

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)
Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до кваліфікаційної роботи

магістра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему:

«Реконструкція складу під азотно-кисневу станцію з
дослідженням підсилення залізобетонних балок композитними
матеріалами»

Виконав: студент VI курсу, групи МБм-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Хома М.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зав. кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

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

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«_____» _____ 2024 р.

ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Хома Марія Володимирівна

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Реконструкція складу під азотно-кисневу станцію з дослідженням підсилення залізобетонних балок композитними матеріалами

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

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

Затверджені наказом по університету від «12» листопада 2024 року № 4/7 – 1091

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 23.12.2024 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Закинуте складське приміщення, що підлягає реконструкції під азотно-кисневу станцію, місто будівництва – Рівне, фундаменти палеві монолітні сталевого типу, несучий каркас – збірний залізобетонний, перекриття та покриття виконано з ребристих плит, покрівля – рулонна, фасад утеплений мінеральними плитами.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок стін та покрівлі, перерахунок збірної ребристої плити покриття та залізобетонної сегментної ферми прольотом 18 м, перевірка несучої здатності фундаментів під колони, розробка технологічної карти на утеплення та зовнішнє опорядження фасаду, огляд літературних джерел пов'язаних із підсиленням конструкцій, методика проведення експериментальних досліджень балок підсилених композитними матеріалами, конструкція дослідних зразків, результати досліджень, результати моделювання дослідних зразків МСЕ, заходи з охорони праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад, ситуаційна схема, план на відмітці 0,000, 4,800 та план даху, розрізи в двох напрямках, схема розміщення елементів перекриття та покриття, розрахункові схеми конструкцій, креслення попередньо напруженої сегментної ферми прольотом 18 м, креслення збірної залізобетонної ребристої плити покриття, план фундаментів, розрізи по фундаментах, техкарта на зовнішнє опорядження з утепленням, мета, задачі та методика досліджень, креслення дослідних зразків, дослідної установки, графіки деформування зразків змодельованих МСЕ, висновки.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 12.11.2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно планувальне рішення ділянки.	15.11.2024	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	17.11.2024	
3	Збір навантаження на конструкції.	19.11.2024	
4	Розрахунок ребристої плити покриття.	21.11.2024	
5	Статичний розрахунок сегментної ферми.	22.11.2024	
6	Розрахунок сегментної ферми.	25.11.2024	
7	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	30.11.2024	
8	Збір навантажень на фундамент.	02.12.2024	
9	Перевірка несучої здатності фундаменту під колони.	05.12.2024	
10	Розробка технологічної карти на зовнішнє опорядження з утепленням.	07.12.2024	
11	Огляд літератури по підсиленню згинальних елементів.	09.12.2024	
12	Моделювання дослідних зразків МСЕ.	12.12.2024	
13	Обробка даних отриманих МСЕ.	15.12.2024	
14	Розробка заходів охорони праці.	18.12.2024	
15	Розробка заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.	21.12.2024	

Студент

(підпис)

Хома М.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Зміст

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	8
1.1 Загальна характеристика ділянки	8
1.2 Генеральний план	9
1.3 Об'ємно-планувальне рішення	10
1.4 Конструктивні рішення	15
1.5 Архітектурно-художнє рішення будівлі	17
1.6 Санітарно-технічне обладнання	17
Висновки до розділу 1	18
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	19
2.1 Перерахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття	19
2.1.1 Збір навантажень	19
2.1.2 Розрахунок плити покриття	19
2.1.3 Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поперечному ребрі	22
2.1.4 Розрахунок на міцність нормальних перерізів поперечного ребра ...	24
2.1.5 Розрахунок міцності похилих перерізів	25
2.1.6 Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поздовжніх ребрах	26
2.1.7 Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер на міцність	26
2.1.8 Розрахунок на міцність похилих перерізів поздовжніх ребер	29
2.2 Перерахунок попередньо напруженої сегментної ферми прольотом 18 м	29
2.2.1 Статичний розрахунок ферми	30
2.2.2 Розрахунок елементів ферми	32
2.3 Перевірка стійкості основ та фундаментів	40
2.3.1 Визначення типу ґрунтових умов за просіданням	40
2.3.2 Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика	42
2.3.3 Збір навантажень на фундаменти	42
2.3.4 Перевірка несучої здатності пальових фундаментів	42

2.3.5	Перевірка несучої здатності пальового фундаменту під колону крайнього ряду	44
2.3.6	Розрахунок пальового фундаменту під колону крайнього ряду за деформаціями	44
2.3.7	Перевірка необхідної кількості паль	46
	Висновки до розділу 2	47
	РОЗДІЛ 3. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	48
3.1	Мета та задачі наукових досліджень	48
3.2	Актуальність питання підсилення залізобетонних згинальних конструкцій полімер-композитними матеріалами	48
3.3	Конструкція дослідних зразків та механічні властивості матеріалів .	50
3.4	Моделювання методом скінченних елементів	52
	Висновки до розділу 3	62
	РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	63
4.1	Технологічна карта на зовнішнє опорядження з утепленням	63
4.1.1	Галузь застосування та технологічні вимоги	63
4.1.2	Організація та технологія будівельного процесу	64
	Висновки до розділу 4	66
	РОЗДІЛ 5. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	67
5.1	Охорони та безпека праці при реконструкції будівель і споруд	67
5.2	Розрахунок захисного заземлення	68
5.3	Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях	71
5.4	Забезпечення стійкості промислово-побутового комплексу в умовах надзвичайних ситуацій	73
	Висновки до розділу 5	74
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	75
	БІБЛІОГРАФІЯ	76

ВСТУП

Актуальність теми роботи. Значна кількість залізобетонних конструкцій в Україні, зокрема промислових будівель та мостів втрачають або втратили свою відповідність сучасним стандартам. Цьому сприяють: зростання інтенсивності їх використання; збільшення вимог навантаженості; втрата стійкості внаслідок впливу агресивного середовища, тощо. В останні десятиліття у світовій практиці набувають широкого застосування у якості підсилення залізобетонних згинальних конструкцій армовані полімер-композитні матеріали. Дана технологія є запозиченою із космічних та авіаційних галузей і є інноваційною для будівництва.

Одним з потужних засобів дослідження поведінки армованих полімер-композитними матеріалами залізобетонних конструкцій є комп'ютерне моделювання з використанням методу скінченних елементів (МСЕ). Застосування МСЕ при розробці, дослідженні та впровадженні в виробництво нових методів підсилення залізобетонних конструкцій дозволить значно спростити процес, зекономити час і кошти на реалізацію поставлених задач.

Мета роботи: Чисельне моделювання напружено-деформованого стану та оцінка міцнісних характеристик повномасштабних згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення вуглецевим полотном з урахуванням різних схем підсилення.

Для досягнення мети в роботі ставилися такі **задачі**:

- з урахуванням експериментально отриманих нелінійних механічних властивостей бетону та сталі, з використанням скінченноелементного розрахункового комплексу розробити методику чисельного моделювання підсиленої вуглецевим полотном Sika Wrap залізобетонної балки;
- використовуючи МСЕ обчислити напружено-деформований стан (НДС) елементів конструкції згинальних залізобетонних балок, підсилених композитним полотном за різними схемами підсилення;
- виконати порівняльний аналіз розрахункових даних з експериментальними та встановити ефективність різних схем підсилення згинальних залізобетонних балок композитним полотном.

Об'єкт досліджень: згинальні залізобетонні елементи.

Предмет дослідження: НДС елементів конструкції підсилених згинальних залізобетонних балок та їх прогин.

Методи дослідження: літературний огляд; чисельні дослідження за спеціально розробленою методикою з використанням МСЕ.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана у відповідності із науковою тематикою кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету ім. Івана Пулюя.

Наукова новизна отриманих результатів:

- отримали подальший розвиток дослідження НДС елементів конструкції згинальних залізобетонних балок, підсилених композитним полотном за різними схемами підсилення;
- отримано нові розрахункові дані ефективності різних схем підсилення вуглецевим полотном згинальних залізобетонних елементів.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектування підсилення згинальних залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель і споруд.

Апробація. Окремі результати роботи доповідались на XIII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 11 – 12 грудня 2024 р.

Публікації. Дослідження підсилення згинальних залізобетонних елементів методом скінченних елементів / О. Конончук, М. Хома, І. Первак, Н. Іваськов, Б. Дутка // Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 11 – 12 грудня 2024 року — Т.: ТНТУ, 2024 — С. 62.

Ключові слова. ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ, РЕКОНСТРУКЦІЯ, МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПІДСИЛЕННЯ, ВУГЛЕЦЕВЕ КОМПОЗИТНЕ ПОЛОТНО.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка де знаходяться складські приміщення, що підлягають реконструкції під азотно-кисневу станцію розташована на промисловій площадці Рівненського заводу азотних добрив. Район промислової площадки знаходиться на границі між Волинсько-Подільським плато і Поліською низовиною на лівому березі річки Горинь, в 13-15км. на захід від міста Рівне.

Температурний режим території забудови характеризують:

- середня температура повітря найбільш холодного місяця (січня) $t = -21^{\circ}\text{C}$;
- середня температура повітря найбільш жаркого місяця (липня) $t = 27,6^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна мінімальна температура повітря $t_{\min} = -29^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна максимальна температура повітря $t_{\max} = 33^{\circ}\text{C}$.

Вітровий режим характеризується основним напрямком вітру, та максимальною швидкістю. На території переважають вітри північно-західного напрямку. Максимальна швидкість вітру: 9,5 м/с.

1.1.2 Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище

На територію цеху підвіз матеріалів а також вивіз продукції здійснюється автомобільним транспортом. Автомобільні дороги заводу з'єднані з транспортними шляхами і залізничною магістраллю міста Львова і через них здійснюється зв'язок з іншими крупними містами області.

Технологічні процеси, що проходять в цеху супроводжуються виділенням шкідливих газів, для виведення яких передбачені димові труби.

Енергетичне забезпечення виробництва є від існуючих ліній мережі міста.

Потреби в воді (технічній та питній) забезпечуються з існуючих мереж Рівненського заводу азотних добрив.

Отже, вибраний для будівництва майданчик добре підходить для будівництва даного заводу. Потреби в транспорті, воді, енергії, робочій силі можуть бути повністю задоволені. Також ділянка є зручною завдяки пологому рельєфу місцевості.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Будівля, що підлягає реконструкції, розташована на ділянці довгим боком з півдня на північ. Протипожежні та санітарні віддалі від азотно-кисневої станції та цеху адіпінової кислоти витримані. Навкруг будівлі розташовані ділянки озеленення. Для забезпечення протипожежних вимог навкруги будівлі забезпечений проїзд автотранспорту по дорогах з твердим покриттям. Біля заводу передбачені автомобільні шляхи. Також є два виїзди за межі заводу. Вздовж узбіч шляхів передбачені пішохідні доріжки.

При проектуванні вертикального планування ділянки озеленення використаний метод проектних позначок, який дозволяє раціонально використати особливості рельєфу, що має ухил в південно північному напрямку. Ухили автошляхів вздовж осі прийняті $i=0,09$, ухили інших ділянок $i=0,008$. Вибір напрямку ухилів зумовлений існуючим рельєфом та умовами стоку атмосферних опадів. По периметру будівлі передбачена відмостка шириною 1,0 м з ухилом від будівлі $i=0,05$.

1.2.2 Заходи з дотримання санітарних та пожежних норм і охорони навколишнього середовища

Для забезпечення санітарних норм навколо будівлі влаштовуються ділянки озеленення. На ділянках озеленення передбачені захисні смуги з дерев а також

кущі, насаджується газон. На території цеху передбачені площадки для відпочинку та гімнастичних вправ працюючих.

При визначенні віддалей між спорудами враховані вимоги ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.

1.2.3 ТЕП генерального плану

До основних техніко-економічних показників генерального плану відносять:

- площа ділянки5963,9 м²
- площа забудови1409,4 м²
- площа озеленення2114,5 м²
- площа заощення.....2440,0 м²

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

1.3.1 Характеристика технологічного процесу

Азотно-киснева станція призначена для розділення повітря на азот і кисень який іде на виробництво адіпінової кислоти і аміаку.

Сировиною для даного цеху є повітря. Повітря яке надходить на розділення, засмоктується поршневими компресорами з атмосфери, з одної чи двох повітрезаборів(в залежності від рози вітрів). Ці повітрезабори знаходяться неподалік цеху де повітря задовільняє вимоги виробництва. З трубопроводу повітрезабору повітря надходить в камеру з фільтрами, де очищається від пилу і потім надходить в поршневі компресори.

На станції встановлено два різних типи повітророздільного обладнання, в зв'язку з чим описання схеми ведеться по двом технологічним лініям.

1) Повітря, стиснуте в компресорі 305ВП-16/70 до тиску 50-60кгс/см², надходить в блок теплообмінників для попереднього охолодження. Охолоджене в спеціальних секціях теплообмінника, повітря надходить в блок очистки, де очищується від двооксиду вуглицю і вологи. Очищене повітря надходить в

теплообмінник для подальшого охолодження. Частина повітря забирається від теплообмінника і надходить в турбодетандер, решта повітря охолоджується в теплообміннику до тиску 11413 кгс/см², з'єднавшись з детандерним потоком, надходить в нижню колону. Виходячий з обладнання азот збирається в колектор і врізається в колектор азоту після компресорів ЗПП-20/8.

2) Повітря після компресора 4М10-40/70 під тиском 30-40 кгс/см² надходить в теплообмінник для попереднього охолодження. Охолоджене повітря надходить в блок очистки де очищується від двооксиду вуглицю, вологи і вуглеводнів. Очищене повітря надходить в блок розділення повітря.

