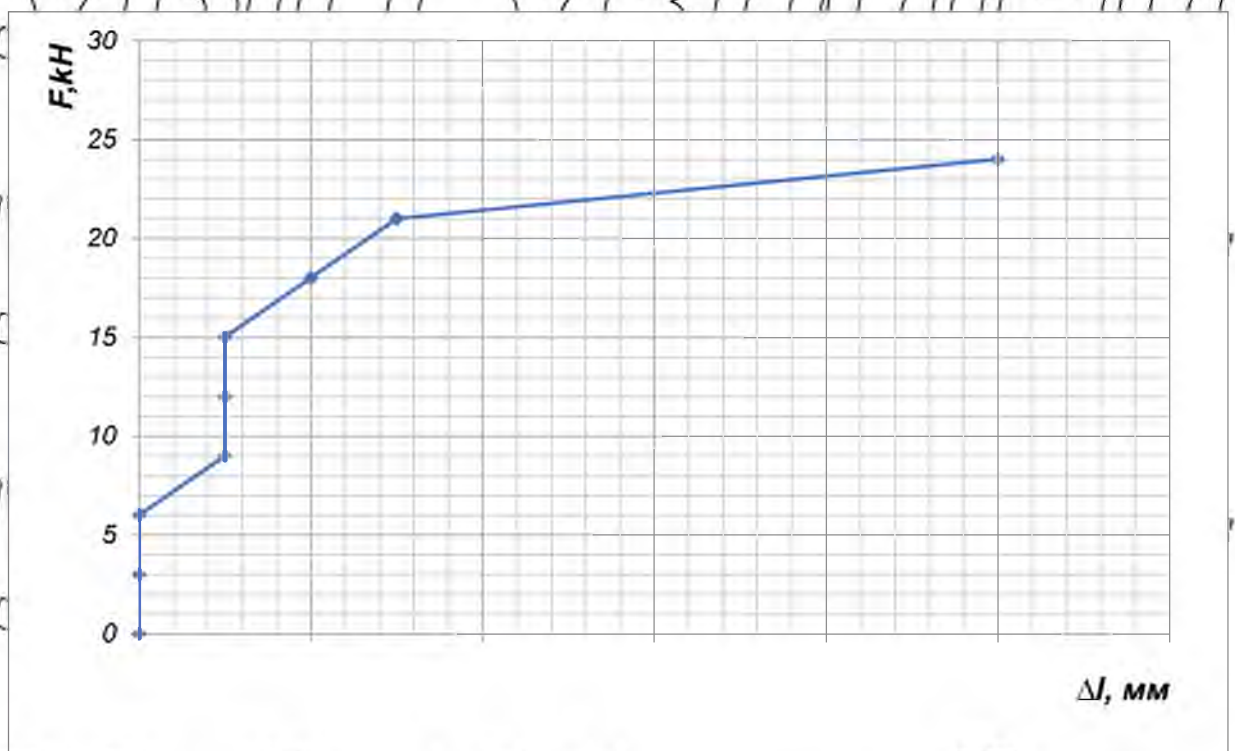


Рисунок 7.12 – Графік залежності $\Delta(F)$ нижнього стержня балки Б-11

7.5.2.2 Визначення переміщення верхнього стержня на основі показів значень індикаторів

Таблиця 7.16 – Переміщення верхнього стержня балки Б-11

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	Відліки по приладам		Абсолютна деформація нижнього стержня Δl_1 , мм		Середня абсолютна деформація Δ , мм
		I-4	I-6	I-4	I-6	
0	0	0,420	0,548	0	0	0,0000
1	6	0,421	0,551	0,001	0,003	0,0020
2	12	0,423	0,554	0,003	0,006	0,0045
3	18	0,429	0,560	0,009	0,012	0,0105
4	24	0,443	0,589	0,023	0,041	0,0320
5	30	0,462	0,622	0,042	0,074	0,0580
6	36	0,509	0,675	0,089	0,127	0,1080
7	42	0,588	0,734	0,168	0,186	0,1770
8	48	0,677	0,850	0,257	0,302	0,2795



Рисунок 7.13 – Графік залежності $\Delta(F)$ верхнього стержня балки Б-11

7.5.2.3 Визначення деформацій нижнього стержня на основі відчитаних значень тензOMETра Гугенберґера

Таблиця 7.17 – Відносні деформації нижнього стержня балки Б-11

Ступінь навантаження	Навантаження ΔF , кН	ТГ	Відносні деформації, $\times 10^3$
0	0	0	0,000
1	6	4	0,040
2	12	10	0,100
3	18	19	0,190
4	24	28	0,280
5	30	36	0,360
6	36	44	0,440
7	42	52	0,520
8	48	60	0,600

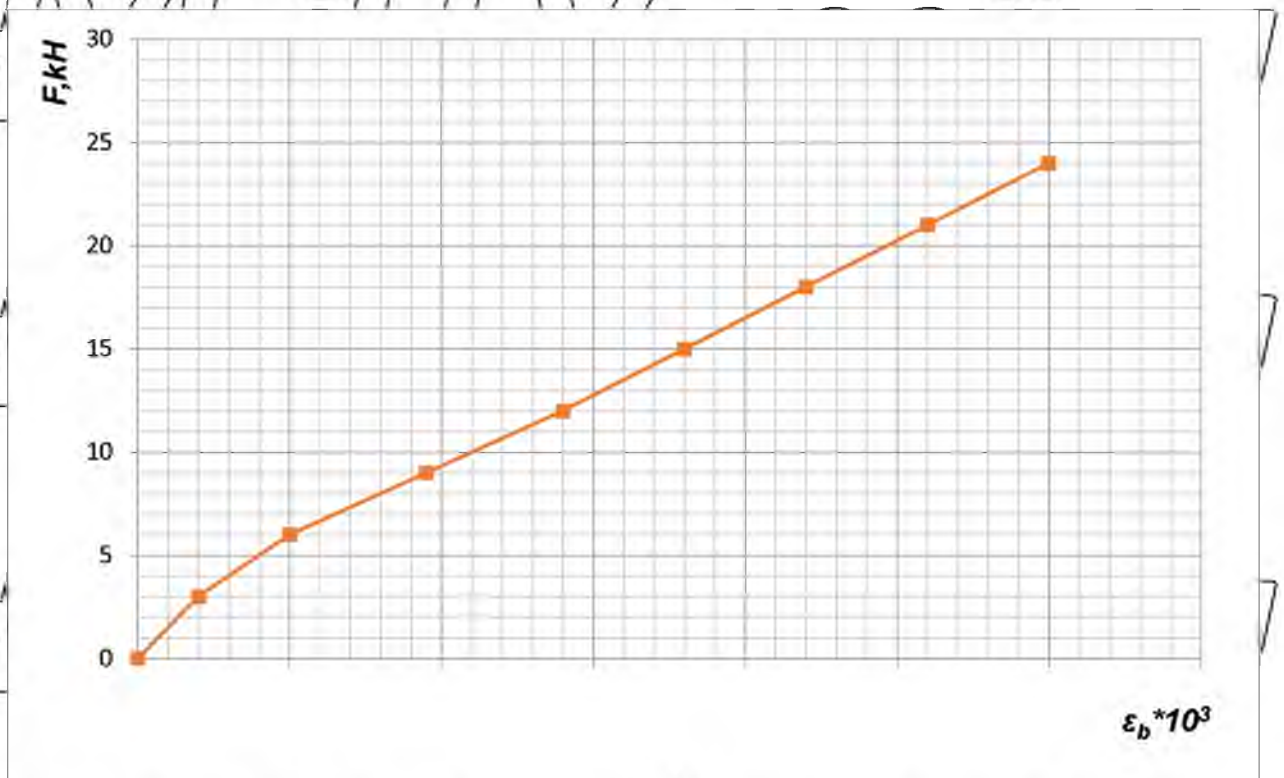


Рисунок 7.14 – Графік залежності $\varepsilon_b(F)$ нижнього стержня балки Б-11

НУБІП України

7.5.2.4 Дослідження прогинів

Таблиця 7.18 – Прогини балки Б-11

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	Π	Прогин, мм
0	0	1,855	0,00
1	6	1,895	0,40
2	12	1,970	1,15
3	18	2,051	1,96
4	24	2,148	2,93
5	30	2,230	3,75
6	36	2,321	4,66
7	42	2,425	5,70
8	48	2,552	6,97