Кожний повітряний компресор з'єднаний безпосередньо з одним агрегатом розділення повітря, для можливості подачі повітря в другий агрегат. Виходячий з блоків розділення повітря азот збирається в колектор і передається на всмоктування азотним компресорам. Проектом передбачена безгазгольдерна схема. Стабільність роботи безгазгольдерної схеми забезпечується системою регулюючих клапанів, працюючих автоматично.

Технічний кисень під тиском до 220 кгс/см² збирається в колектор і передається в цех наповнення і зберігання балонів.

Вода для охолодження працюючих машин надходить від двох незалежних джерел. Злив води від компресорів безнапірний.

1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

Виходячи з технології виробництва даного цеху, викладеній в п. 2.3.1, розміри споруди в плані 78,3 x 18 м та один проліт 18 м є достатніми. Висота до низу підкрокв'яних конструкцій складає 6,16 м. Крок колон по крайніх та середніх рядах 6,0 м. Ворота в цеху розміром 4 x 4,2 м і 3,2 x 2,5 м. Для вентилявання приміщення цеху передбачені вентиляційні камери. У будівлі обладнані кімнати для відпочинку та туалети.

Склад побутових приміщень призначений мінімально необхідним. Передбачено по одному чоловічому та жіночому туалету, обладнаних також

умивальниками. Запроектовані кімнати для відпочинку та зняття психологічного розвантаження.

Для організації евакуації призначені проходи, розташовані в будівлі.

1.3.3 Розрахунок освітленості приміщень

Розрахунок освітленості виконується для 7 точок, які розташовані на висоті 0,8 м від рівня чистої підлоги по осі 13 (вздовж поперечного перерізу будівлі).

Крайні точки розташовані на відстані 1 м від повздовжніх розбивочних осей.

Нормативне значення коефіцієнта природної освітленості приймаємо:

$e_n^{\text{III}} = 1\%$ (третій розряд зорової праці).

Нормативне значення КЕО:

$e_n^{\text{IV}} = e_n^{\text{III}} \cdot m \cdot c = 5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 3,4\%$,

де $m=0,9$ – коефіцієнт світлового клімату для IV поясу світлового клімату (м. Рівне);

$c = 0,75$ – коефіцієнт сонячного клімату.

При двосторонньому освітленні

$$e_{Bi} = \sum \varepsilon_{Bi} \cdot \tau_o^B \cdot q_i,$$

де ε_{Bi} – геометричний КЕО в і-тій точці при бічному освітленні, що враховує пряме світло небосхилу;

$\tau_o = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5$ – загальний коефіцієнт світлопропускання;

τ_1 – коефіцієнт світлопропускання матеріалу, для подвійного віконного скла $\tau_1 = 0,8$;

τ_2 – коефіцієнт, враховуючий втрати світла в рамах, для подвійних сталевих перепльотів $\tau_2 = 0,9$;

τ_3 – коефіцієнт, враховуючий втрати світла в несучих конструкціях, $\tau_3 = 0,9$ для ліхтарів та $\tau_3 = 0,9$ для вікон;

τ_4 – коефіцієнт, враховуючий втрати світла в сонцезахисних пристроях (за їх відсутності $\tau_4 = 1,0$);

τ_5 – коефіцієнт, враховуючий втрати світла в захисній сітці, $\tau_5=0,9$.

Таким чином для бічного освітлення :

$$\tau_0^B = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5 = 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,58;$$

$$e_{Bi} = \epsilon_{Bi} \cdot \tau_0^B \cdot q_i, \text{ де}$$

q_i – коефіцієнт, враховуючий нерівномірну яскравість захмареного неба;

ϵ_{Bi} – геометричний КЕО в і-тій точці при верхньому освітленні.

Значення ϵ_{Bi} визначаються за формулами :

$$\epsilon_{Bi} = 0,01 \cdot (n_{1i} \cdot n_{2i}), \text{ де}$$

n_{1i} – кількість променів за графіком I ДБН В.2.5-28-2018 "Природне і штучне освітлення", які проходять з небосхилу через світлові отвори в і-ту точку на поперечному перерізі приміщення;

n_{2i} – кількість променів за графіком II ДБН В.2.5-28-2018 "Природне і штучне освітлення", які проходять з небосхилу через світлові отвори в і-ту точку на плані приміщення;

Всі розрахунки виконуємо в табличній формі (таблиця 1.1).

Примітка: θ – кут перевищення центру отвору;

N_n – номер напівкругу графіка.

Середнє значення КЕО знаходимо за формулою:

$$e_{\text{сер}} = \frac{1}{N-1} \left(\frac{e_1}{2} + e_2 + e_3 + \dots + \frac{e_N}{2} \right) = \frac{1}{7-1} \left(\frac{22,21}{2} + 16,26 + 11,98 + 8,4 + 5,71 + 5 + \frac{10,78}{2} \right) = 12,3\% > 3,4\%$$

Тобто природного освітлення достатньо при роботі в світлу пору доби.

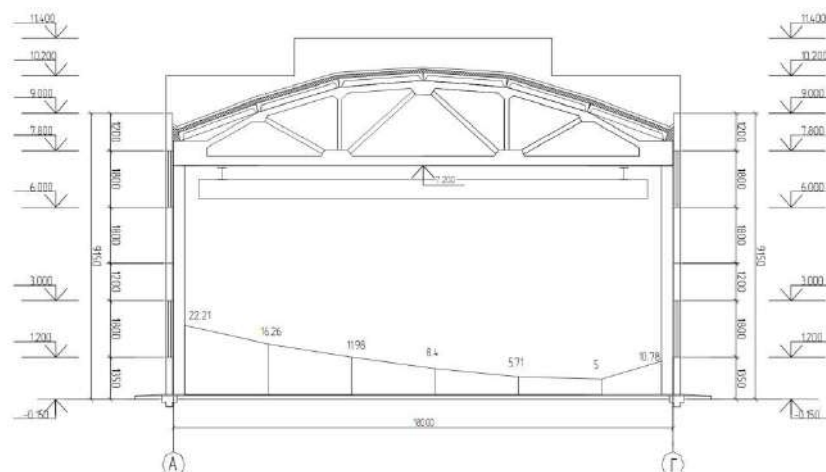


Рисунок 1.1 – Крива природної освітленості

Таблиця 1.1 – Таблиця розрахунку КЕО

	Показники	Розрахункові точки						
		1	2	3	4	5	6	7
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Отвір А	n_1	27	22	16	14	11	11	18
	N_n	8	25	17	23	28	39	44
	$\theta, ^\circ$	62	37	30	18	14	30	51
	q	1,18	0,95	0,86	0,69	0,61	0,61	0,79
	τ_0	0,58						
	n_2	100	100	100	99	98	98	98
	$\varepsilon_6 = 0,01 \cdot (n_1 \cdot n_2)$	27	22	16	13,9	10,9	10,9	17,64
	$e_6 = \varepsilon_6 \cdot \tau_0 \cdot q$	18,47	12,12	7,98	5,56	3,86	3,86	8,08
Отвір Г	n_1	5	6	6	5	4	2,5	5
	N_n	20	22	28	30	34	43	48
	$\theta, ^\circ$	81	64	60	42	35	38	49
	q	1,29	1,19	1,17	1,0	0,82	0,82	0,95
	τ_0	0,58						
	n_2	100	100	99	99	97	96	96
	$\varepsilon_6 = 0,01 \cdot (n_1 \cdot n_2)$	5	6	5,9	4,9	3,9	2,4	4,9
	$e_6 = \varepsilon_6 \cdot \tau_0 \cdot q$	3,74	4,14	4,00	2,84	1,85	1,14	2,7
	Всього	22,21	16,26	11,98	8,4	5,71	5	10,78

1.4 Конструктивні рішення

1.4.1 Несучі конструкції будівлі, що підлягає реконструкції

Конструктивна система будівлі – каркасна. Каркас будівлі виготовлений із залізобетонних конструкцій.

Для основних несучих елементів каркасу будівлі застосовані традиційні рішення: колони – суцільного перерізу; ферма - сегментна, прольотом 18 м; підкранові балки розрізні. Крок ферм, колон та підкранових балок 6 м. В якості покриття використано залізобетонні панелі.

Просторова жорсткість адміністративної будівлі забезпечується вертикальними в'язями.

1.4.2 Огороджуючі конструкції

В якості огороджуючих конструкцій використовують керамзитобетонні стінові панелі, які відрізняються невеликою власною вагою. Товщина таких панелей 240 мм. Панелі опираються на колони. В покрівлі в якості водоізоляційного килиму застосовуються три шари руберойду на гарячій бітумній мастиці. В якості теплоізоляції застосовуються мінераловатні плити на синтетичному в'язучому. Водоізоляційний, термоізоляційний шар і пароізоляція лежать на залізобетонній плиті.

Для заповнення отворів використані: вікна – дерев'яні віконні блоки з подвійним засклінням склопакетами, двері – звичайні дерев'яні, ворота – металеві відкатні. Зовнішні стінові панелі за серією СТ-02-31.

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стіни

Розрахунок виконуємо за ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель».

Потрібний опір теплопередачі огороджуючої конструкції, що відповідає санітарно-гігієнічним умовам визначають за формулою:

$$R_0'' = \frac{n(t_{\text{в}} - t_{\text{з}})}{\Delta t_{\text{н}} \cdot \alpha_{\text{в}}} = \frac{1(16 - (-21))}{7 \cdot 8,7} = 0,607 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}}{\text{Вт}}$$

n – коефіцієнт, що приймається в залежності від розташування зовнішньої поверхні огороджуючої конструкції по відношенню до зовнішнього повітря;

$t_{\text{в}}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря, $^\circ\text{C}$;

$t_{\text{н}}$ – розрахункова температура зовнішнього повітря, $^\circ\text{C}$;

$\Delta t^{\text{н}}$ – нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря та температурою внутрішньої поверхні огороджуючої конструкції, приймаємо найбільш можливий $\Delta t^{\text{н}} = 7^\circ\text{C}$;

$\alpha_{\text{в}}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огороджуючих конструкцій, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$.

Фактичне значення опору теплопередачі стінових панелей:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,05}{0,93} + \frac{0,240}{0,52} + \frac{1}{23} = 0,667 \frac{m^2 \cdot ^\circ C}{Bm} > R_0'' = 0,607 \frac{m^2 \cdot ^\circ C}{Bm}, \text{де}$$

δ_1 – товщина шару утеплювача, м;

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріала, Вт/(м·°C);

α_3 – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції, Вт/(м·°C).

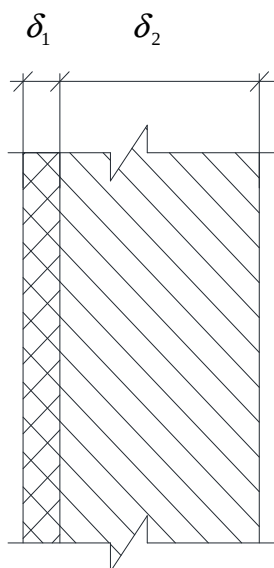


Рисунок 1.2 – Конструкція стіни

1.4.4 Матеріали для реконструкції будівлі. Обґрунтування їх вибору

Для влаштування покриття використовують бітумну мастику, євроруберойд.

В якості службових сходів використовуються залізобетонні сходи. Конструкція підлог визначається особливостями технологічних процесів, які відбуваються в цеху. Оскільки на підлогу діють великі навантаження від технологічного обладнання, машин і механізмів, то потрібна посилена конструкція підлоги з високоміцних матеріалів, особливо це стосується місць встановлення пресів, та місць проїзду вагонеток. Тому в цеху доцільно використати підлогу, яка має такий склад : бетон М 400 – 50 мм, підстилаючий шар із бетону М 200 – 100 мм, щебінь, втрамбований в ґрунт – 90 мм.

1.5 Архітектурно-художнє рішення будівлі

1.5.1 Використання засобів і прийомів архітектурної композиції

Архітектурна композиція виражена у вигляді пропорційного відношення довжини будівлі до ширини (4,4:1), а також ширини до висоти (1,6:1).

Тектоніка будівлі утворюється вертикальними та горизонтальними швами між стіновими панелями.

Принцип художнього контрасту виражений в пофарбуванні стін, що зменшує одноманітність стінових панелей сірого кольору.

1.6 Санітарно-технічне обладнання

В будівлі передбачена водяна система опалення від центральної котельні. Передача тепла здійснюється тепловими мережами, які прокладаються в загальних колекторах спільно з іншими комунікаціями. Вентиляція – витяжна примусова, а також приточно-витяжна природна. Туалети та кімнати відпочинку обладнані системами як холодного так і гарячого водопостачання. Каналізація – роздільна для побутових та виробничих стоків; дощова каналізація спільна з побутовою. Електропостачання здійснюється через заводську систему.

Висновки до розділу 1

1. В розділі прийняті основні об'ємно-планувальні рішення реконструкції будівлі складу під азотно-кисневу станцію. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальних рішень, підібрано конструкції та матеріали з яких буде проведено процес реконструкції.

2. Виконано теплотехнічний розрахунок та розрахунок освітленості приміщень для забезпечення належних умов роботи в будівлі при її подальшій експлуатації.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Перерахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття

2.1.1 Збір навантажень

Постійне навантаження на плиту складається з ваги водотеплоізоляційної ковдри і власної ваги.

Тимчасове навантаження на плиту складає вага снігового покриву. По ДБН В.1.2-2:2006 знаходимо: $S_0=0,5$ кПа.

Таблиця 2.1 – Розрахунок навантаження на 1м^2 плити покриття

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	Коеф. надійності за навантаженням	Граничне навантаження, кПа
Постійне	3,097		3,746
в тому числі:			
водоізоляційний килим	0,15	1,3	0,195
три шари рубероїду	0,15	1,3	0,195
асфальтна стяжка ($\gamma=18$ кН/м ³ , $t=20$ мм)	0,36	1,3	0,468
утеплювач мінераловатні плити ($\gamma=4$ кН/м ³ , $t=100$ мм)	0,4	1,3	0,494
пароізоляція	0,05	1,3	0,065
шви замонолічування	0,017	1,1	0,018
вага плити	1,49	1,1	1,639
Тимчасове:			
снігове	0,48	1,4	0,672

2.1.2 Розрахунок плити покриття

Полиця являє собою однорядну багато прольотну плиту, окреслену ребрами. Середні прольоти розглядаємо як плити, защемлені по всьому контуру, крайні – як плити, защемлені по трьом сторонам і вільно оперті на торцеві ребра.

Полицю армована однією зварною сіткою, розміщеною по середині її товщини так, щоб для арматури знизу захисний шар бетону був не менший 10 мм. Така схема армування забезпечує однакову несучу здатність як проміжних, так і

опорних перерізів полиці по контурам полів. Співвідношення прольотів: у середніх – $l_1=1,41$ м; $l_2=2,74$ м; $l_2/l_1=2,74/1,41=1,94<3$; крайніх - $l_1=1,255$ м; $l_2=2,74$ м; $l_2/l_1=2,74/1,255=2,18<3$.

Розрахункове навантаження на полицю, рівномірно розподілене по площі, складається з ваги водотеплоізоляційної ковдри, ваги полиці та снігового навантаження: $q = q_1 + h_1 \cdot 2,5 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot 9,81 = 1,435 + 0,03 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 2,2 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункові згинаючі моменти визначаємо по двох комбінаціях зусиль:

1) при дії постійного і тимчасового (снігового) навантаження

Рівняння рівноваги:

$$\frac{(g+s) \cdot l_1^2}{12} \cdot (3l_2 - l_1) = (2M_1 + M_{\perp} + M'_{\perp}) \cdot l_2 + (2M_2 + M_{\parallel} + M'_{\parallel}) \cdot l_1.$$

Позначення і розміщення моментів, що діють в плиті показані на рис. 2.1.

Розглядаємо середні ділянки, співвідношення між моментами:

$$\frac{M_2}{M_1} = 0,4; \quad M_1 = M_{\perp} = M'_{\perp}; \quad M_2 = M_{\parallel} = M'_{\parallel} = 0,4M_1.$$

Тоді рівняння рівноваги:

$$\frac{(g+s) \cdot l_1^2}{12} \cdot (3l_2 - l_1) = (4l_2 + 1,6l_1) \cdot M_1.$$

$$M_1 = \frac{(2,2 \cdot 0,672) \cdot 1,41^2 \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,41)}{12 \cdot (4 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,41)} = 0,232 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При дії постійного і тимчасового зосередженого (монтажного) навантаження

а) для середніх ділянок:

$$M_1 = \frac{g \cdot l_1^2 / 12 \cdot (3l_2 - l_1) + F \frac{l_2}{2}}{4l_2 + 1,6 \cdot l_1} = \frac{\frac{2,2 \cdot 1,41^2}{12} \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,41) + 1,14 \frac{1,41}{2}}{4 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,41} = 0,254 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

б) для крайніх ділянок:

$$M_1 = \frac{g \cdot l_1^2 / 12 \cdot (3l_2 - l_1) + F \frac{l_1}{2}}{4l_2 + 1,6 \cdot l_1} = \frac{\frac{2,2 \cdot 1,41^2}{12} \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,41) + 1,14 \frac{1,255}{2}}{4 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,41} = 0,238 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$F = F_n \cdot \gamma_f = 1 \cdot 1,14 = 1,14$ -монтажне навантаження.

Розрахунковою приймаємо другу комбінацію зусиль з визначенням арматури по моментах для крайніх прольотів.

$$M_1 = M = 0,238 \text{ кН м.}; \quad M_2 = M_{\parallel} = M'_{\parallel} = 0,4 \cdot 0,238 = 0,095 \text{ кН м.}$$

Розраховуємо арматуру, що направлена вздовж панелі покриття.

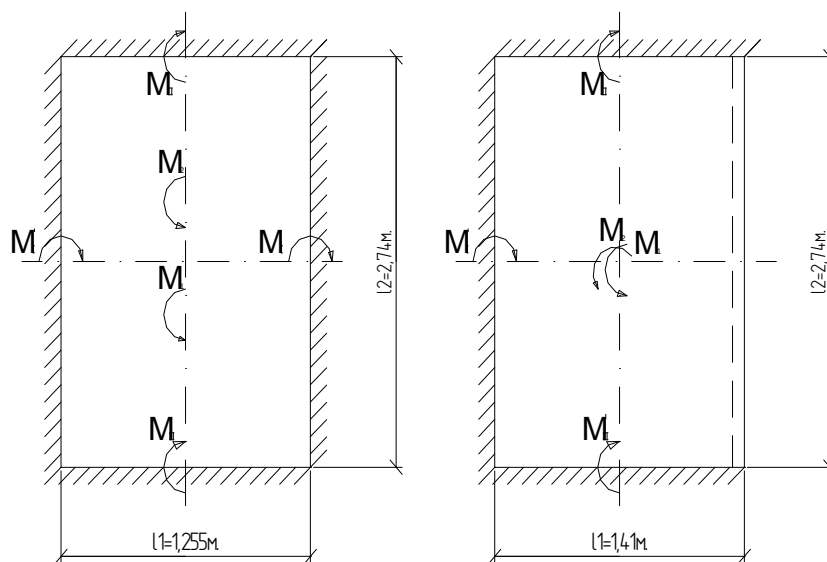
Мінімальна робоча висота плити при розміщенні арматурної сітки посередині товщини плити і $d=4\text{мм.}$:

$$h_0 = h/2 - d/2 = 30/2 - 4/2 = 13\text{мм.}$$

Характеристика стиснутої зони бетону:

$$\varpi = \alpha - 0,008R_g = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767,$$

де $\alpha = 0,85$ -для важкого бетону.



а) для середніх ділянок; б) для крайніх ділянок

Рисунок 2.1 – Розрахункові схеми і позначення моментів, що діють в плиті покриття

При бетоні В20 ($\gamma_{62}=0,9$) і арматурі класу Вр-І граничне значення відносної висоти стиснутої зони.

$$\xi_R = \frac{\varpi}{1 + \frac{\sigma_R}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\varpi}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{370}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,627;$$

де $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$, при $\gamma_{62} < 1$.

Визначаємо величину: $\alpha_m = \frac{0,9 \cdot M_1}{R_e \cdot e \cdot h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,238 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 13^2} = 0,122.$

При $\alpha_m = 0,122$ за таблицею (3) відносна висота стиснутої зони бетону для плити $\xi = 0,13 < \xi_{opt} = 0,2.$

Умова $\xi = 0,13 < \xi_R = 0,627;$

При $\alpha_m = 0,122$ за таблицею (3) коефіцієнт $\zeta = 0,935$

Площа перерізу арматури: $A_{s1} = \frac{M_1}{b \cdot h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,238 \cdot 10^6}{1370 \cdot 0,935 \cdot 13} = 47,6 \text{ мм}^2.$

Коефіцієнт армування: $\mu = \frac{A_{s1}}{e \cdot h_0} = \frac{47,6}{1000 \cdot 13} = 0,0037 > \mu_{min} = 0,0,0005.$

Приймаємо 4 $\emptyset$ Вр-I з кроком 200мм. $A_{s1} = 50 \text{ мм}^2 > 47,6 \text{ мм}^2.$ Арматура направлена поперек плити покриття. Мінімальна робоча висота плити з урахуванням діаметру арматури 3 мм.

$h_0 = 30/2 - 3/2 = 13,5 \text{ мм}.$

$\alpha_m = \frac{0,9 \cdot M_2}{R_e \cdot e \cdot h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,095 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 13,5^2} = 0,045.$

$\xi = 0,046 < \xi_{opt} = 0,2.; \xi = 0,046 < \xi_R = 0,627;$ - умова виконується. При $\alpha_m = 0,045;$ $\zeta = 0,978;$ площа арматури визначається за формулою:

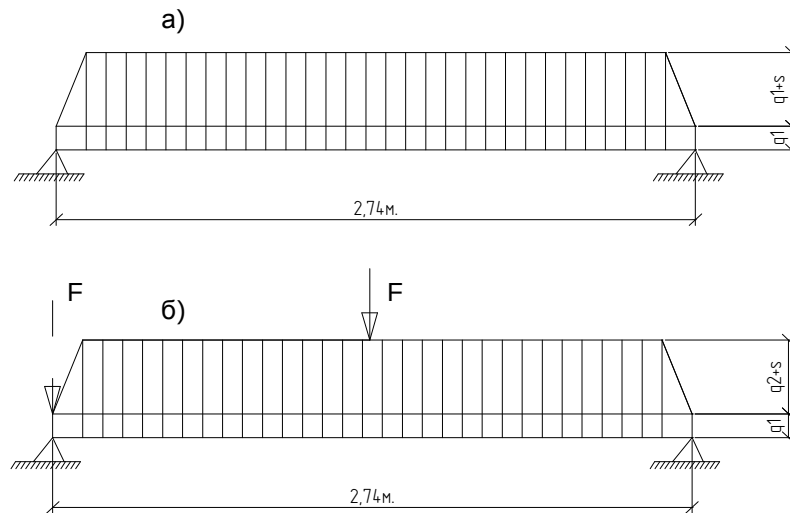
$A_{s1} = \frac{M_2}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,095 \cdot 10^6}{375 \cdot 0,978 \cdot 13,5} = 17,3 \text{ мм}^2.$

Коефіцієнт: $\mu = \frac{17,3}{1000 \cdot 13,5} = 0,0013 > \mu_{min} = 0,0,0005.$

Приймаємо арматуру 3 $\emptyset$ ВР-I з кроком 200мм. $A_{s2} = 21 \text{ мм}^2 > 17,3 \text{ мм}^2.$

2.1.3 Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поперечному ребрі

Розраховуємо середнє поперечне ребро. Розрахункові схеми ребра показані на рис. 2.2. Трапецевидна форма епюри пояснюється опиранням на ребро плит, опертих по контуру.



а) від постійного і снігового навантаження; б) від постійного і зосередженого навантаження

Рисунок 2.2 – Розрахункові схеми поперечного ребра

Розрахункові навантаження на ребро складаються з навантаження від власної ваги ребра і навантаження на плиту, зібраної з ширини $l_1=1,5\text{м}$. Маса 1м. поперечного ребра з урахуванням $\gamma_n = 0,95$.

$$q_1 = \frac{0,05+0,4}{2}(0,15-0,03) \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 0,691 \text{кН / м.}$$

Навантаження від маси плити і ізолюючого шару

$$q_2 = 2,2 \cdot 1,5 = 3,3 \text{кН / м.}$$

Розрахункове снігове навантаження:

$$S = 0,672 \cdot 1,5 = 1,01 \text{кН / м.}$$

Зусилля від розрахункових постійних і снігових навантажень рис. 2.2а.

$$M = \frac{(q_1 + q_2 + s)l_0^2}{8} - \frac{(q_2 + s)l_1^2}{24} = \frac{(0,691 + 3,3 + 1,01)2,74^2}{8} - \frac{(3,3 + 1,01)1,5^2}{24} = 3,49 \text{кНм.}$$

$$Q = \frac{(q_1 + q_2 + s)l_0}{2} - \frac{(q_2 + s)l_1}{4} = \frac{(0,691 + 3,3 + 1,01)2,74}{2} - \frac{(3,3 + 1,01)1,5}{4} = 4,17 \text{кН.}$$

Зусилля від постійного і зосередженого навантаження рис. 2.2б.

$$M = \frac{(q_1 + q_2)l_0^2}{8} + \frac{q_2 + l_1^2}{24} + F \frac{l_0}{5} = \frac{(0,691 + 3,3)2,74^2}{8} + \frac{3,3 + 1,5^2}{24} + 1,14 \frac{2,74}{5} = 3,8 \text{кНм.}$$

$$Q = \frac{(q_1 + q_2)l_0}{2} + \frac{q_2 + l_1}{4} + F = \frac{(0,691 + 3,3)2,74}{2} + \frac{3,3 + 1,5}{4} + 1,14 = 6,46 \text{кН.}$$

Розрахунок ведемо за II-ю комбінацією зусиль.

2.1.4 Розрахунок на міцність нормальних перерізів поперечного ребра

Поперечне ребро $h=150\text{мм}$. Працює в стиснутій зоні разом з ділянкою плити товщиною $h'f=30\text{мм}$.

$h'_f / h = 3/15 = 0,2 > 0,1$, то розрахункова ширина полиці таврового перерізу:

$$e'_f = \frac{1}{3}l_0 + e = \frac{1}{3} \cdot 2740 + 90 = 1002\text{мм}.$$

Робоча висота ребра при арматурі $d=12\text{мм}$.

$$h_0 = h - a = 150 - (15 + 12/2) = 129\text{мм},$$

де $a=15\text{мм}$.- захисний шар бетону .