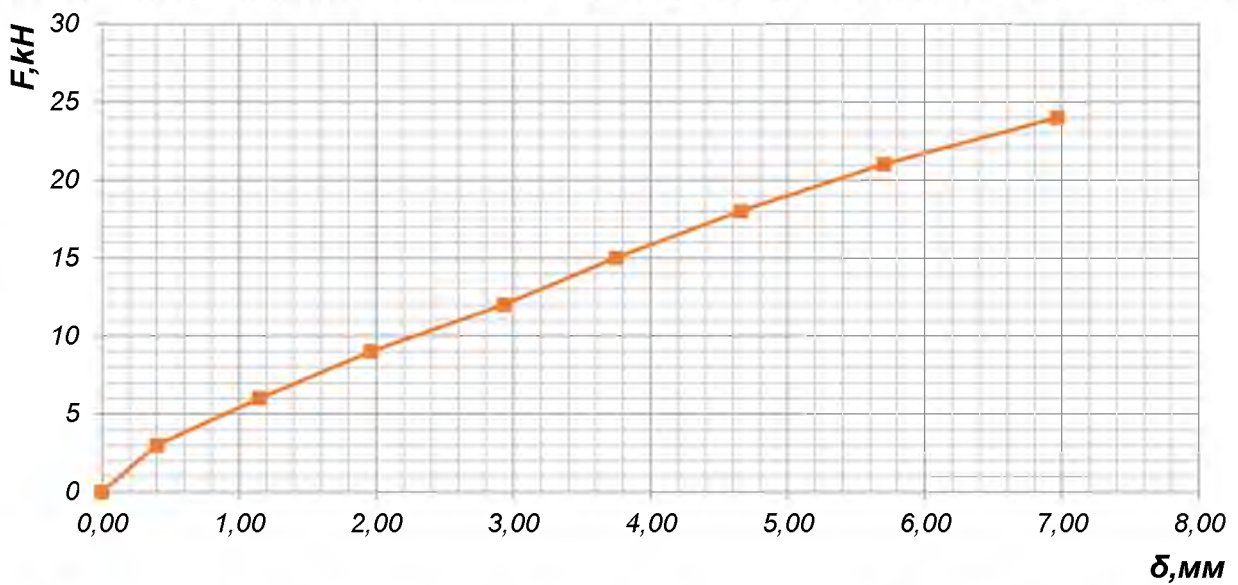


Рисунок 7.15 – Графік залежності $\delta(F)$ балки Б-11

НУБІП України

7.5.1.5 Визначення відносних деформацій на верхній стиснутій

поверхні балки

Таблиця 7.19 – Відносні деформації верхньої грані балки

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	I-1	Абсолютні деформації бетону, мм	Відносні деформації бетону $\varepsilon_b, \times 10^3$
0	0	0,082	0	0,00
1	6	0,082	0	0,00
2	12	0,122	0,040	40,00
3	18	0,173	0,091	91,00
4	24	0,231	0,149	149,00
5	30	0,280	0,198	198,00
6	36	0,330	0,248	248,00
7	42	0,387	0,305	305,00
8	48	0,452	0,370	370,00

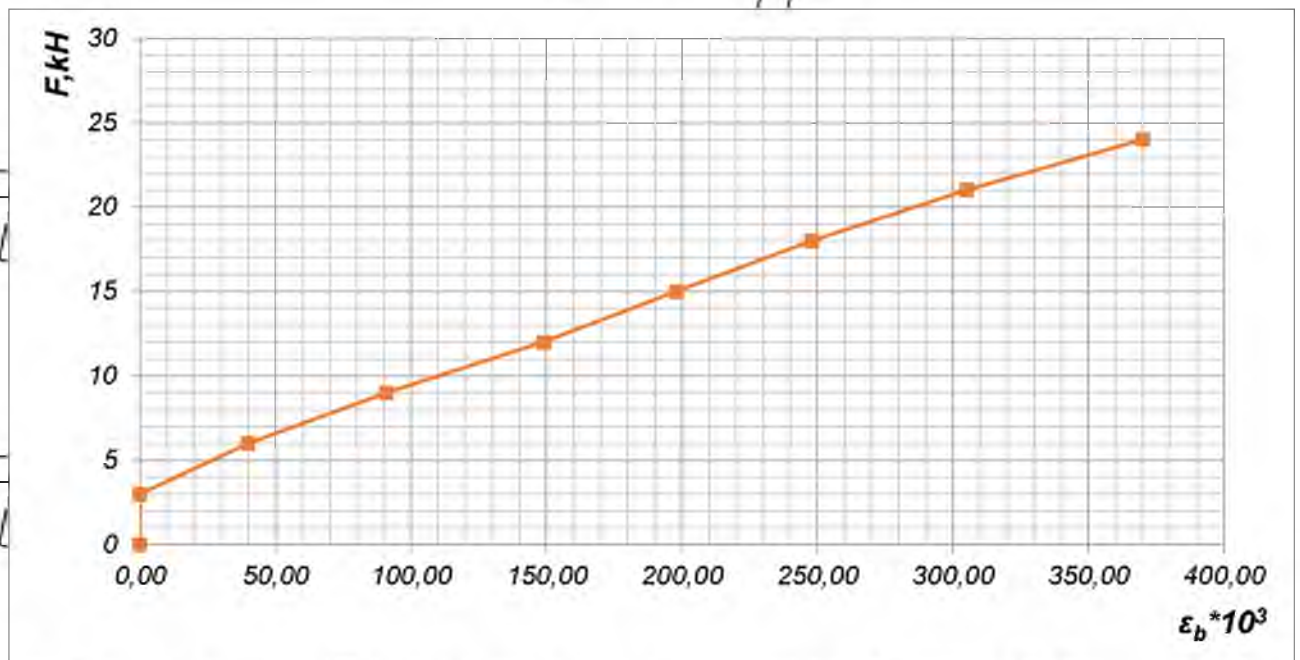


Рисунок 7.16 – Графік залежності $\varepsilon_b(I)$ балки Б-14

НУБІП України

НУБІП України

7.5.3 Балка Б-14

7.5.3.1 Визначення переміщення нижнього стержня на основі показів значень індикаторів

Таблиця 7.20 – Переміщення нижнього стержня балки Б-14

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	Відліки по приладам		Абсолютна деформація нижнього стержня Δl_i , мм		Середня абсолютна деформація Δl , мм
		I-5	I-7	I-5	I-7	
0	0	0,007	0,758	0	0	0
1	6	0,007	0,758	0	0	0
2	12	0,007	0,758	0	0	0
3	18	0,007	0,758	0	0	0
4	24	0,007	0,758	0	0	0
5	30	0,007	0,758	0	0	0
6	36	0,007	0,758	0	0	0
7	42	0,007	0,758	0	0	0
8	48	0,007	0,758	0	0	0
9	54	0,007	0,758	0	0	0

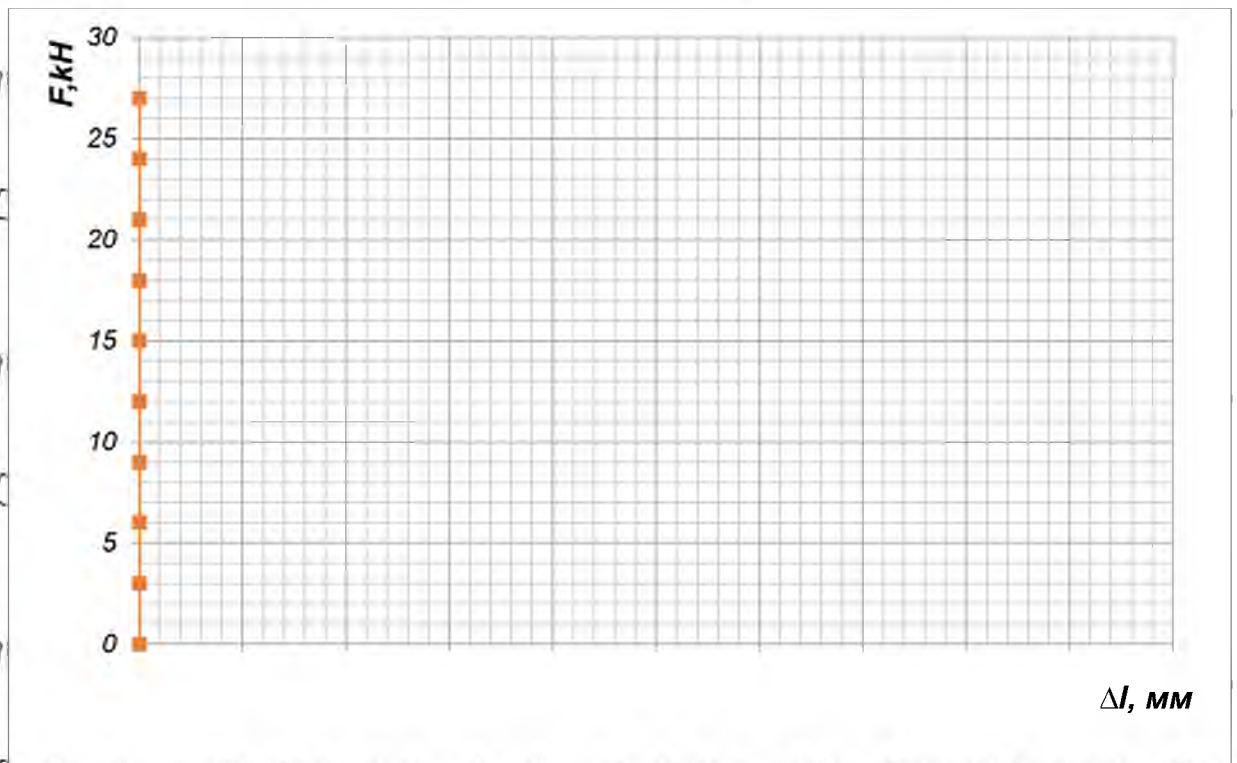


Рисунок 7.17 – Графік залежності $\Delta(F)$ нижнього стержня балки Б-14

НУБІП УКРАЇНИ

7.5.3.2 Визначення переміщення верхнього стержня на основі показів значень індикаторів

НУБІП УКРАЇНИ

Таблиця 7.21 – Переміщення верхнього стержня балки Б-14

Ступінь навантаження	Навантаження $F, \text{кН}$	Відліки по приладам		Абсолютна деформація нижнього стержня $\Delta l, \text{мм}$		Середня абсолютна деформація $\Delta l, \text{мм}$
		I-4	I-6	I-4	I-6	
0	0	0,456	0,002	0	0	0,0000
1	6	0,457	0,004	0,001	0,002	0,0015
2	12	0,457	0,008	0,001	0,006	0,0035
3	18	0,457	0,010	0,001	0,008	0,0050
4	24	0,457	0,020	0,001	0,018	0,0098
5	30	0,457	0,049	0,001	0,047	0,0243
6	36	0,457	0,112	0,001	0,110	0,0560
7	42	0,457	0,190	0,001	0,188	0,0950
8	48	0,457	0,303	0,001	0,301	0,1513
9	54	0,457	0,475	0,001	0,473	0,2373

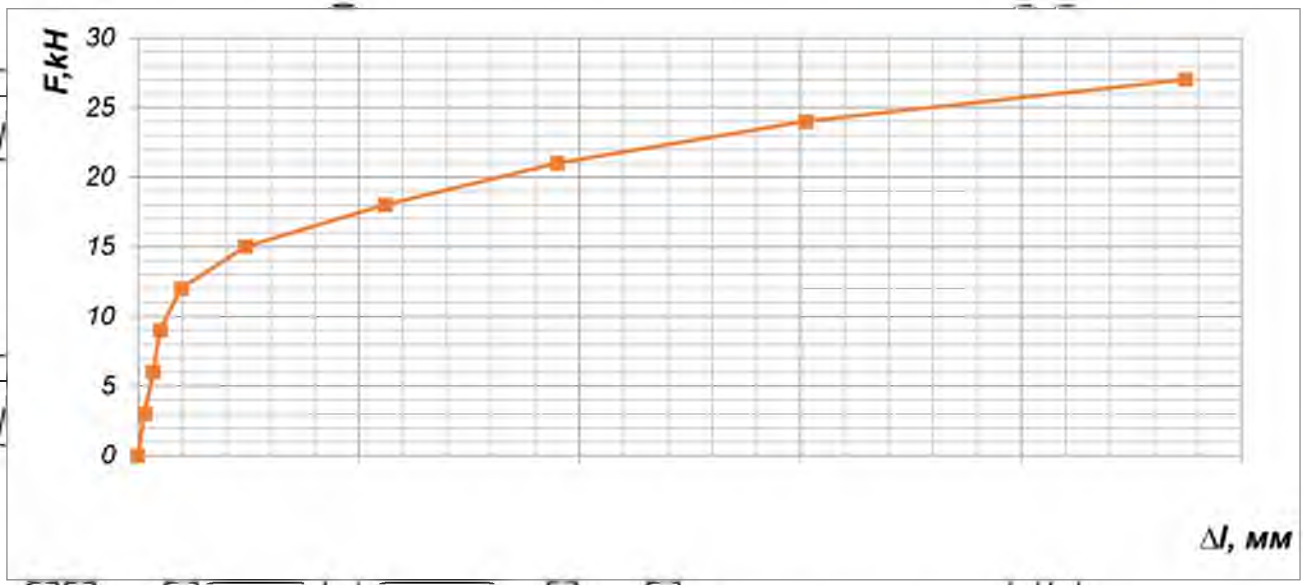


Рисунок 7.18 – Графік залежності $\Delta(F)$ верхнього стержня балки Б-14

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІП України

7.5.3.3 Визначення деформації нижнього стержня на основі відчитаних значень тензометра Гугенберга

Таблиця 7.22 – Відносні деформації нижнього стержня балки Б-14

Ступінь навантаження	Навантаження ΔF , кН	ТР	Відносні деформації, $\times 10^3$
0	0	0	0,000
1	0,6	3	0,030
2	1,2	12	0,120
3	1,8	22	0,220
4	2,4	29	0,290
5	3,0	41	0,410
6	3,6	50	0,500
7	4,2	58	0,580
8	4,8	69	0,690
9	5,4	79	0,790

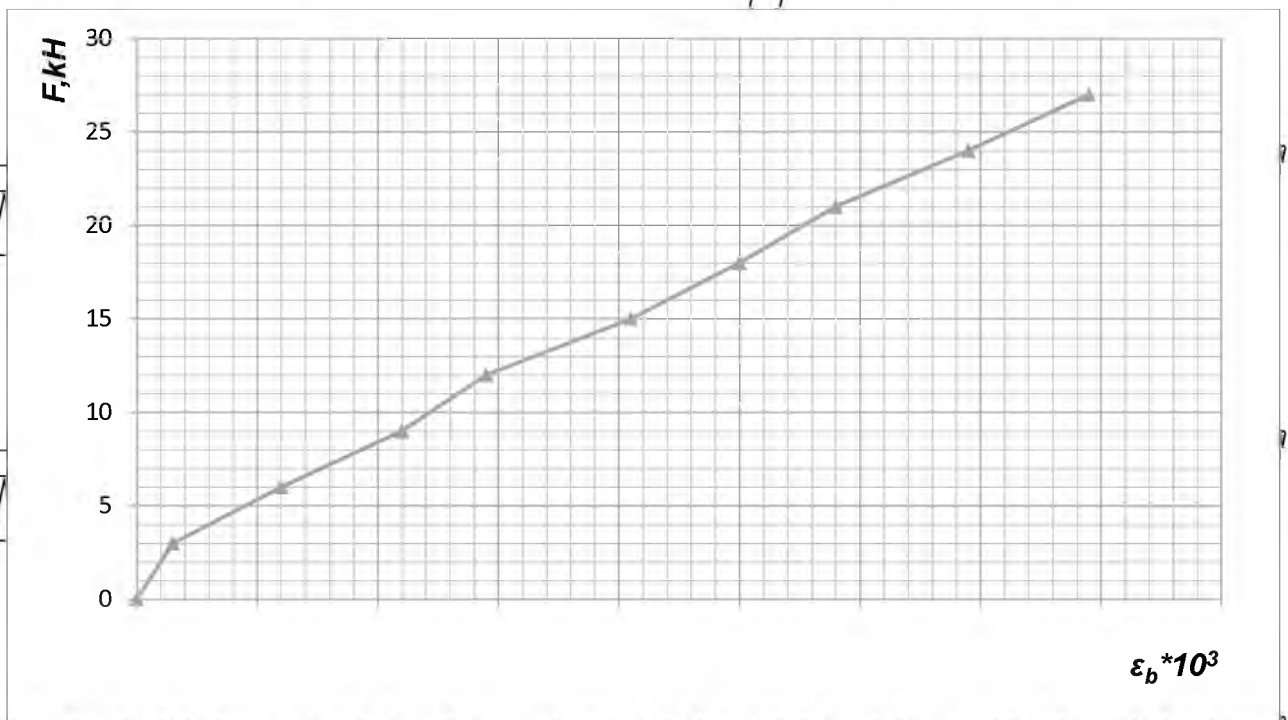


Рисунок 7.19 - Графік залежності $\varepsilon_b (F)$ нижнього стержня балки Б-14

НУБІП України

7.5.3.4 Дослідження прогинів

Таблиця 7.23 – Прогини балки Б-14

Ступінь навантаження	Навантаження 2F, кН	P	Прогин, мм
0	0	2,151	0,00
1	6	2,186	0,35
2	12	2,266	1,15
3	18	2,343	1,92
4	24	2,404	2,53
5	30	2,522	3,71
6	36	2,623	4,72
7	42	2,717	5,66
8	48	2,843	6,92
9	54	3,029	8,80