При бетоні класу В20 ($\gamma_{e2} = 0,9$) і арматури класу АІІ з урахуванням

$$\text{розрахунку міцності плити: } \xi_R = \frac{\varpi}{1 + \frac{\sigma_R}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\varpi}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628;$$

Умова $M = 3,8 \cdot 10^6 \text{ Нмм} < R_e \cdot e'_f \cdot h_f (h_0 - 0,5h'_f) = 10,35 \cdot 1002 \cdot 30(129 - 0,5 \cdot 30) =$
 $= 36,8 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$. виконується, тобто нейтральна вісь проходить в полиці і
 розрахунковий переріз- прямокутник шириною $e'_f = 1002\text{мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_e \cdot e'_f \cdot h_0^2} = \frac{3,8 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1002 \cdot 12,9^2} = 0,022;$$

При $\alpha_m = 0,022$ за таблицею (3) відносна висота стиснутої зони бетону для плити $\xi = 0,024 < \xi_{opt} = 0,628$; Визначаємо $\zeta = 0,989$;

Площа перерізу поздовжньої арматури:

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{3,8 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,989 \cdot 12,9} = 81,6\text{мм}^2.$$

Коефіцієнт армування при $v=(9+5)/2=7$

$$\mu = \frac{81,6}{70 \cdot 12,9} = 0,009 > \mu_{\min} = 0,0005.$$

Приймаємо в нижній зоні ребра $1\emptyset 12\text{АІІ}$, $A_s = 113,1\text{мм}^2 > 81,6\text{мм}^2$.

2.1.5 Розрахунок міцності похилих перерізів

Розрахункова висота ребра $h_0=129\text{мм}$.

Розподілення навантаження:

$$g = g_1 + g_2 + s / 2 = 0,691 + 3,3 + 1,01 / 2 = 4,491 \text{кН} / \text{м}.$$

Оскільки $g=4,491 \text{ Н/мм.} < g_a=0,16 \varphi_{e4} (1 + \varphi_n) R_{etb} = 0,16 \cdot 1,5 \cdot 0,81 \cdot 70 = 13,61 \text{ Н/мм.}$,

то довжину проєкцій найбільш небезпечного похилого перерізу приймаємо:

$$C=2,5h_0=2,5 \cdot 129=322,5\text{мм.}, \varphi_{e4}=1,5\text{- для важкого бетону};$$

$\varphi_n=0$ - відсутня поздовжня стискуюча сила.

Необхідність поперечної арматури:

$$Q=Q_{\max}-g \cdot C=6460-3,601 \cdot 322,5=5298,68\text{Н.} > Q_b=\varphi_{e4} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / C = \\ = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 70 \cdot 129^2 / 322,5 = 4389\text{Н}.$$

Перевіряємо міцність похилої полоси. Розрахункова висота ребра:

$$h_0=h-a=150-(15+12/2)=129\text{мм}.$$

На приопорній ділянці довжиною $l/4$ встановлюємо поперечні стержні

$\varnothing 5\text{Вр-I}$, $S=h/2=30/2=15\text{см}$; в середній частині прольоту

$$S=3h/4=3 \cdot 30/4=22,5\text{см}.$$

Приймаємо 25см.

$$A_{sw} = A_{sw1} \cdot n = 0,196 \cdot 2 = 0,392; R_{sw} = 260\text{МПа},$$

$$g_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / S = 260 \cdot 392 \cdot 100 / 15 = 680\text{Н/см.} \varphi_t = 2 \cdot 0,75 \cdot 3(3h_f') \cdot h_f' / sh = 2 \cdot 0,75 \cdot 9 \cdot$$

$$\cdot 3 \cdot 3 / 2 \cdot 9 \cdot 15 = 0,3 < 0,5; 1 + \varphi_n + \varphi_t = 1 + 0,27 + 0,3 = 1,57 > 1,5, \text{ приймаємо } 1,5;$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{e3} (1 + \varphi_n + \varphi_t) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,81 \cdot 70 \cdot 12,9 = 65,8\text{кН}.$$

$$\text{Умова } g_{sw} = 680\text{Н/см.} > Q_{b, \min} / 2h_0 = 65,8 \cdot 1000 / 12,9 \cdot 2 = 255\text{Н/см. виконується.}$$

$$\text{Вимога } S_{\max} = \varphi_{e4} R_{et} b h_0 / Q_{\max} = 1,5 \cdot 0,81 \cdot (100) \cdot 7,0 \cdot 12,9 / 52,9 \cdot 1000 =$$

$$= 20\text{см.} > S = 15\text{см.} - \text{виконується. Приймаємо поперечні стержні } \varnothing 5\text{Вр-I, з}$$

$$S = 25\text{см}.$$

2.1.6 Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поздовжніх ребрах

Розрахунковий проліт ребер по осях опор $l_0 = 5,97 - 2 \cdot 0,05 = 5,87 \text{ м}$, де 0,05- відстань осі опори до торця панелі. Розрахункова схема приведена на рис. 2.3.

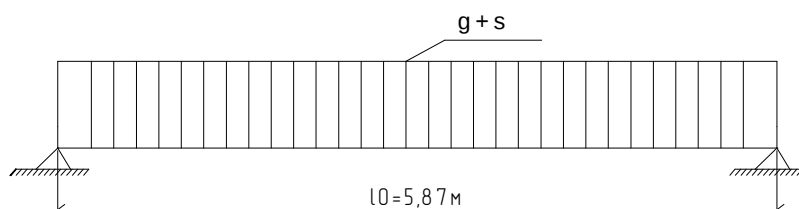


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема поздовжнього ребра

Зусилля в поздовжніх ребрах:

від повного навантаження при $\gamma_f > 1$:

$$M = \frac{gl_0^2}{8} = \frac{10,39 \cdot 5,87^2}{8} = 44,78 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q = \frac{gl_0}{2} = \frac{10,39 \cdot 5,87}{2} = 30,49 \text{ кН};$$

від повного навантаження при $\gamma_f = 1$:

$$M = \frac{g_n l_0^2}{8} = \frac{8,55 \cdot 5,87^2}{8} = 36,83 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q = \frac{g_n l_0}{2} = \frac{8,55 \cdot 5,87}{2} = 25,09 \text{ кН};$$

від постійного навантаження $\gamma_f = 1$:

$$M = \frac{g_n l_0^2}{8} = \frac{7,11 \cdot 5,87^2}{8} = 30,62 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q = \frac{g_n l_0}{2} = \frac{7,11 \cdot 5,87}{2} = 20,87 \text{ кН};$$

2.1.7 Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер на міцність

Переріз плити покриття приводимо до таврового перерізу і в розрахунок вводимо ширину плити помножену на коефіцієнт $W=0,65$, що враховує нерівномірне розподілене стиснутих напружень по ширині полиці.

$B_f = (2980 - 2 \cdot 15) \cdot 0,65 = 1918 \text{ мм}$. Тавровий переріз показаний на рис. 2.4.

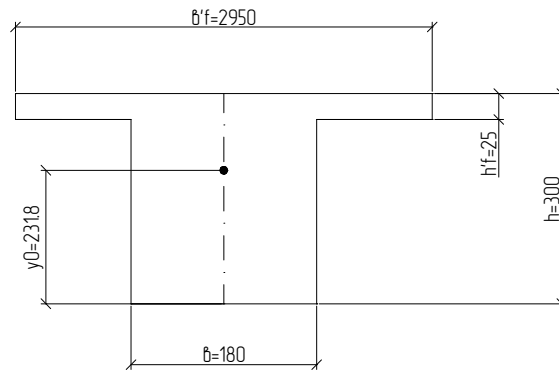


Рисунок 2.4 – Еквівалентний поперечний переріз плити

Робоча висота ребра: $h_0 = h - a = 300 - (20 + 14/2) = 273 \text{ мм}$.

$$\varpi = \alpha - 0,008 R_g = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767.$$

Напруження при електротермічному способі натягу:

$$P = 30 + 90/l = 30 + 90/6 = 45 \text{ МПа.},$$

де $l = 6 \text{ м}$. - довжина натягуваного стержня.

$$\text{Коефіцієнт: } \Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 \cdot \frac{45}{550} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}}\right) = 0,07, \text{ де}$$

$n_p = 2$ - попередньо прийняте число стержнів напруженої арматури.

$\Delta \gamma_{sp} = 0,07 < 0,1$ згідно п. 1.27 [10] приймаємо $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$. Втрати попереднього напруження:

а) від деформації анкерів, розміщених біля натяжних пристроїв.

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = \frac{3,35}{6000} \cdot 19 \cdot 10^4 = 106 \text{ МПа.}, \text{ де}$$

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 14 = 3,35 \text{ мм}; \quad d = 14 \text{ мм.} - \text{ прийнятий діаметр}$$

поздовжньої робочої арматури.

б) від деформації сталюї ферми:

$$\sigma_5 = 30 \text{ МПа.}$$

Попереднє напруження в напружуваний арматурі до обтиснення бетону при коефіцієнті точності натягу $\Delta \gamma_{sp} < 1$ із урахуванням втрат σ_3 і σ_5 ;

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} (1 + \Delta \gamma_{sp}) - \sigma_3 - \sigma_5 = 550(1 - 0,1) - 106 - 30 = 359 \text{ МПа.}$$

Напруження:

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp1}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{359}{680} - 1200 < 0, \text{ прийнято } \Delta\sigma_{sp} = 0.$$

Попереднє напруження в арматурі при невідомому значенні повних втрат для розрахунку приймаємо:

$$\sigma_{sp} = 0,6R_s = 0,6 \cdot 680 = 480 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 408 - 0 = 672 \text{ МПа}.$$

$$\text{При } \gamma_{s2} = 0,9 \quad \sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}.$$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\varpi}{1 + \frac{\sigma_R}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\varpi}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{672}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,545;$$

Умова $M = 44,78 \cdot 10^6 \text{ Нмм} < R_s \cdot e'_f \cdot h_f (h_0 - 0,5h'_f) = 10,35 \cdot 1918 \cdot 30(273 - 0,5 \cdot 30) = 154 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$. виконується, тобто розрахунковий переріз-прямокутник шириною $e'_f = 1918 \text{ мм}$. і $h = 300 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s \cdot e'_f \cdot h_0^2} = 44,78 \frac{3,8 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1918 \cdot 273^2} = 0,030;$$

При $\alpha_m = 0,03$ за таблицею (3) відносна висота стиснутої зони бетону для плити $\xi = 0,03 < \xi_{opt} = 0,545$; Визначаємо $\eta = 1,5$;

Визначаємо коефіцієнт умов роботи:

$$\gamma_{st} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,03}{0,545} - 1\right) = 1,28.$$

Потрібна площа перерізу поздовжньої попередньо напруженої арматури .

$$A_{sp} = \frac{M}{\zeta \cdot \gamma_{st} \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{44,78 \cdot 10^6}{0,985 \cdot 1,15 \cdot 0,680 \cdot 273} = 219,95 \text{ мм}^2.$$

Коефіцієнт армування при $b = 2(75 + 105)/2 = 180 \text{ мм}$ - розрахункова сумарна ширина двох ребер.

$$\mu = \frac{219,95}{180 \cdot 273} = 0,0045 > \mu_{min} = 0,0005.$$

Приймаємо $2\varnothing 14 \text{ Ат-V}$, $A_{sp} = 308 \text{ мм}^2 > 219,95 \text{ мм}^2$. по одному стержню в кожному ребрі.

2.1.8 Розрахунок на міцність похилих перерізів поздовжніх ребер

Робоча висота ребра $h_0=273\text{мм}$.

Розподілене навантаження:

$$g = g_1 + s/2 = 8,37 + 2,02/2 = 9,38 \text{кН/м}.$$

Оскільки $g = 9,38 \text{ кН/м} < g_a = 0,16 \varphi_{s4} (1 + \varphi_n) R_{st} \cdot e = 0,16 \cdot 1,5 \cdot (1 + 0,313) \cdot 0,81 \cdot 180 = 45,94 \text{кН/м}$, то довжину проєкцій найбільш небезпечного похилого перерізу приймаємо: $C = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 273 = 682,5 \text{мм}$, $\varphi_{s4} = 1,5$ - для важкого бетону;

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{st} e \cdot h_0} = 0,1 \frac{124700}{0,81 \cdot 180 \cdot 273} = 0,313 < 0,5, \text{ де}$$

$$P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_e) A_{sp} = (1 - 0,1) \cdot (550 - 100) \cdot 308 = 124700 \text{Н}$$

прийнято орієнтовно, при орієнтовних сумарних втратах $\sigma_L = 100 \text{МПа}$,

Необхідність поперечної арматури:

$$Q = Q_{\max} g \cdot C = 304909,38 \cdot 682,5 = 24088,15 \text{Н} < Q_v = \varphi_{s4} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / C = 1,5 \cdot (1 + 0,373) \cdot 0,81 \cdot 273^2 / 682,5 = 3136 \text{Н}.$$

Приймаємо поперечні стержні $\varnothing 4 \text{Вр-I}$, з $S = 150 \text{мм}$.

Отже, міцність плити на дію нових навантажень забезпечена.

2.2 Перерахунок попередньо напруженої сегментної ферми прольотом 18 м

Необхідно виконати перевірочний розрахунок попередньо напруженої сегментної ферми покриття одноповерхової промислової будівлі прольотом 18 м. Відстань між фермами вздовж будівлі 6 м. Розміри кожної панелі ферми прийняті під плити покриття шириною 3 м. Попередньо напружений нижній пояс армується стержньовою арматурою класу А-IV з натягом на упори механічним способом. Верхній пояс і елементи решітки армуються зварними каркасами із сталі класу А-III, ферма виготовлена з бетону класу В 40, бетонування поясів і решітки виконувалося одночасно, твердіння бетону з пропарюванням.

Характеристики бетону і арматури

Бетон класу В40 при $\gamma_{b2} = 0,9$:

$R_b = 0,9 \cdot 22 = 19,8$ МПа; $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26$ МПа; $R_{bt,ser} = 2,1$ МПа);

$E_b = 32500$ МПа (з врахуванням теплової обробки).

Міцність бетону до моменту обтиску $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 40 = 28$ МПа.

Попередньо напружена арматура – стержньова класу, А-IV:

$R_s = 510$ МПа (з контролюванням лише видовження); $R_{s,ser} = 590$ МПа;

$E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа.

Останні елементи ферми армуються ненапруженою арматурою класу А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $d > 10$ мм; $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа)

2.2.1 Статичний розрахунок ферми

Висота ферми $h = 2,43$ м, що складає $h/l = 2,43/18 \approx 1/7$ прольоту (рекомендується $1/7 \dots 1/9$).

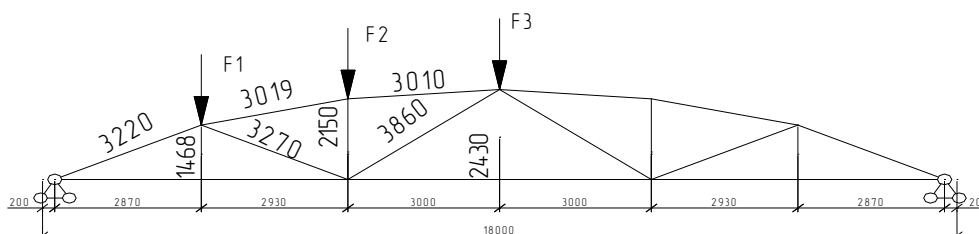


Рисунок 2.5 – Геометрична схема ферми

Розрахунок ферми виконуємо на дію постійних навантажень від покриття, ваги ферми та тимчасового снігового навантаження в І районі за вагою снігового покриття. Рівномірно розподілене навантаження приймаємо з табл. 2.1:

- постійне від покриття характеристичне $g^n = 2,62$ кН/м²;
- постійне від покриття розрахункове $g = 3,074$ кН/м²;

- тимчасове (снігове) характеристичне $g^n=0,5\text{кН/м}^2$;
- тимчасове (снігове) розрахункове $g=0,7\text{ кН/м}^2$ (все короткочасне ,

тобто

$$p_{cd} = 0,7\text{ кН/м}^2, \text{ а } p_{ld} = 0).$$

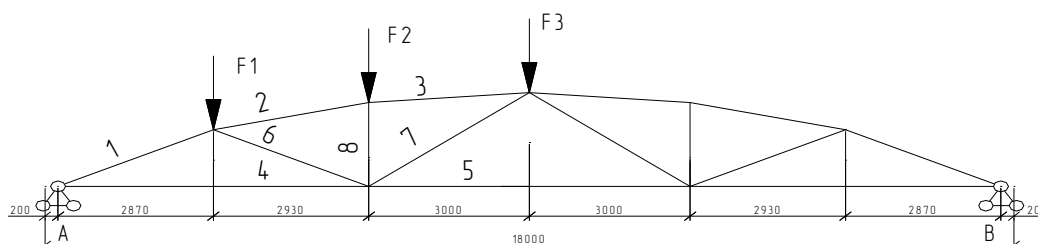


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема ферми

Власна вага ферми 6,5 т , а на 1 м довжини $6,5/17,6=0,37\text{ т}$.

Навантаження від власної ваги ферми на 1 м. довжини становить:

$$g_{ф.н} = 3,7\text{ кН/ м};$$

$$g_{ф} = g_{ф.н} \cdot \gamma_f = 3,7 \cdot 1,1 = 4,1\text{ кН/ м}.$$

Можливі сполучення:

постійне і короткочасне снігове:

нормативне:

$$p_{ser} = g_{ser} + v_{ser} + g_{ф.н} = 15,72 + 3 + 3,7 = 22,42\text{кН/м.}, \text{ де}$$

$$g_{ser} = 2,62 \times 6 = 15,72\text{кН/м}.$$

$$V_{ser} = 0,5 \times 6 = 3\text{кН/м}.$$

Розрахункове:

$$p = 15,72 \times 1,3 + 3 \times 1,4 + 4,1 = 28,73\text{кН/м}.$$

постійне і тривале снігове:

нормативне:

$$p_{l,ser} = g_{l,ser} + g_{ф.н} = 16,02 + 3,7 = 19,72\text{кН/м}.$$

Розрахункове:

$$p_1 = 15,72 \times 1,3 + 1,26 + 4,1 = 29,84 \text{ кН/м.}$$

Зусилля в елементах ферми від визначених вузлових навантажень знаходимо за допомогою діаграми Максвела-Кремони від дії одиничних зусиль F_1 і результати заносимо в таблицю 2.2.

При цьому вузлове навантаження від одиничної сили буде рівним відстані між серединами панелей :

$$F_1 = \frac{2.87 + 2.93}{2} = 2.9 \text{ кН}; F_2 = \frac{2.93 + 3.00}{2} = 2.96 \text{ кН}; F_3 = \frac{3.00}{2} = 1.5 \text{ кН.}$$

Опорна реакція ферми від цього навантаження:

$$N_a = \frac{3.4(1760 - 287) + 2.96(1760 - 580) + 1.5 \cdot 880}{1760} = 5.58.$$

$$N_g = 3.4 + 2.96 + 1.5 - 5.58 = 2.28$$

Таблиця 2.2 – Значення зусиль в елементах ферми

Вид елемента	Номер стержня	Зусилля від 1-х навантажень	Розрахункові зусилля N , кН	
			Постійні і тривалі	Повні
Верхній пояс	1	-17,34	-780	-824
	2	-16,83	-757	-799
	3	-16,34	-735	-776
Нижній пояс	4	15,45	695	734
	5	16,58	746	787
Розкоси	6	0,91	41	43
	7	-0,6	-27	-28
Стояки	8	-0,24	-9	-11

2.2.2 Розрахунок елементів ферми

Розрахунок верхнього пояса

Максимальне розрахункове зусилля по табл.2.2 в стержні 1 $N=824$ кН. Так як в останніх панелях пояса зусилля мало відрізняються від розрахункового, то для уніфікації конструктивного рішення всі елементи верхнього пояса (з урахуванням $\gamma_n=0,95$) армуються по зусиллю $N=824 \cdot 0,95 = 782,8$ кН.

Прийнята арматура класу А-III , $R_s=365$ МПа.

Переріз поясу $b \times h = 24 \times 30$ см ($A=24 \cdot 30 = 720$ см²), довжина панелі $l=301$ см, розрахункова довжина $l_0=0,9 \cdot l=0,9 \cdot 301=271$ см.

Відношення $l_0/b=271/24=11<20$ і $l_0/h=271/30=9$.

Пояс розраховуємо на позacentровий стиск з урахуванням тільки випадкового ексцентриситету e_a , що дорівнює :

$$\frac{1}{30} h = \frac{300}{30} = 10 \text{ мм} = 1 \text{ см} > \frac{1}{600} l = \frac{301}{600} = 0,5 \text{ см.}$$

За умовою перевіряємо несучу здатність перерізу при $e_0 < e_a = 1$ см :

$$N \leq \eta \cdot \varphi \cdot [R_b \cdot A + R_{sc} \cdot (A_s + A'_s)]$$

$824 \text{ кН} < 1 \cdot 0,878 \cdot (19,8 \cdot 720 + 365 \cdot 8,04) \cdot 0,1 = 1509,34 \text{ кН}$, для визначення $\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot v$ попередньо задається із конструктивних міркувань процентом армування $\mu = 1\%$ і вираховуємо:

$A_s + A'_s = \mu \cdot A_b = 0,01 \cdot 24 \cdot 30 = 7,2 \text{ см}^2$, що відповідає 4 $\varnothing 16$ А-III, $A_s = 8,04 \text{ см}^2$

$$v = \frac{R_{sc} \cdot (A_s + A'_s)}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A_b} = \frac{365 \cdot 8,04}{19,8 \cdot 720} = 0,205;$$

відношення $N_{ld}/N=1$, за табл. 2.15 [2] визначаємо $\varphi_b=0,87$ і $\varphi_r=0,89$; тоді:
 $\varphi = 0,87 + 2 \cdot (0,89 - 0,87) \cdot 0,205 = 0,878$;

коефіцієнт $\eta = 1$, так як $h=24 > 20$ см.

Перевіряємо міцність елемента з урахуванням впливу прогину, так як $l_0/h=9 > 4$.

Визначаємо умовну критичну силу N_{crc} :

$$N_{crc} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I}{\varphi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_l} + 0,1 \right) + \alpha \cdot I_s \right],$$

$$\text{де } I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{24 \cdot 30^3}{12} = 54000 \text{ см}^4; \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,325 \cdot 10^5} = 6,154;$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{1ld}}{M_1} = 1 + 1 = 2;$$

$\mu = 1\%$; $\beta = 1$ – для важкого бетону, $M_{1ld} = M_1$;

$$I_s = \mu \cdot b \cdot h_0 \cdot (0,5h - a)^2 = 0,01 \cdot 24 \cdot 26 \cdot (0,5 \cdot 30 - 4)^2 = 755 \text{ см}^4;$$

$$\delta_1 = e_0/h = 0,01/0,3 = 0,033;$$

$$\delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{271}{30} - 0,01 \cdot 19,8 = 0,212,$$

$$\text{приймаємо } \delta_1 = \delta_{l,\min} = 0,212.$$

$$N_{crc} = \frac{6,4 \cdot 32500 \cdot 100}{271^2} \cdot \left[\frac{54000}{2} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,212} + 0,1 \right) + 6,154 \cdot 755 \right] = 5074 \text{ кН.}$$

$$\text{Коефіцієнт: } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crc}}} = \frac{1}{1 - \frac{824}{5074}} = 1,19,$$

$$\text{тоді відстань } e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 1,19 + 0,5 \cdot 30 - 4 = 12,19 \text{ см.}$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,692}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,692}{1,1} \right)} = 0,545,$$

$$\text{де } \omega = 0,85 - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,692;$$

$$\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ МПа (при } d > 10 \text{ мм А-III).}$$

Відносна поздовжня сила:

$$n_1 = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{824 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 22 \cdot 0,24 \cdot 0,26} = 0,667 > \zeta_R = 0,545;$$

$$m = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{824 \cdot 12,19 \cdot 10}{0,9 \cdot 22 \cdot 24 \cdot 26^2} = 0,330;$$

$$\delta' = a/h_0 = 4/26 = 0,154.$$

За $n_1 = 0,667 > \zeta_R = 0,584$, необхідну площу симетрично розміщеної арматури визначаємо за формулою:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{m - n_1 \cdot (1 - 0,5 n_1)}{1 - \delta'} = \frac{0,9 \cdot 22 \cdot 0,24 \cdot 0,26}{365} \cdot \frac{0,330 - 0,667 (1 - 0,5 \cdot 0,667)}{1 - 0,154} = -0,04 < 0.$$

Отримуємо від'ємне значення, відповідно за розрахунком на позacentровий стиск з урахуванням впливу прогину при прийнятому перерізі пояса 24x30 см

арматура не потрібна, тому залишаємо розміри верхнього поясу однаковим з нижнім і армування за розрахунком з випадковим ексцентриситетом $e_0 = e_a$, тобто приймаємо 4 Ø 16 А-III, $A_s = 8,04 \text{ см}^2$. Поперечні стержні приймаємо Ø 5Вр-I з кроком $S = 200 \text{ мм}$.

Розрахунок елементів решітки

Розраховуємо розкіс решітки 7, який зазнає стиску максимальним зусиллям $N = 28 \text{ кН}$, з урахуванням коефіцієнта $\gamma_n = 0,95$: $N = 0,95 \cdot 28 = 26,6 \text{ кН}$. Геометрична довжина розкосу $l = 386 \text{ см}$. Розрахункова довжина розкосу $l_0 = 386 \cdot 0,9 = 347 \text{ см}$. Необхідний розмір поперечного перерізу приймаємо $15 \times 15 \text{ см}$. Мінімальне конструктивне армування $A'_s + A_s = 4,52 \text{ см}^2$. Коефіцієнт армування $\mu = 0,02$; знаходимо коефіцієнт при $Nl/N = 0,6/28 = 0,01$;

$l_0/h = 347/13 = 23$. $\phi_v = 0,72$; $\phi_s = 0,73$; $\alpha = 0,0113 \cdot 365/19,8 = 0,21$; $\phi = 0,72$; $\mu l = 0,9$ при $h = 20 \text{ см}$. Необхідний переріз арматури $A'_s + A_s = (28 \times 10 - 0,9 \times 0,72 \times 19,8 \times 225) + (0,9 \times 0,72 \times 365) < 0$. Слід залишити конструктивну арматуру $A_s = 4,52 \text{ см}^2$. (Ø 12 А-III).

Розтягнутий розкіс 6. Зусилля розтягу $N = 43 \text{ кН}$; $Nl = 41 \text{ кН}$, а з врахуванням коефіцієнта $\gamma_m = 1,25$; $Nld = Nl / \gamma_m = 41/1,25 = 32,8 \text{ кН}$. Переріз розкоса приймаємо $15 \times 15 \text{ см}$. Необхідний переріз розтягнутої арматури:

$$A_s = N/R_s = 430/365 = 1,18 \text{ см}^2;$$

$$\text{для } 4\text{Ø } 12 \text{ А-III, } A_s = 4,52 > 1,51 \text{ см}^2; \mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{1,52}{15 \cdot 12} = 0,025 > \mu_{\min} = 0,001.$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин $a_{\text{крс}}$ за дії зусиль від постійних і тимчасових навантажень з урахуванням коефіцієнта $\gamma_f = 1$:

$$N^n = Nld$$

$$\sigma_s = N^n / A_s = 32800 / 4,52 = 7256 \text{ Н/см}^2 = 72,56 \text{ МПа}.$$

$$a_{\text{крс}} = \gamma_l \cdot \eta \cdot \delta \cdot \lambda \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot d,$$

де γ_l - коефіцієнт, що приймається при короткочасній дії навантаження рівним $\gamma_l = 1,6 - 15 \cdot \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,025 = 1,58$;

η - коефіцієнт, що приймається рівним для стержневої арматури $\eta=1,0$;

δ - коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d \cdot (1 + 2\alpha \cdot \mu)} = \frac{6,154}{1,06 \cdot (1 + 2 \cdot 6,154 \cdot 0,025)} = 5,00;$$

λ - коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\lambda = 2 \cdot (1 - 1/e^w) = 2 \cdot (1 - 1/2,718^{1,3}) = 1,46.$$

w - коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\omega = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{72,56}{29}}{5,00} = 1,3.$$

$$a_{crc} = 1,58 \cdot 1,0 \cdot 5,00 \cdot 1,46 \cdot \frac{72,56}{20 \cdot 10^4} \cdot 12 = 0,05 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,2 \text{ мм}.$$

Приймаємо арматуру і переріз розкосу аналогічний розкосу 6.