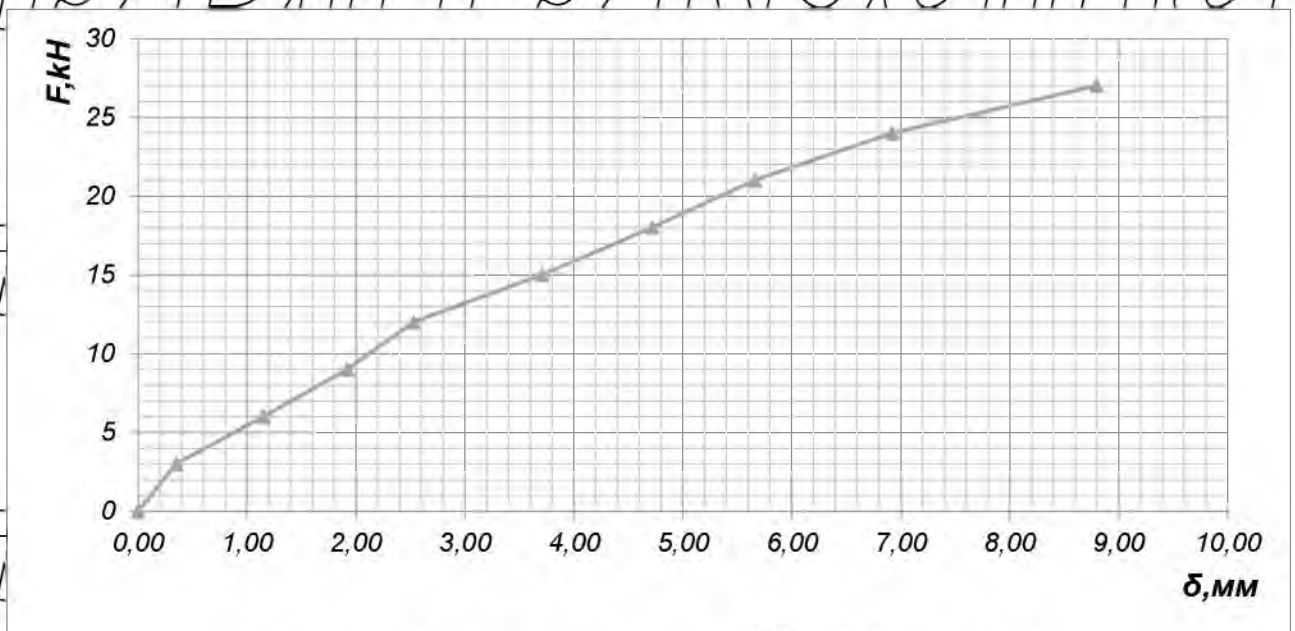


Рисунок 7.20 – Графік залежності $\delta(F)$ балки Б-14

НУБІП України

7.5.3.5 Визначення відносних деформацій на верхній стиснутій поверхні балки

Таблиця 7.24 – Відносні деформації верхньої грані балки

Ступінь навантаження	Навантаження Q_i , кН	$\kappa-1$	Абсолютні деформації бетону, мм	Відносні деформації бетону $\varepsilon_b, \times 10^3$
0	0	0,022	0	0,00
1	6	0,054	0,032	32,00
2	12	0,110	0,088	88,00
3	18	0,160	0,138	138,00
4	24	0,194	0,172	172,00
5	30	0,256	0,284	234,00
6	36	0,310	0,288	288,00
7	42	0,360	0,338	338,00
8	48	0,432	0,410	410,00
9	54	0,600	0,578	578,00

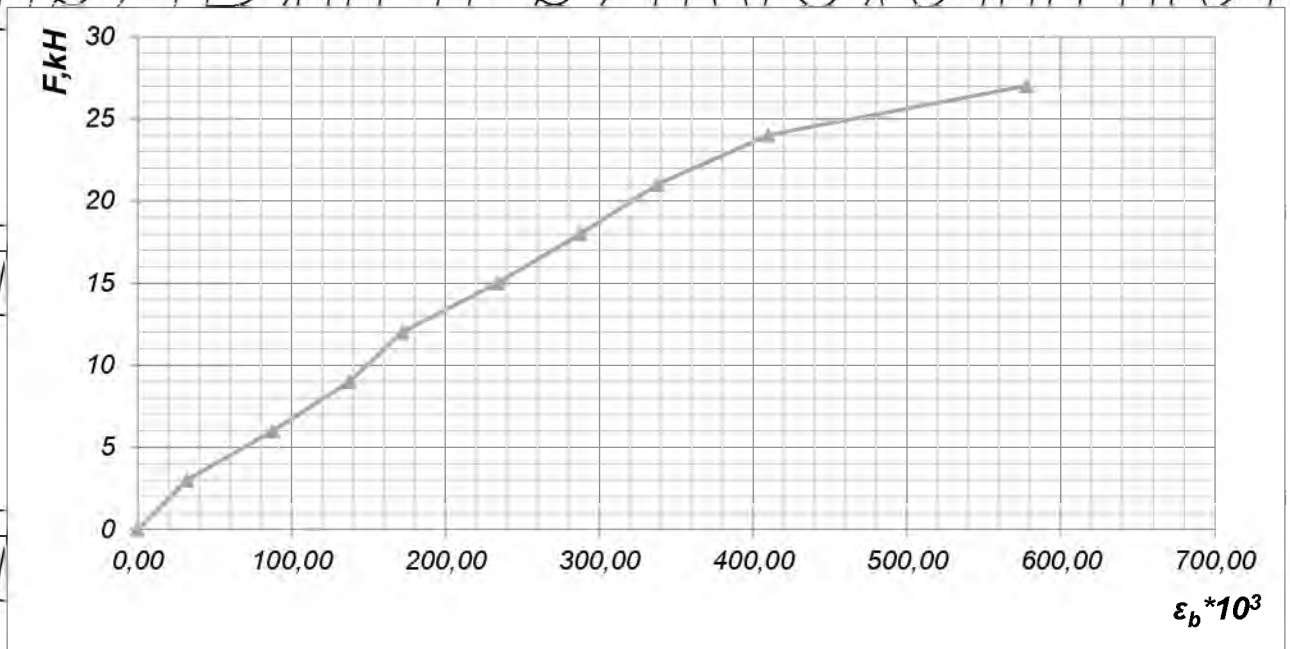


Рисунок 7.21 - Графік залежності $\varepsilon_b(F)$ балки Б-14

НУБІП України

НУБІП України

7.5.4 Балка Б-16

7.5.4.1 Визначення переміщення нижнього стержня на основі показів значень індикаторів

Таблиця 7.25 – Переміщення нижнього стержня балки Б-16

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	Відліки по приладам		Абсолютна деформація нижнього стержня Δl , мм		Середня абсолютна деформація Δl , мм
		I-5	I-7	I-5	I-7	
0	0	0,823	0,249	0	0	0
1	6	0,823	0,249	0	0	0
2	12	0,823	0,249	0	0	0
3	18	0,823	0,249	0	0	0
4	24	0,823	0,249	0	0	0
5	30	0,823	0,249	0	0	0
6	36	0,823	0,249	0	0	0
7	42	0,823	0,249	0	0	0

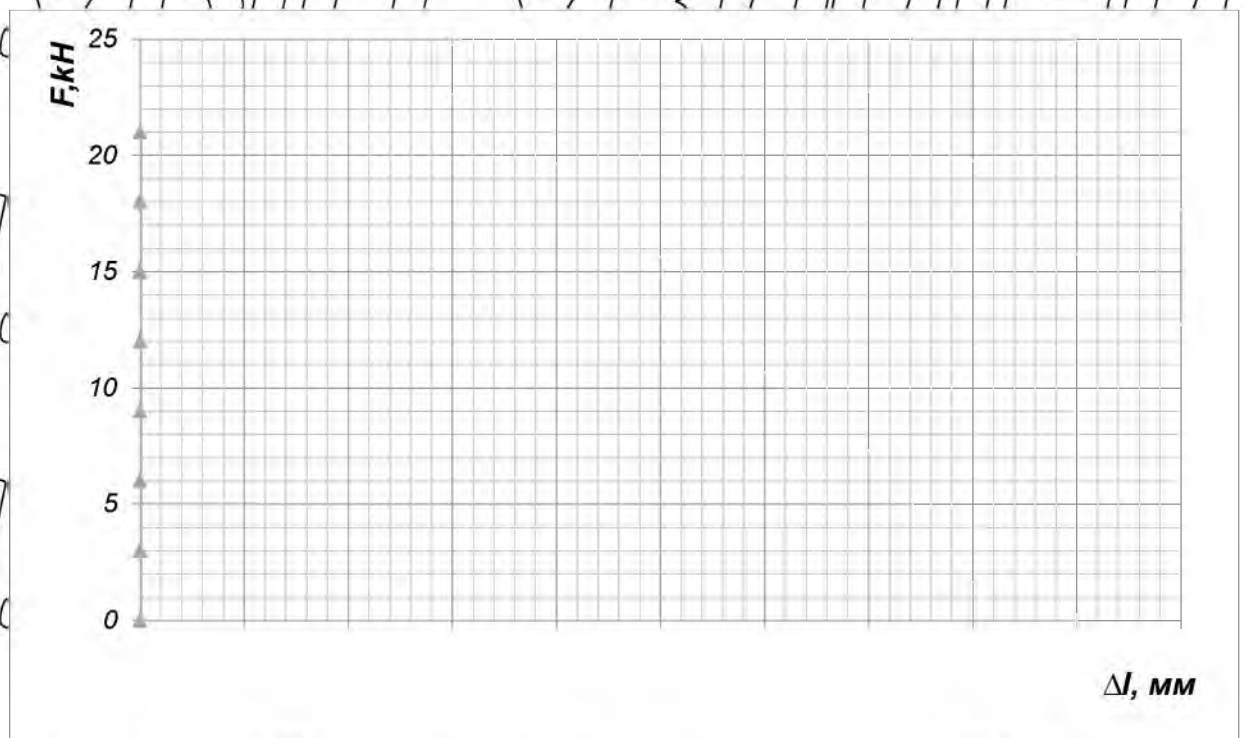


Рисунок 7.22 – Графік залежності $\Delta l(F)$ нижнього стержня балки Б-16

НУБІП України

7.5.4.2 Визначення переміщення верхнього стержня на основі показів значень індикаторів

Таблиця 7.26 – Зміщення верхнього стержня балки Б-16

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	Відліки по приладам		Абсолютна деформація нижнього стержня Δl , мм		Середня абсолютна деформація Δl , мм
		I-4	I-6	I-4	I-6	
0	0	0,695	0,699	0	0	0,0000
1	6	0,695	0,699	0	0	0,0000
2	12	0,696	0,700	0,001	0,001	0,0010
3	18	0,699	0,701	0,004	0,002	0,0030
4	24	0,707	0,706	0,012	0,007	0,0095
5	30	0,717	0,713	0,022	0,014	0,0180
6	36	0,729	0,721	0,034	0,022	0,0280
7	42	0,750	0,734	0,055	0,035	0,0450