Розрахунок нижнього поясу

Розрахунок за граничним станом першої групи

Максимальне розрахункове зусилля згідно таблиці 2.2 приймаємо по стержню 5 : $N = 787 \cdot 0,95 = 747,65 \text{ кН}$.

Визначаємо площу перерізу напруженої арматури при армуванні стержневою арматурою класу А-IV , $\gamma_{s6}=1,15$:

$$A_{sp} = \frac{N}{R_s \cdot \gamma_{s6}} = \frac{747,65 \cdot 10}{510 \cdot 1,15} = 12,74 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 Ø 22 А-IV з $A_{sp}=15,20 \text{ см}^2$.

Розрахунок за граничним станом другої групи

Для розрахунку нижнього пояса на тріщиностійкість рекомендовано врахувати згинаючі моменти, що виникають в результаті жорсткості вузлів, введенням дослідного коефіцієнта $\gamma_i=1,15$ і $\gamma_n=0,95$.

Розрахункове зусилля дорівнює:

- при врахуванні всіх навантажень з коефіцієнтом $\gamma_f > 1$, $N = 747,65 \text{ кН}$;

- теж з коефіцієнтом $\gamma_f=1,25$ $N^n = \frac{747,65}{1,25} = 598,12 \text{ кН}$.

При відношенні модулів пружності $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{0,325 \cdot 10^5} = 5,85$.

Прийняті характеристики:

- контрольне напруження за натягу арматури $\sigma_{sp}=562$ МПа;
- міцність бетону до моменту обтиску $R_{bp}=32$ МПа;
- коефіцієнт точності натягу арматури при підрахунку втрат $\gamma_{sp}=1$, те ж

при розрахунку виникнення тріщини $\gamma_{sp}=0,9$.

Втрати попереднього напруження арматури (натягування на упори) :

Перші втрати.

- від релаксації напружень, сталі при механічному способі натягу:

$$\sigma_1 = (0,22\sigma_{sp} / R_{sp,ser} - 0,1) \sigma_{sp} = (0,22 \cdot 562/590 - 0,1) 562 = 61,57 \text{ МПа};$$

- від температурного перепаду при $\Delta t=65^\circ\text{C}$:

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,2 \text{ МПа};$$

- від деформації анкерів за натягу на жорсткі упори стенду до бетонування

(при $\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 22 = 4,55$ мм):

$$\sigma_3 = E_s \cdot \frac{\Delta l}{l} = 1,9 \cdot 10^5 \cdot \frac{4,55}{18000} = 48 \text{ МПа}.$$

Зусилля обтиску бетону з врахуванням втрат $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при $\gamma_{sp}=1$.

$$P_1 = \gamma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 1 \cdot 15,2 \cdot (562 - 62 - 81 - 48) = 563,90 \text{ кН}.$$

Напруження обтиску бетону від дії зусилля P_1 :

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_b = 563,9 \cdot 10 / 720 = 7,83 \text{ МПа}.$$

Відношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 7,8 / 32 = 0,24 < \alpha = 0,6$, для бетону В40;

- від швидкоплинної повзучості :

$$\sigma_6 = 42,5 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 42,5 \cdot 0,24 = 10,2 \text{ МПа}.$$

Сумарні значення перших втрат:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 62 + 81 + 48 + 10,2 = 201,2 \text{ МПа}.$$

Напруження в арматурі за врахуванням перших втрат:

$$\sigma_{01} = \sigma_{sp} - \sigma_{los1} = 562 - 201,2 = 360,8 \text{ МПа}.$$

Зусилля попереднього обтиску бетону з урахуванням перших втрат:

$$P_{01} = \sigma_{01} \cdot A_{sp} \cdot 10^{-1} = 360,8 \cdot 15,2 \cdot 10^{-1} = 548,42 \text{ кН.}$$

Напруження в бетоні від дії зусилля P_{01} :

$$\sigma_{bp} = P_{01} / A_{red} = 548,42 \cdot 10 / 720 = 7,61 \text{ МПа.}$$

Другі втрати. Від усадки бетону відповідного класу підданого тепловій обробці $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$;

Від повзучості бетону: $\sigma_{bp} / R_{bp} < 0,75 \text{ МПа}$.

$$\sigma_9 = 170(\sigma_{bp} / R_{bp}) = 170 \cdot 0,24 = 40,8 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 7,61 / 32 = 0,24.$$

Сумарні значення других втрат:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 40,8 = 75,8 \text{ МПа.}$$

Повні втрати попереднього напруження:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 201,2 + 75,8 = 277 > 100.$$

Напруження в арматурі за врахуванням всіх втрат:

$$\sigma_{02} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 562 - 277 = 285 \text{ МПа.}$$

Розрахункове відхилення напружень при механічному способі натягу:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{P}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right) = 0,5 \cdot \frac{28,1}{562} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}} \right) = 0,037 < 0,1,$$

$$P = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 562 = 28,1 \text{ МПа. Прийнято } \Delta \gamma_{sp} = 0,1.$$

$$\text{Значення } \gamma_{sp}: \quad \gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9;$$

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta \gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1;$$

Повне зусилля обтиску бетону при $\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9 \text{ кН}$.

$$P_{02} = A_{sp} (\sigma_{sp} - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9)) = 15,2 \cdot (562 - 272) = 440,8 \text{ кН.}$$

Зусилля, яке сприймається перерізом, нормальним до повздовжньої осі елемента, при виникненні тріщин:

$$N_{crc} = \gamma_i \cdot [R_{bt,ser} \cdot (A + 2 \cdot \alpha \cdot A_{sp}) + P_{02}] = 0,85 \cdot [2,1 \cdot (24 \cdot 30 + 2 \cdot 5,85 \cdot 15,2) + 440,8] = 197,7 \text{ Кн}$$

де γ_i – коефіцієнт, що враховує зниження тріщиностійкості в наслідок жорсткості вузлів ферми.

$$N_{crc} = 197,7 \text{ кН} < N^n = 598,12 \text{ кН,}$$

Так як $N_{crc}=197,7 \text{ кН} < N^n = 598,12 \text{ кН}$, то тріщиностійкість перерізу не забезпечена і тому необхідний розрахунок за розкриттям тріщин.

Перевіряємо ширину розкриття тріщин.

Розрахункове нормативне зусилля N^n від дії всіх навантажень при $\gamma_f = 1$, $N^n = 598,12 \text{ кН}$.

Ширину розкриття тріщин перевіряємо за формулою: $a_{crc} = \varphi_l \cdot \eta \cdot \delta \cdot \lambda \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot d$,

де φ_l - коефіцієнт, що приймається при короткочасній дії навантаження рівним 1,0;

η - коефіцієнт, що приймається для стержньової арматури періодичного профілю рівним 1,0.

δ - коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d \cdot (1 + 2\alpha \cdot \mu)} = \frac{5,85}{1,4 \cdot (1 + 2 \cdot 5,85 \cdot 0,025)} = 2,96, \text{ де}$$

$$\varphi_d = 1 + 0,175 \frac{d^2 - 1}{d - 0,5} = 1 + 0,175 \cdot \frac{2,2^2 - 1}{2,2 - 0,5} = 1,40$$

μ - коефіцієнт армування перерізу:

$$\mu = A_{s1}/b \cdot h_0 = 15,2/(22 \cdot 28) = 0,025;$$

λ - коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\lambda = 2 \cdot (1 - 1/e^w) = 2 \cdot (1 - 1/2,718^{2,98}) = 1,89;$$

w - коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$w = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{103,5}{29}}{2,96} = 2,41.$$

Приріст напруг у розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{(N^n - P)}{A_{sp}} = \frac{(598,12 - 440,8)}{15,2} \cdot 10 = 103,5 \text{ МПа.}$$

Ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:

$$a_{crc} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,96 \cdot 1,89 \cdot \frac{103,5}{19 \cdot 10^4} \cdot 22 = 0,07 \text{ мм.}$$

Так як $a_{crc} = 0,07 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,3 \text{ мм}$

Ширина розкриття тріщин менше допустимої.

Для стиснутого стояка $8 N = -11 \text{ кН}$. Приймаємо переріз і арматуру аналогічну розкосу 7, який є теж стиснутий. Міцність в стояку забезпечена, так як в розкосі виникають більші стискуючі зусилля. Поперечна арматура ($4\varnothing \text{Вр-1}$).

Отже, міцність ферми на дію нових навантажень забезпечена.

2.3 Перевірка стійкості основ та фундаментів

2.3.1 Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

Для визначення типу ґрунтових умов за просіданням визначимо можливе просідання просідаючої товщі від власної ваги ґрунту при його замочуванні до $S_r = 0,8$ для чого:

1. Ділимо просідаючу товщу (в межах ІГЕ) на окремі розрахункові шари товщиною $h_i \leq 2 \text{ м}$ (див. табл. 3.5).

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

Для ІГЕ - 2: - вологість замоченого ґрунту:

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

- 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 ІГЕ - 3: - вологість замоченого ґрунту $W_{sat} = \frac{0,8 \cdot 0,91 \cdot 1,0}{2,70} = 0,270$;

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

3. Визначаємо напруження в ґрунтовому масиві, які виникають від власної ваги замоченого ґрунту на нижній межі кожного розрахункового шару:

$$\sigma_{zg, sat} = \sum_{i=1}^n \gamma_{sat, i} \cdot h_i \text{ (див. табл. 2.3).}$$

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

5. З графіків $\varepsilon_{sl,i} = f(\sigma_{zg,sat,i})$ (рис. 2.7, 2.8) визначаємо початковий тиск просідання p_{sl} відповідного ІГЕ і відносне просідання $\varepsilon_{sl,i}$ для кожного розрахункового шару. Якщо $\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$ (напруження в середині розрахункового шару менше початкового тиску просідання p_{sl} відповідного ІГЕ), то ґрунт в розрахунковому шарі вважаємо при цьому тиску непросідаючим.

6. Визначаємо просідання $S_{sl,i}$ кожного розрахункового шару просідаючої товщі: $S_{sl,i} = \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}$, де $k_{sl,i} = 1,0$ при визначенні просідання від власної ваги ґрунту.

7. Визначаємо загальне просідання всієї товщі за формулою: $S_{sl} = \sum_{i=1}^n S_{sl,i}$.

Таблиця 2.3 – Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

№ ПГЕ	Назва ґрунту	Товщина ПГЕ, м	Питома вага замоченого ґрунту γ_{sat} , $кН/м^3$	Товщина розрахункового шару h_i , м	$\sigma_{zg,sat}$, кПа	$\sigma_{zg,sat,i}$, кПа	$\varepsilon_{sl,i}$	$S_{sl,i}$, м
ПГЕ -2	Супісок твердий, просідаючий	8,0	18,5	2,0	37,00	18,50	$\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$	0,000
				2,0	74,00	55,50		0,000
				2,0	111	92,5		0,01
				2,0	148	129,5	0,013	0,026
ПГЕ -3	Суглинок твердий, просідаючий	3,3	17,9	2,0	183,8	165,9	0,014	0,028
				1,3	207,07	195,44	0,021	0,042
Σ								0,116

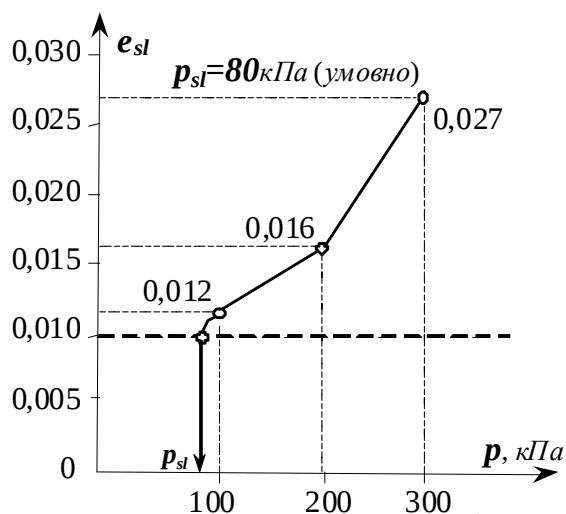


Рисунок 2.7 – Графік залежності $\varepsilon_{sl} = f(p)$ для ІГЕ – 2.

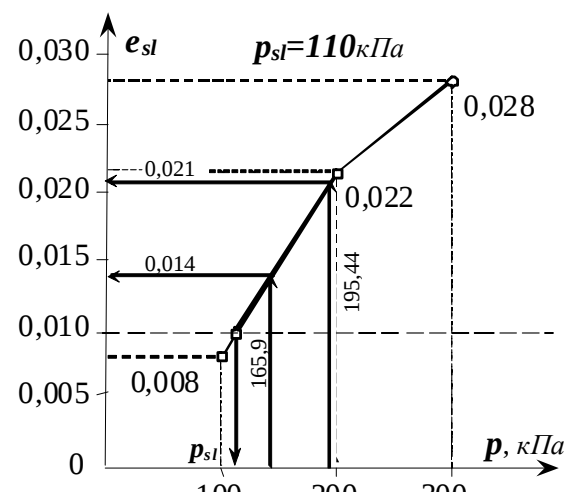


Рисунок 2.8 – Графік залежності $\varepsilon_{sl} = f(p)$ для ІГЕ – 3.

Просідання всієї товщі $s_{sl}=0,079\text{ м}=11,6\text{ см}>5\text{ см}$. Отже, ґрунтові умови відносяться до II-го типу за просіданням.

2.3.2 Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Будівельний майданчик має спокійний рельєф. На майданчику пробурено три свердловини глибиною 18м кожна. Бурінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

ІГЕ - 1 - ґрунтово-рослинний, товщиною 0,5м;

ІГЕ - 2 - супісок твердий просідаючий, товщиною 7,5 - 8,0м;

ІГЕ - 3 - суглинок твердий просідаючий, товщиною 3,0 – 3,3м;

ІГЕ - 4 - глина напівтверда, товщиною 6,3 - 6,7м.

Ґрунтові води знайдено на глибині 14,2м.

2.3.3 Збір навантажень на фундаменти

Збір навантажень на фундаменти виконуємо згідно з конструктивною схемою і ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи.

Оскільки будівля є каркасного типу, то для збору навантажень на фундаменти виконуємо статичний розрахунок поперечної рами будівлі. Розрахунки виконані на ПЕОМ в програмі “Ли́ра” (результати розрахунку див. нижче).

2.3.4 Перевірка несучої здатності пальових фундаментів

Визначення несучої здатності паль виконуємо на ПЕОМ за програмою “PALA” (результати розрахунку див. нижче).

Приймаємо палю довжиною 12 м та перерізом 300 x 300 мм.

Несучу здатність F_d висячої забивної палі та палі-оболонки визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 1 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 4679 \cdot 0.09 + 1.2 \cdot 386.5) = 1367.04 \text{ кН}, \text{ де } \gamma_c$$

коефіцієнт роботи палі в ґрунті, $\gamma_c = 1.0$;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

A – площа перерізу палі;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі;

f_i – розрахунковий опір i -того шару ґрунту основи, на боковій поверхні палі;

h_i – товщина i -того шару ґрунту, що стикається з боковою поверхнею палі;

γ_{cR} і γ_{cf} – коефіцієнти умови роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на боковій поверхні палі, які враховують вплив способу занурення палі на розрахунковий опір ґрунту.

Схему палевого фундаменту наведено на рис. 2.9.

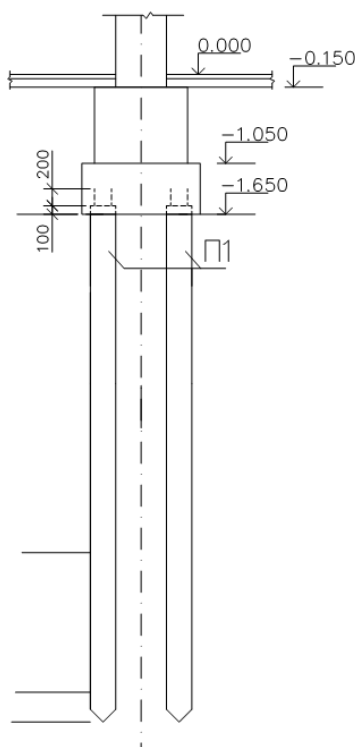


Рисунок 2.9 – Схема палевого фундаменту

Допустиме навантаження на палю $P = F_d / 1.4 = 1367.04 / 1.4 = 976.4 \text{ кН}$.

2.3.5 Перевірка несучої здатності пальового фундаменту під колону крайнього ряду

Діючі навантаження в рівні обрізу фундаменту:

$$N_I = 4103,73 \text{ кН};$$

$$M_I = 2174,9 \text{ кНм};$$

$$Q_I = 182,7 \text{ кН}.$$

Приймаємо конструкцію фундаменту з 9-ти паль.

Перевіряємо фактичне навантаження, що діє на палю за формулою:

$$N_{\max} = \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_I + Q_I \cdot h) \cdot x}{\sum x_i^2} = \frac{4103,73 + 319,6}{9} + \frac{(2174,9 + 182,7 \cdot 1,4) \cdot 1,2}{6 \cdot 1,2^2} = 825,4 \text{ кН} < P = 976,4 \text{ кН};$$

$$N_{\min} = \frac{N_I + G_{pl}}{n} - \frac{(M_I + Q_I \cdot h) \cdot x}{\sum x_i^2} = \frac{4103,73 + 286,48}{9} - \frac{(2174,9 + 182,7 \cdot 1,4) \cdot 1,2}{6 \cdot 1,2^2} = 150,2 \text{ кН} > 0, \text{ де}$$

вага ростверку

$$G_{pl} = (3,0 \cdot 3,0 \cdot 0,6 + 2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,8) \cdot 25 \cdot 1,1 + (0,5 \cdot (2,4 + 3,0) \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 4) \cdot 14,9 \cdot 1,15 = 319,6 \text{ кН};$$

$n = 9$ – кількість паль;

x – віддаль від головної осі до осі крайньої палі;

x_i – віддаль від головної осі до осі кожної палі;

h – віддаль від підшви ростверку до його обрізу.

Оскільки $N_{\max} = 825,4 \text{ кН} < P = 976,4 \text{ кН}$ – то дана конструкція фундаменту задовільняє умові несучої здатності і фундамент є достатній.

2.3.6 Розрахунок пальового фундаменту під колону крайнього ряду за деформаціями

Визначаємо осідання фундаменту на висячих палях як осідання умовного фундаменту за методиками, що застосовуються для фундаментів мілкового закладення.

Для знаходження обрізів умовного фундаменту обчислюємо:

$$\bar{\varphi}_{II} = \frac{23 \cdot 4,8 + 23 \cdot 6,9}{11,7} = 23^\circ.$$

Перевіряємо виконання умови

$$\bar{P} = \frac{N_{II} \cdot G_{II}}{A} = \frac{3747,14 + 6606,1}{26,5} = 390,7 \text{ кПа} < R = 1397,8 \text{ кПа, де}$$

$$G_{II} = G_{\text{паль}} + G_{\text{ростверку}} + G_{\text{грунту}} = 421,2 + 250,2 + 5934,7 = 6606,1 \text{ кН, де}$$

$$G_{\text{паль}} = V_{\text{паль}} \cdot \gamma = 0,16 \cdot 11,7 \cdot 9 \cdot 25 = 421,2 \text{ кН;}$$

$$G_{\text{ростверку}} = V_{\text{ростверку}} \cdot \gamma = (3,0 \cdot 3,0 \cdot 0,6 + 2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,8) \cdot 25 = 250,2 \text{ кН;}$$

$$G_{\text{грунту}} = V_{\text{грунту}} \cdot \bar{\gamma} = 337,2 \cdot 17,6 = 5934,7 \text{ кН;}$$

$$V_{\text{грунту}} = V_{\text{ум фун-та}} - (V_{\text{ростверка}} + V_{\text{паль}}) = (5,15 \cdot 5,15 \cdot 13,9 - 2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,8) - (10,0 + 16,8) = 337,2 \text{ м}^3;$$

$$\bar{\gamma} = \frac{15,7 \cdot 7 + 19,5 \cdot 6,9}{13,9} = 17,6 \text{ кН / м}^3;$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right] = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} \times \\ \times [0,69 \cdot 1,0 \cdot 5,15 \cdot 19,5 + 3,65 \cdot 13,9 \cdot 17,6 + 6,24 \cdot 25] = 1397,8 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову

$$P_{\max} = \frac{N_{II} + G_{II}}{A} + \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot h}{W} = \frac{3747,14 + 6606,1}{26,5} + \frac{2005,84 + 166,71 \cdot 13,1}{22,8} = 574,4 \text{ кПа} < 1,2R = \\ = 1,2 \cdot 1397,8 = 1677,4 \text{ кПа;}$$

$$P_{\min} = \frac{N_{II} + G_{II}}{A} - \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot h}{W} = \frac{3747,14 + 6606,1}{26,5} - \frac{2005,84 + 166,71 \cdot 13,1}{22,8} = 206,9 \text{ кПа} > 0, \text{ де}$$

$N_{II} = 3747,14 \text{ кН}$, $M_{II} = 2005,84 \text{ кН}$, $Q_{II} = 166,71 \text{ кН}$ – нормативні значення відповідно поперечної сили, моменту, повздовжньої сили на обрізі фундаменту.

$$A = b^2 = 5,15^2 = 26,5 \text{ м}^2;$$

$$W = b^3/6 = 5,15^3/6 = 22,8 \text{ м}^3;$$

$h = 13,1 \text{ м}$ – відстань від підшви фундаменту до обрізу фундаменту.

Подальший розрахунок осадки фундаменту виконано на ЕОМ.

Деформації фундаменту $s = 9,6 \text{ см} < s_u = 12 \text{ см}$.

2.3.7 Перевірка необхідної кількості паль

Фундамент під крайню колону по осі А:

$$N_I = 778.2 \text{ кН}$$

$$M_I = 30.6 \text{ кН}$$

$$Q_I = 12.6 \text{ кН}$$

Визначаємо кількість паль n для сприйняття навантаження N_I :

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{778.2}{478.3} = 1.68$$

Приймаємо дві палі і перевіряємо їх при максимальному завантаженні

$$G_{PI} = 1.4 \cdot 1.4 \cdot 1.5 \cdot 20 \cdot 1.2 = 70.56 \text{ кН};$$

$$G_{nI} = 0.3 \cdot 0.3 \cdot 11.7 \cdot 25 \cdot 1.1 = 28.96 \text{ кН};$$

$$N = G_{nI} + \frac{N_I + G_{PI}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h) x}{\sum x_i^2} = 28.96 + \frac{778.2 + 70.56}{2} + \frac{(30.6 + 12.6 \cdot 1.5) \cdot 0.45}{3 \cdot 0.45^2} = 508.34 \text{ кН};$$

$$N = 508.34 \text{ кН} \geq P = 478.3 \text{ кН}$$

Умова не виконується. Приймаємо три палі і перевіряємо:

$$N = G_{nI} + \frac{N_I + G_{PI}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h) x}{\sum x_i^2} = 28.96 + \frac{778.2 + 70.56}{3} + \frac{(300.6 + 12.6 \cdot 1.5) \cdot 0.45}{3 \cdot 0.45^2} = 366.88 \text{ кН}.$$

$$N = 366.88 \text{ кН} \leq P = 478.3 \text{ кН}.$$

Остаточно приймаємо три палі С120.30

Фундамент під крайню колону по осі Г:

$$N_I = 258.9 \text{ кН}$$

$$M_I = 52.36 \text{ кН}$$

$$Q_I = 23.56 \text{ кН}$$

Визначаємо кількість паль n для сприйняття навантаження N_I :

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{258.9}{478.3} = 0.54$$

Приймаємо дві палі і перевіряємо їх при максимальному завантаженні

$$G_{PI} = 1.4 \cdot 1.4 \cdot 1.5 \cdot 20 \cdot 1.2 = 70.56 \text{ кН};$$

$$G_{nI} = 0.3 \cdot 0.3 \cdot 11.7 \cdot 25 \cdot 1.1 = 28.96 \text{ кН};$$

$$N = G_{nl} + \frac{N_I + G_{PI}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} = 28.96 + \frac{258.9 + 70.56}{2} + \frac{(52.36 + 23.56 \cdot 1.5) \cdot 0.45}{2 \cdot 0.45^2} = 294.11 \text{ кН};$$

$$N = 294.11 \text{ кН} \leq P = 478.3 \text{ кН}. \text{ Остаточно приймаємо дві палі С120.30}$$

Отже, розрахований фундамент відповідає реальному, а тому існуючий фундамент не потребує підсилення.

Висновки до розділу 2

1. Проведено перевірочний розрахунок збірних залізобетонних ребристої плити покриття та несучої сегментної ферми покриття на нові навантаження. Несуча здатність існуючих конструкцій дозволяє їх використання в умовах нових навантажень, що будуть діяти після реконструкції будівлі складу під під азотно-кисневу станцію.

2. Виконано збір навантажень на основи та існуючі фундаменти будівлі від нових діючих зовнішніх та внутрішніх впливів на будівлю й власної ваги конструкцій. Розрахований фундамент відповідає реальному, а тому існуючий фундамент не потребує підсилення.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Мета та задачі наукових досліджень

Метою даної роботи є чисельне моделювання напружено-деформованого стану та оцінка міцнісних характеристик повномасштабних згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення вуглецевим полотном з урахуванням різних схем підсилення.

Для досягнення зазначеної **мети** були поставлені наступні **задачі**:

- з урахуванням експериментально отриманих нелінійних механічних властивостей бетону та сталі, з використанням скінченноелементного розрахункового комплексу розробити методику чисельного моделювання підсиленої вуглецевим полотном Sika Wrap залізобетонної балки;
- використовуючи МСЕ обчислити напружено-деформований стан (НДС) елементів конструкції згинальних залізобетонних балок, підсилених композитним полотном за різними схемами підсилення;
- виконати порівняльний аналіз розрахункових даних з експериментальними та встановити ефективність різних схем підсилення згинальних залізобетонних балок композитним полотном.