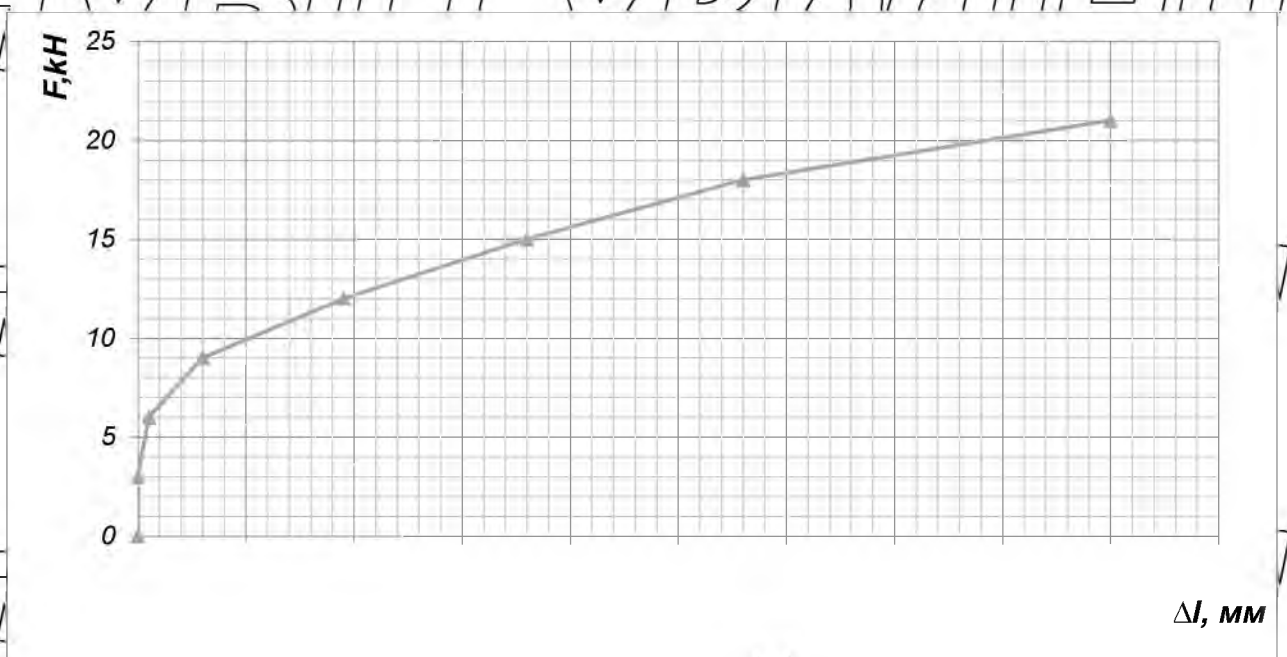


Рисунок 7.23 – Графік залежності $\Delta l(F)$ верхнього стержня балки Б-16

НУБІП України

7.5.4.3 Визначення деформацій нижнього стержня на основі відчитаних значень тензометра Гугенбергера

Таблиця 7.27 – Відносні деформації нижнього стержня балки Б-16

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	ГГ	Відносні деформації, $\times 10^3$
0	0	0	0,000
1	0,6	2	0,020
2	1,2	16	0,160
3	1,8	26	0,260
4	2,4	33	0,330
5	3,0	41	0,410
6	3,6	49	0,490
7	4,2	57	0,570

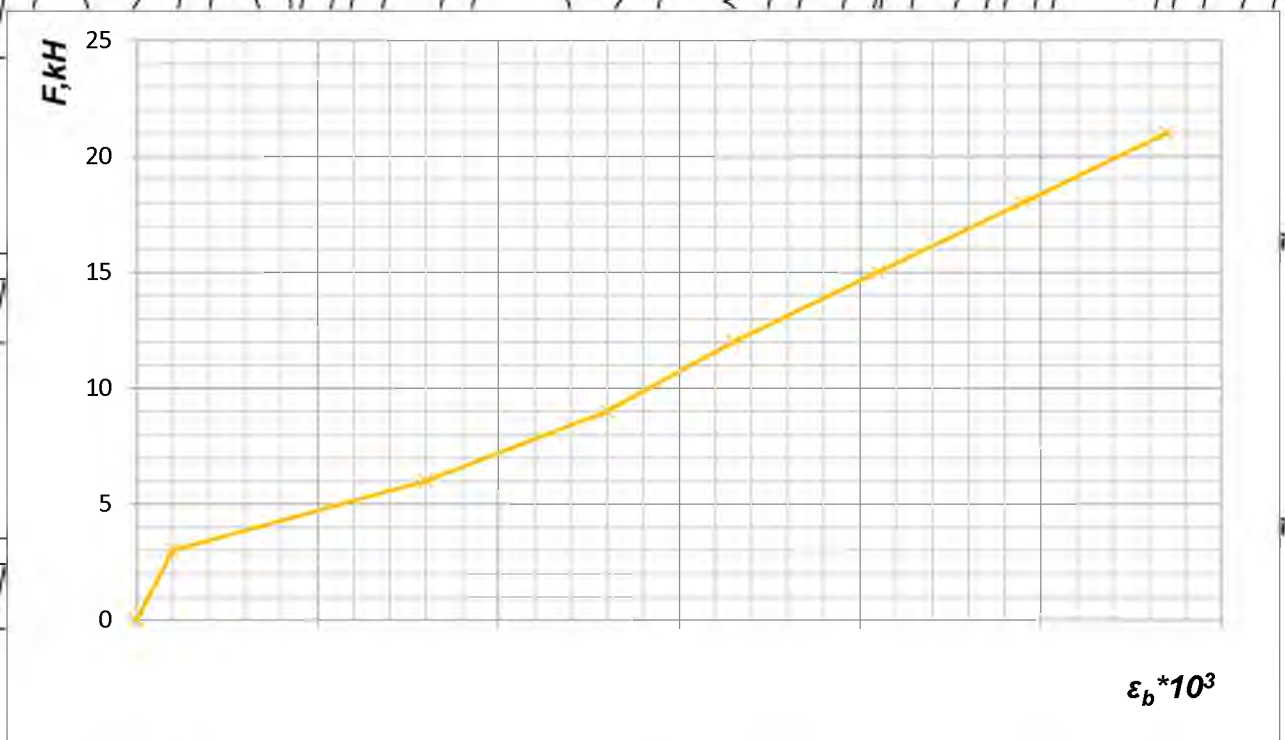


Рисунок 7.24 – Графік залежності $\varepsilon_b(F)$ нижнього стержня балки Б-16

НУБІП України

7.5.4.4 Дослідження прогинів

Таблиця 7.28 – Прогини балки Б-16

Ступінь навантаження	Навантаження 2F, кН	δ	Прогин, мм
0	0	0,539	0,00
1	6	0,583	0,44
2	12	0,665	1,26
3	18	0,753	2,14
4	24	0,850	3,41
5	30	0,947	4,08
6	36	1,051	5,12
7	42	1,175	6,36

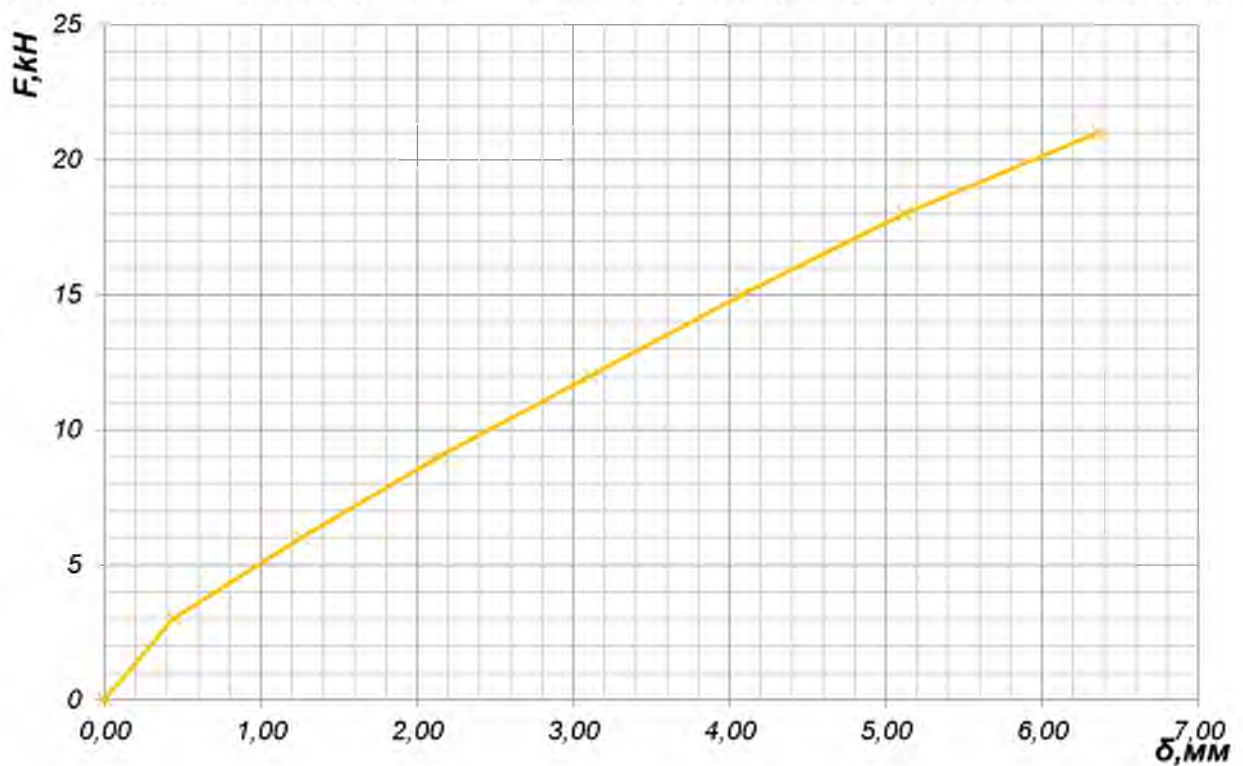


Рисунок 7.25 – Графік залежності $\delta(F)$ балки Б-16

НУБІП України

7.5.4.5 Визначення відносних деформацій на верхній стиснутій

поверхні балки

Таблиця 7.28 – Відносні деформації верхньої грані балки

Ступінь навантаження	Навантаження $2F$, кН	I-1	Абсолютні деформації бетону, мм	Відносні деформації бетону $\varepsilon_b, \times 10^3$
0	0	0,239	0	0,00
1	6	0,262	0,023	23,00
2	12	0,320	0,081	81,00
3	18	0,372	0,153	153,00
4	24	0,426	0,187	187,00
5	30	0,477	0,238	238,00
6	36	0,535	0,296	296,00
7	42	0,605	0,366	366,00

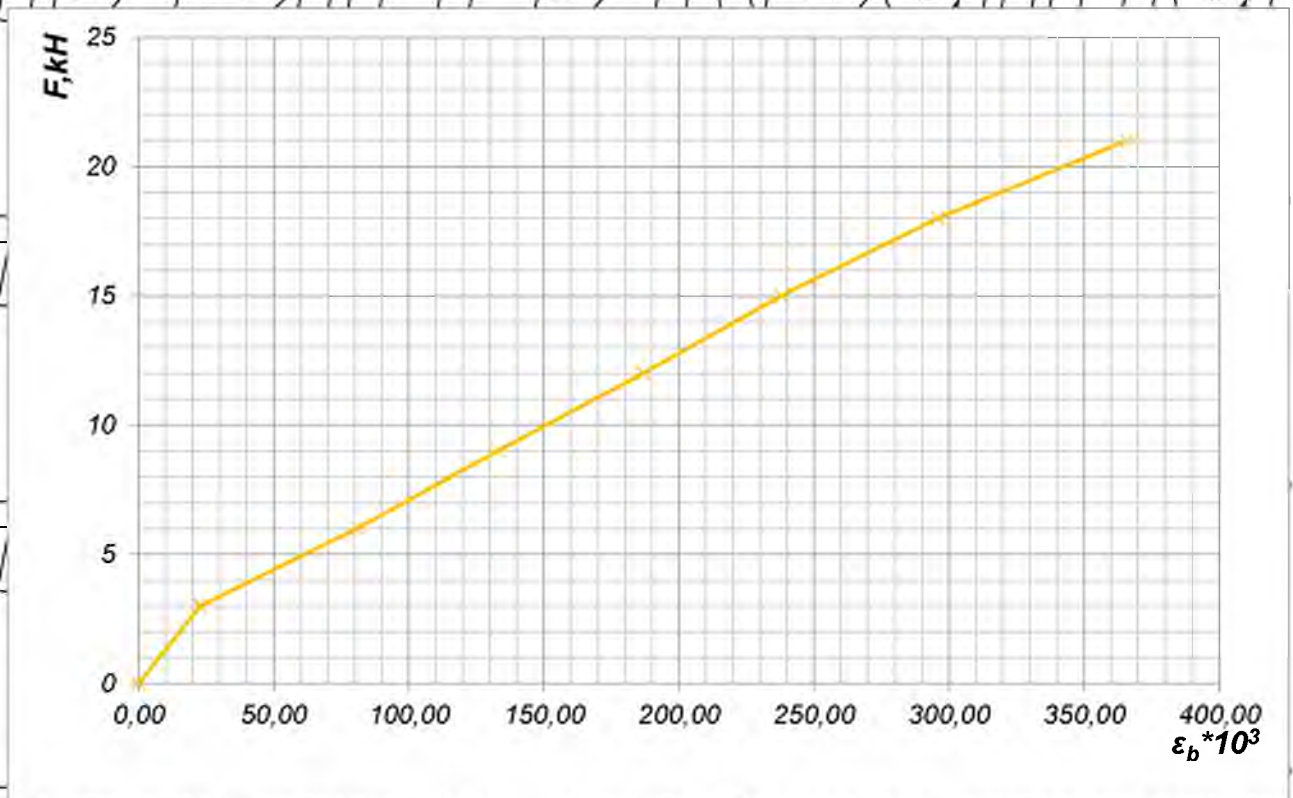


Рисунок 7.26 - Графік залежності ε_b (I-1) балки Б-16

НУБІП України

7.6 Оцінка отриманих вимірювань і їх аналіз

7.6.1 Порівняння вигинів балок

З аналізу графіка (рис. 7.27) видно, що балка Б-21, де верхній стержень не обривався, та балка Б-14 (з довжиною анкерування 10d) мають найменші вигини. Це означає, що ці балки дуже жорсткі та можуть витримувати велике навантаження. Балка Б-16 з довжиною анкерування 5d вигинається більше.

Таким чином, анкерування довжиною 10d є повністю достатнім для забезпечення жорсткості залізобетонних балок.

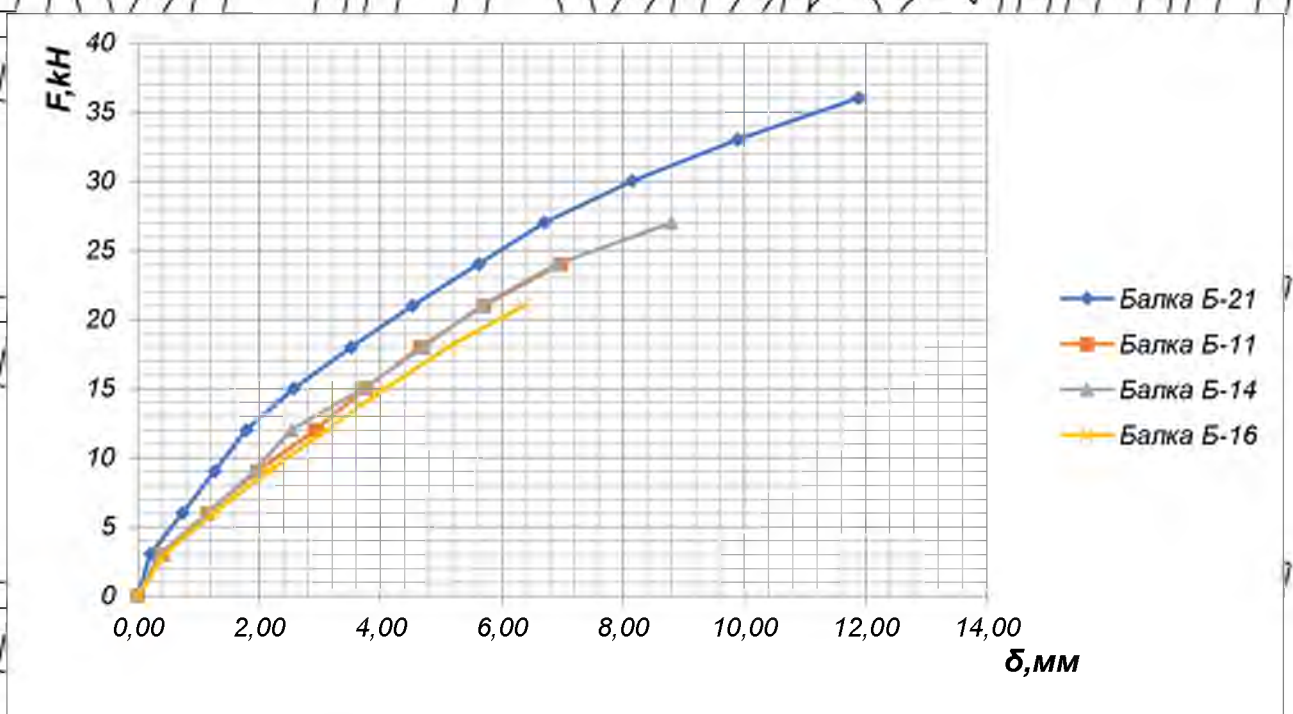


Рисунок 7.27 – Зрівняння прогинів балок, які досліджувалися

НУБІП України

7.6.2 Функціонування нижнього стержня балок

Згідно з вимірів, зміщення нижнього стержня в усіх досліджених зразках є мінімальним і коливається від 0,0000 до 0,0050 мм. Це свідчить про те, що зміна довжини анкерування верхнього стержня не впливає на зсув нижнього стержня.

Крім того, відносні деформації нижнього стержня балок практично однакові за показниками механічного тензометра Гугенберґера (рис. 7.28).

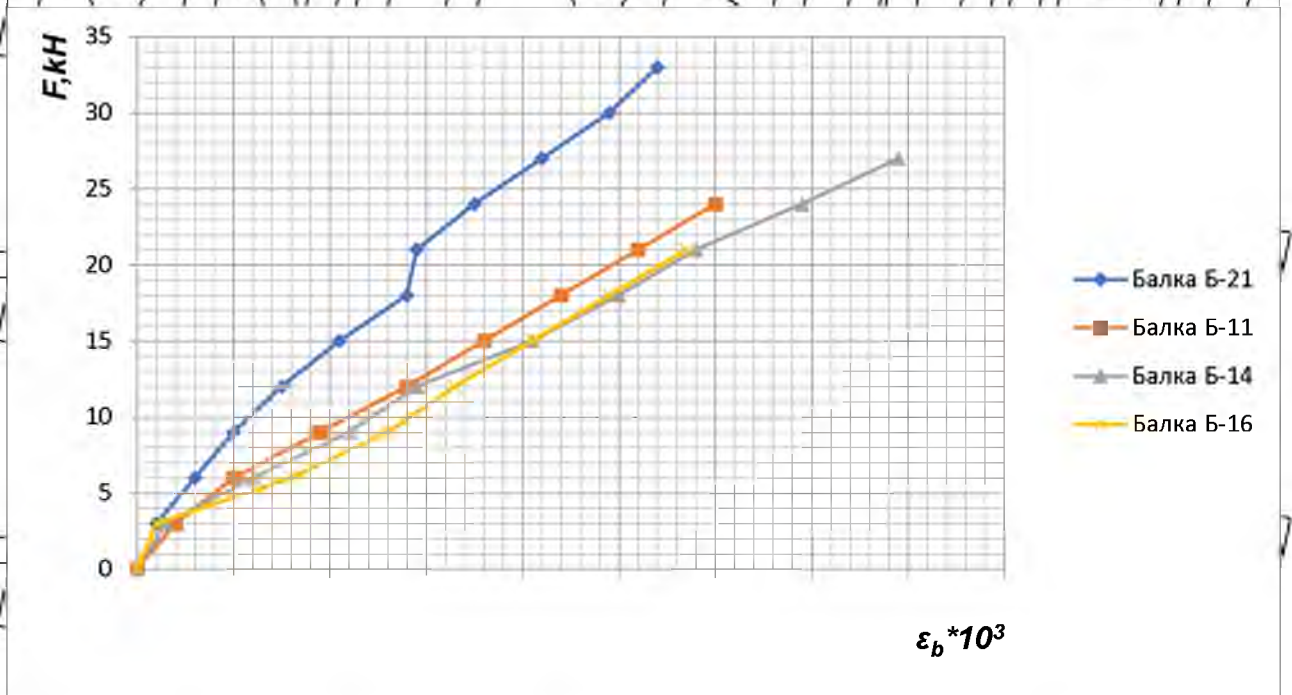


Рисунок 7.28 – Деформації всіх нижніх стержнів балок Б-21, Б-11, Б-14, Б-16.

7.6.3 Переміщення верхнього стержня балок

З графіка (рис. 7.29) можна вбачити, що верхній стержень у балках Б-14 та Б-16 (з довжиною анкерування верхнього стержня $10d$ і $5d$ відповідно) має менші відхилення, у порівнянні з балкою без анкерування верхнього стержня, що була розрахована за теоретичною точкою обриву (балка Б-11).

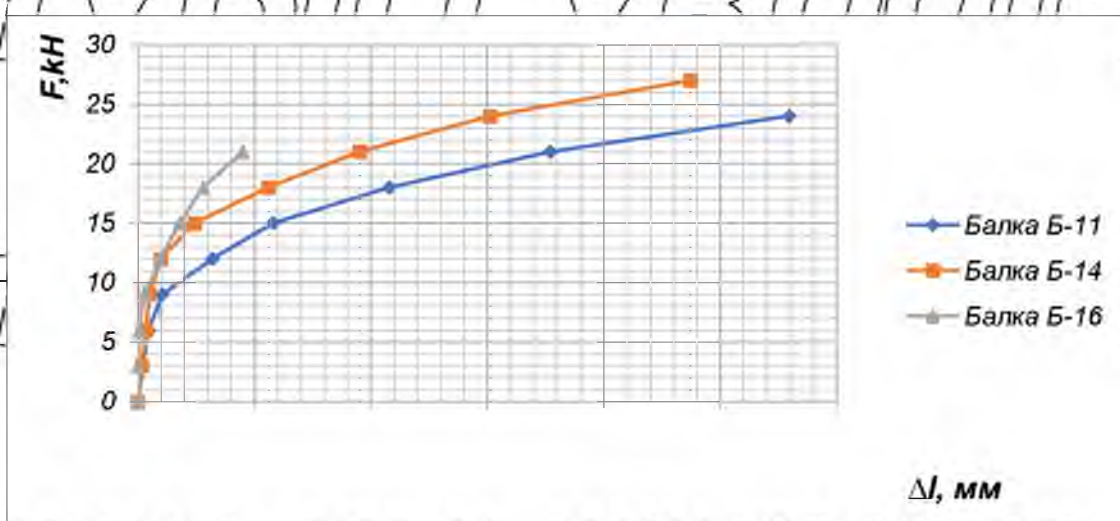


Рисунок 7.29 – Графік, що відображає, як змінюються зміщення верхнього стержня у балках Б-11, Б-14 та Б-16.

НУБІП України

7.6.4 Діяльність зони стисненого бетону

Деформації верхньої стиснутої грані бетону в порівнянні всіх балок подано на рисунку 7.30.

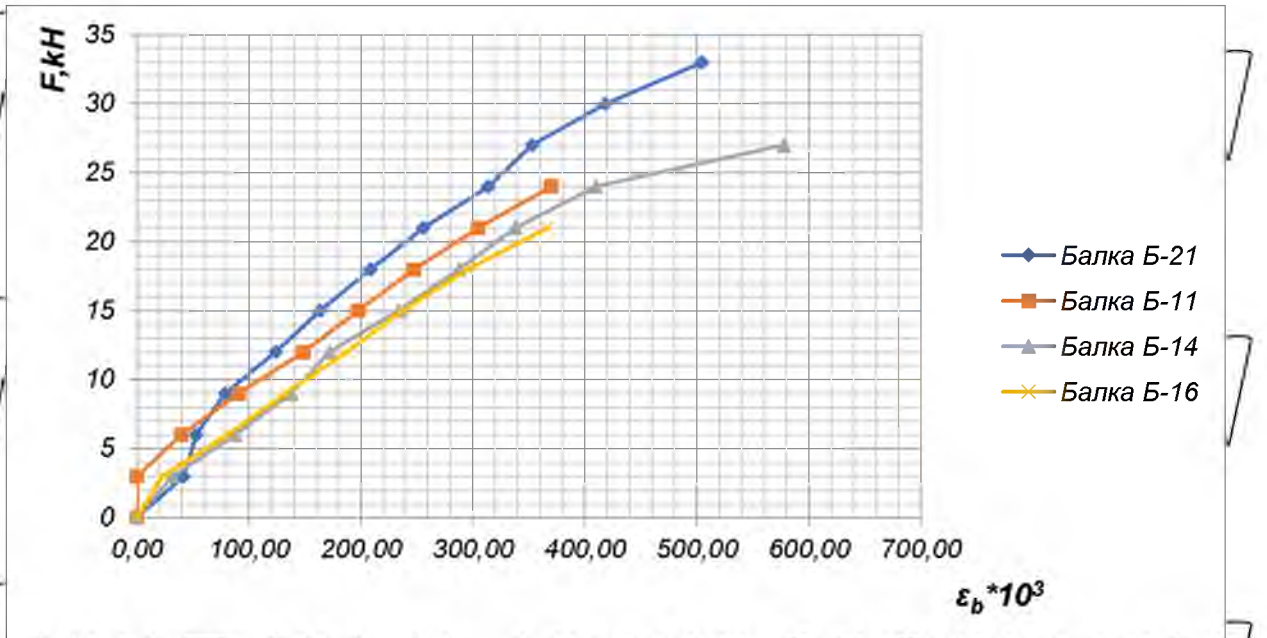


Рисунок 7.30 – Відносні деформації верхньої стиснутої площі балок Б-21, Б-11, Б-14, Б-16

Зрозуміло, що верхні грані балок з різною довжиною анкерування верхнього стержня мають практично однакову роботу.

7.6.5 Поведінка бетону при розтягненні

З графіка видно, що балки з різною довжиною анкерування верхнього стержня мають практично однакові відносні деформації нижньої розтягнутої зони бетону при зовнішньому навантаженні.

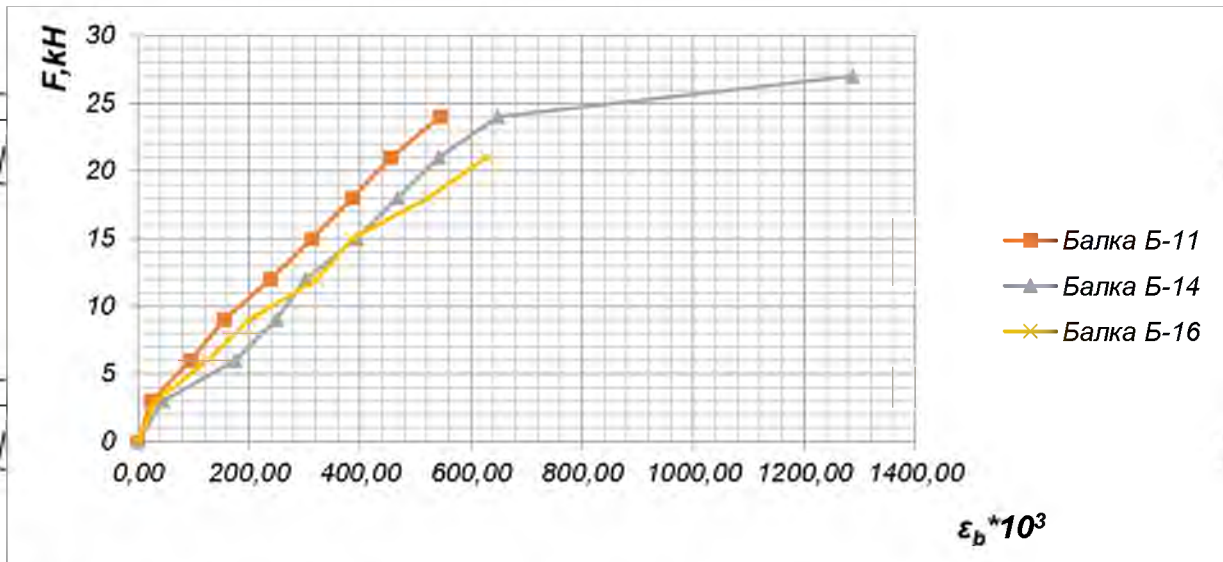


Рисунок 7.31 - Графік, який показує, як змінюються відносні деформації розтягнутої зони бетону у балок Б-11, Б-14 та Б-16

7.7. Висновок наукової роботи

У результаті цього наукового дослідження були отримані нові експериментальні дані щодо зчеплення арматурних стержнів серповидного профілю з бетоном, коли вони обриваються в середині залізобетонних балок.

Анкерування арматури в залізобетонній арці визначається за формулою

$$l_{bd} = a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 l_{b,rqd} \leq l_{b,min}$$

Де a_1 - коефіцієнт що враховує вплив форми стержнів визначається за таблицею 7.2 [9] для прямих стержнів приймається 1,0

a_2 -коефіцієнт який враховує товщину захисного шару і обчислюється за формулою:

$$a_2 = 1 - 0.15(c_d - d)/d$$

a_3 -коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури за таблицею 7.2 [9]

a_4 -коефіцієнт що враховує вплив приварених поперечних стержнів за таблицею 7.2 [9]

a_5 -коефіцієнт що враховує вплив поперечного тиску на довжині анкерування за таблицею 7.2 [9]

a_6 -коефіцієнт який враховує вплив діаметру стержнів на напруження зчеплення з бетоном і приймається рівним $a_6 = 1/\eta_2$ (значення коефіцієнту приймається при

$$d \leq 32 \text{ мм}; \eta_2 = 1,0$$

Для врахування впливу діаметру арматури на напруження зчеплення можна використовувати уточнену формулу для визначення η_2 (5.6) [27]

$$\eta_2 = 0,26d - 0,008d^2 - 1,10 = 0,26 \cdot 12 - 0,008 \cdot 12^2 - 1,10 = 0,868$$

$$a_6 = \frac{1}{\eta_2} = \frac{1}{0,868} = 1,15$$

$l_{b,rqd}$ – базова довжина анкерування стержня згідно формули (7.3) ДСТУ Б В.2.6-156:2010

$$l_{b,rqd} = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{29,55}{3,906} = 22,7$$

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 0,868 \cdot 2,0 = 3,906$$

η_1 – коефіцієнт, що пов'язаний з якістю умов зчеплення і розміщенням стержня під час бетонування.

$\eta_1 = 1,0$ – за умови якщо одержано нормальні умови

$\eta_1 = 0,7$ – для всіх інших випадків та для стержнів у конструктивних елементах, зведених у ковзній опалубці, якщо кільки не показано, що мають місце хороші умови

Аналіз результатів експериментальних досліджень показує, що товщина захисного шару суттєво впливає на граничні напруження зчеплення. Досліди та залежності свідчать, що повне зчеплення арматури з бетоном відбувається при $c_d \leq 3,0d$ можна також прийняти, що в межах $1,0d \leq c_d \leq 3,0d$ залежність між напруженнями зчеплення $f_{bd,c}$ і товщиною захисного шару c_d має лінійний характер

В нормах проектування передбачається, що повне зчеплення арматури з бетоном забезпечується при $c_d = 1,0d$, що не підтверджується виконаними експериментами, а тому формула для визначення коефіцієнту, який враховує товщину захисного шару згідно нормативів:

$$a_2 = 1 - 0,15(c_d - d)/d$$

На підставі виконаних експериментів визначено, що повне зчеплення арматури з бетоном забезпечується при $c_d = 3,0d$ ($a_2 = 1,0$), а при $c_d = 1,0d$ воно складає

близько 80% ($a_2 = 0,8$),

Після аналізу результатів та порівняння теоретичних випробувань з фактично випробуваними зразками можна дійти висновку, що формула, яка враховує товщину захисного шару бетону буде виглядати наступним чином:

$$a_2 = 1 + \frac{0,3(c_d - 3d)}{3d} = \frac{0,3(0,15 - 3 \cdot 0,12)}{3 \cdot 0,12} = 0,998$$

Розрахункова довжина анкерування стержнів в залізобетонних елементах виглядає наступним чином:

$$l_{bd} = a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 0,998 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 22,7 = 14,77 \text{ см}$$

Враховуючи вище викладене та на підставі виконаних експериментів визначено, що повне зчеплення арматури з бетоном забезпечується при $c_d = 3,0d$ ($a_2 = 1,0$), а при $c_d = 1,0d$ воно складає близько 80% ($a_2 = 0,8$), а розрахункова довжина анкерування $20d$, яка вказана у ДБН В.2.6-98:2009 залежить від товщини захисного шару c_d і при $c_d = 3,0d$ складає $15d$, що на 25% менше.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

8. ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

Характеристика джерела	Бібліографічний опис
<p>Нормативні документи зі стандартизації</p>	1. ДБН В.2.2-3:2018 «Заклади освіти» К.: Мінрегіонбуд України. 2018. – 63 с.
	2. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – Київ: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с.
	3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К.: Мінбуд України. 2010. – 127 с.
	4. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. К.: Мінбуд України. 2017. – 37 с.
	5. ДБН В.1.1.7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. К.: Держбуд України, 2002. – 87 с.
	6. ДСТУ Б Д 2.2-1:2012 Земляні роботи. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 50 с.
	7. ДСТУ EN 14351-1:2020 Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері. К.: Технічний комітет стандартизації «Двері та вікна» (ТК 300). 2020. – 110 с.
	8. ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення»
	9. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. К.: Мінбуд України. 2009. – 71 с.
	10. ДБН В.2.6-220:2017 Покриття будівель і споруд К.: Міністерство регіонального розвитку 2017. – 46 с.

11. ДБН В.2.2-13-2003. Спортивні та фізкультурно-оздоровчі споруди К.: Державний комітет України з будівництва та архітектури 2004. – 105 с.

12. ДБН В.2.6-31:2006. ТЕПЛОВА ІЗОЛЯЦІЯ БУДІВЕЛЬ К.: Мінбуд України, 2006. – 73 с.

13. ДСТУ Б Д.2.2-8:2012 Конструкції з цегли та блоків К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 125 с.

14. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. К.: Мінбуд України, 2016. – 67 с.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві К.: Мінбуд України, 2009. – 44 с.

16. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 20 с.

17. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції/ Богдан Гнідець. – Львівська політехніка, 2020. – 112 с.

Книги: - один автор

18. 8. Бабич Є.М. Інженерні конструкції: Підручник. – Львів., 1991 – 352 с.

19. Гетун Г. В. Основи проектування промислових будівель : навч. посіб / Галина В'ячеславівна Гетун. — К. : Кондор, 2003. — 210 с.

20. Ковальська Г. Л. Архітектурне проектування навчальних закладів/ Ковальська Г.Л.. К:Основа.2010. — 322 с.

<p>НУБІП</p>	<p>21. Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд. – М. : Львівська політехніка, 2013. – 644 с.</p>
<p>- два автори</p>	<p>22. Бабич В. Ч., Глогов'як В. Ц. Практикум із залізобетонних конструкцій. – Рівне, 2001. – 112 с.</p>
<p>НУБІП</p>	<p>23. Оцінювання технічного стану будівельних та інженерних споруд /А.Я. Барашиков, О.М. Малишев. — К.: Основа, 2008. — 78 с.</p>
<p>НУБІП</p>	<p>24. Конструкції будівель і споруд. / Галина Гетун, Віталій Плоский, Петро Куліков. . – К.: Ліра-К, 2021. – 880с.</p>
<p>НУБІП</p>	<p>25. Сучасні технології в будівництві: Підручник /О.І. Менеєлюк, В.С. Дорофєєв, Л.Е. Лукашенко та інші / За ред. О.І. Менеєлюка. К.: Освіта України, 2010. – 550с.</p>
<p>- група авторів</p>	<p>26. Бабич В. Ч., Огороднік В. І., Романюк В. В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. Довідник. – Рівне, 1999. – 220 с.</p>
<p>НУБІП</p>	<p>27. Бабич С.М., Бабич В.С., Поляновська О.С. Зчеплення з бетоном арматури серпоподібного профілю та анкерування в згинальних залізобетонних елементах.- Рівне: Волинські, обереги, 2017.-160с.</p>
<p>НУБІП</p>	<p>28. Рекомендації з формування ланок для виконання будівельно-монтажних робіт: Довідник. - Рівне: НУВГП, 2009.- 104с.; Сипко М.Т., Доманський Г.В., Макаренко Р.М., Гомон Л.П.</p>
<p>НУБІП</p>	<p>НУБІП</p>
<p>НУБІП</p>	<p>НУБІП</p>

НУБІП

29. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації будівель і споруд / Держкомітет будівництва, архітектури та житлової політики України. — К., 1997р. — 144 с.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України