3.2 Актуальність питання підсилення залізобетонних згинальних конструкцій полімер-композитними матеріалами

Починаючи із 70 – 80 років XX століття в світовій практиці почали широкого застосовуватись у якості підсилення розтягнутої зони залізобетонних згинальних конструкцій композитні матеріали, які приклеювались до поверхні бетону епоксидним клеєм. Дана технологія була запозичена із космічних та авіаційних галузей і є інноваційною в будівництві. Найбільшого розповсюдження одержали композити з арамідних, скляних та вуглецевих волокон (AFRP, GFRP, CFRP - відповідно: Aramid -, Glass -, Carbon Fibre Rienforced Polimer). Полімерні композити указаних типів одержують шляхом втоплювання і спресовування

відповідних волокон в матрицю з епоксидної смоли. Їх виготовляють у вигляді стержнів, стрічок і полотен. При підсиленні існуючих залізобетонних елементів композитні матеріали використовують, як додаткову зовнішню арматуру, приклеєну до їх поверхонь в зонах підсилення. В країнах Європи широко використовуються композитні матеріали швейцарської фірми Sika [16, 17].

Одним із тих, хто започаткував вивчення роботи підсилених вуглепластиком залізобетонних конструкцій був U. Meier [18-31], який починаючи з 1985 року на базі двадцяти шести залізобетонних балок досліджував роботу стрічок CFRP. Зразки мали розміри 152×254×2007 мм, та були мінімально заармовані в нормальному перерізі (2Ø8 мм – верхня та нижня арматура) та максимально у поперечному перерізі (Ø6,35 мм з кроком 216 мм).

В результаті випробування контрольних та підсилених зразків, була виявлена ефективність такого підсилення. Підсилені балки показали збільшення тримкої здатності та жорсткості в два рази.

В останнє десятиліття, армовані полімер-композити (АПК) набули широкого використання в США для зміцнення конструктивних елементів залізобетонних мостів. Багатьма дослідниками виявлено, що використання АПК є ефективним, надійним і економічно ефективним засобом підсилення та продовження ресурсу використання ЗБ конструкцій [23-27]. В даний час в Американський інститут бетону (США) працює над створенням рекомендацій та стандартів застосування АПК до ЗБ конструкцій.

Одним із масштабних прикладів використання АПК є підсилення моста Horsetail Creek Bridge (рис. 3.1), який був споруджений в 1914 році в США (штат Орегон) [28-30].

Міст був класифікований як структурно недосконалий. Він не був спроектований, щоб витримувати навантаження, які поширені сьогодні. У 1998 році Департамент транспорту штату вирішив застосувати АПК для зміцнення тримких балок моста. Використання АПК вважалося вигідним у зв'язку з історичної цінністю моста. Вантажопідйомність моста була збільшена за рахунок застосування полімер-композитів армованих скловолокном та вуглепластиком.



Рисунок 3.1 – Підсилення конструкції моста «Horsetail Creek Bridge», США (Орегон) вуглепластиковим композитним волокном

Одним з потужних засобів дослідження поведінки армованих АПК залізобетонних конструкцій є комп'ютерне моделювання з використанням програмних кодів, які базуються на методі скінченних елементів (МСЕ), наприклад ANSYS та ABAQUS. Успішне підсилення моста Horsetail Creek Bridge стало поштовхом для інтенсивної розробки нових методик прогнозування поведінки ЗБ конструкцій з використанням комп'ютерного скінченноелементного моделювання. Отримані у ході науково-експериментальних досліджень і рекомендації для подальших досліджень подані у праці [32].

У світовій практиці багато наукових праць присвячено моделюванню поведінки підсилених залізобетонних конструкцій з використанням МСЕ [32-36]. В оглядовій статті [33] виконано аналіз 12 наукових праць, які присвячені експериментальним та аналітичним дослідженням впливу армованих полімерів на міцнісні характеристики залізобетонних балок.

3.3 Конструкція дослідних зразків та механічні властивості матеріалів

Загалом було виготовлено дванадцять дослідних балок номінальними розмірами $100 \times 160 \times 2000$ мм (рис. 3.2). Дослідні зразки армувались таким чином,

щоб запобігти виникненню похилих тріщин та забезпечити мінімальне армування нормальних перерізів. Усі балки армували поздовжньою робочою стержневою арматурою 2Ø10 А 500С та поперечною арматурою Ø6 А 240С, яка встановлювалась з кроком 50 мм, крім зони чистого згину.

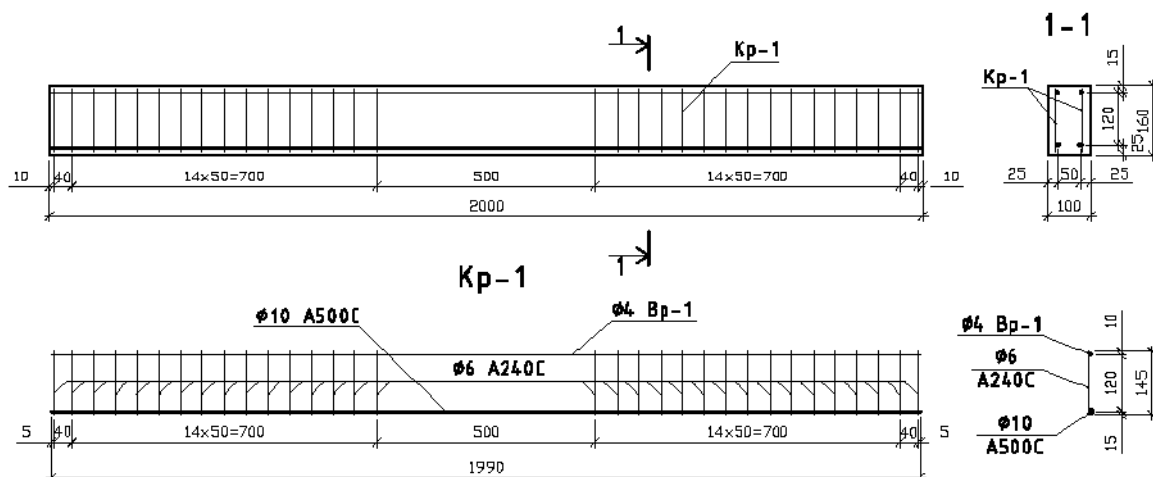
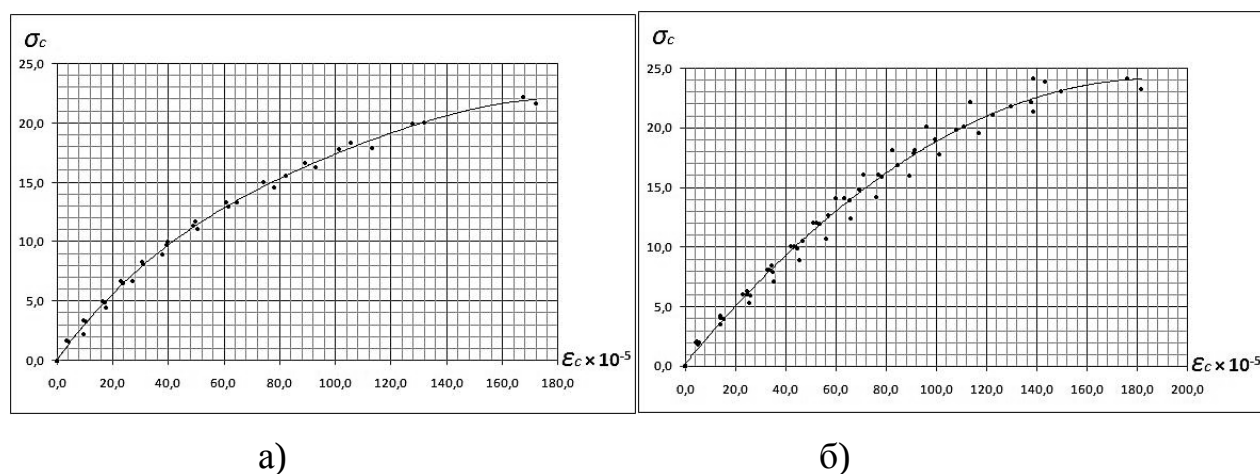


Рисунок 3.2 – Конструкція та схема армування дослідних балок

За результатами випробування призм було побудовано діаграми деформування бетону $\sigma_c - \epsilon_c$ (рис. 3.3).

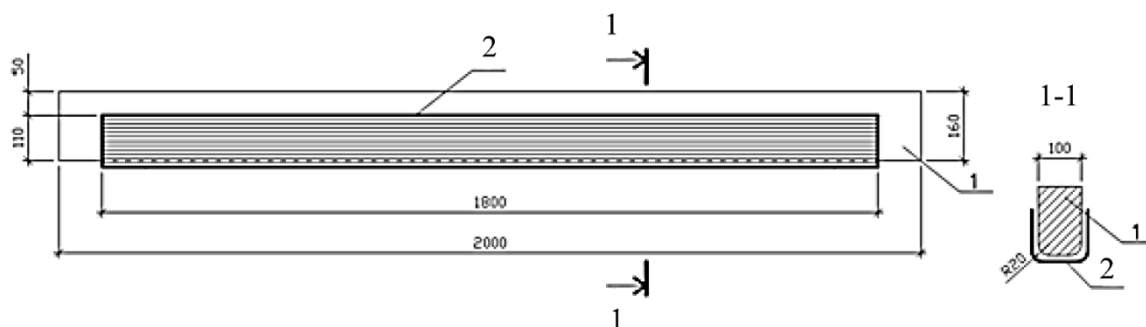


а) – у віці 55 – 216 діб; б) – у віці 336 – 498 діб

Рисунок 3.3 – Діаграми деформування бетону на стиск:

Для дослідження роботи підсилених залізобетонних балок за умов одноразових навантажень було використано матеріалами фірми Sika. Балки були

підсилені однонаправленим полотном Sika Wrap (рис. 3.4), яке наклеювалось по всій довжині прольоту балки у вигляді П-подібної обойми.



1 – дослідна балка; 2 – шар підсилення із полотна Sika Wrap

Рисунок 3.4 – Підсилення дослідної балки полотном Sika

3.4 Моделювання методом скінченних елементів

Повномасштабну тривимірну чверть моделі підсиленої вуглецевим полотном залізобетонної балки створювали з використанням скінченноелементного (СЕ) програмного комплексу ANSYS. З урахуванням умов симетрії моделювали чверть залізобетонної балки (рис. 3.5). При моделюванні застосовували описану D. Kachlakev в праці [32] методику, що забезпечило задовільну точність розрахунків.

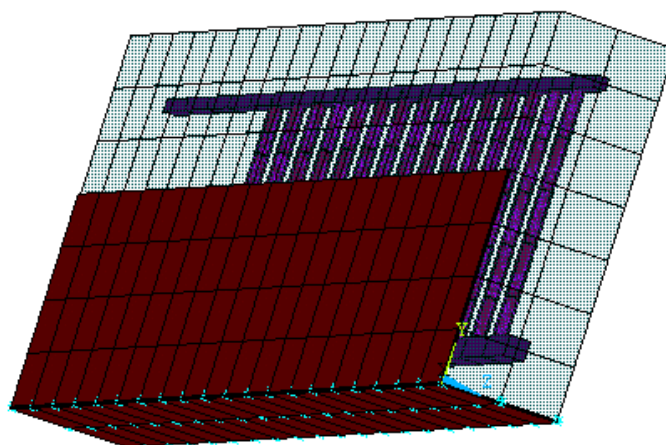


Рисунок 3.5 – Скінченноелементна тривимірна модель симетричної чверті балки підсиленої вуглецевим полотном

Для достовірного моделювання нелінійної поведінки бетону за стиску та розтягу використали 8-ми вузловий скінченний елемент SOLID65 з трьома ступенями свободи в напрямках OX, OY і OZ. Елемент SOLID65 має здатність до розтріскування при розтягуванні і дроблення при стисканні. Він задовільно описує поведінку бетону відповідно до діаграми деформування, див рис. 3.6.

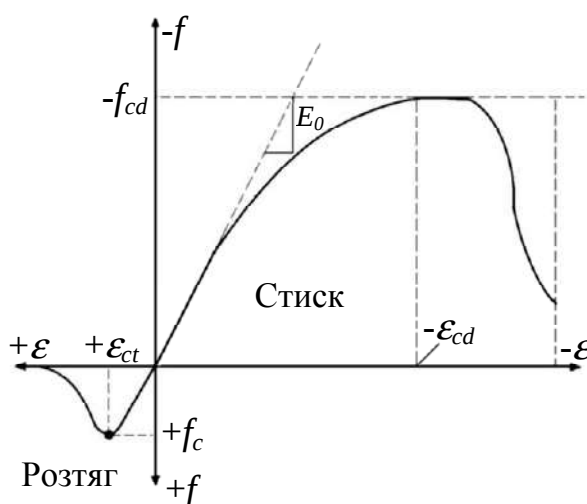


Рисунок 3.6 – Ізотропна нелінійна діаграми деформування бетону [32]

Для моделювання руйнування бетону за стискання у роботі використовували ізотропну полілінійну модель поведінки бетону, яка запропонована Уільямом і Варнке (William & Warnke) [44].

Згідно моделі Уільяма і Варнке нелінійну діаграму деформування бетону за стискання можна побудувати за двома відомими значеннями механічних властивостей бетону:

- значення міцності бетону на стиск f_{cd} ;
- початковий модуль пружності бетону E_{cd} .

Формули, які використовували для побудови нелінійної діаграми деформування бетону на стиск:

$$f = \frac{E_{cd} \epsilon}{1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2} \quad , \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f_{cd}}{E_{cd}}, \quad (3.2)$$

$$E_{cd} = \frac{f}{\varepsilon}, \quad (3.3)$$

де f – напруження за довільної деформації ε ; ε_0 – деформація при напруженні руйнування бетону на стиск f_{cd} .

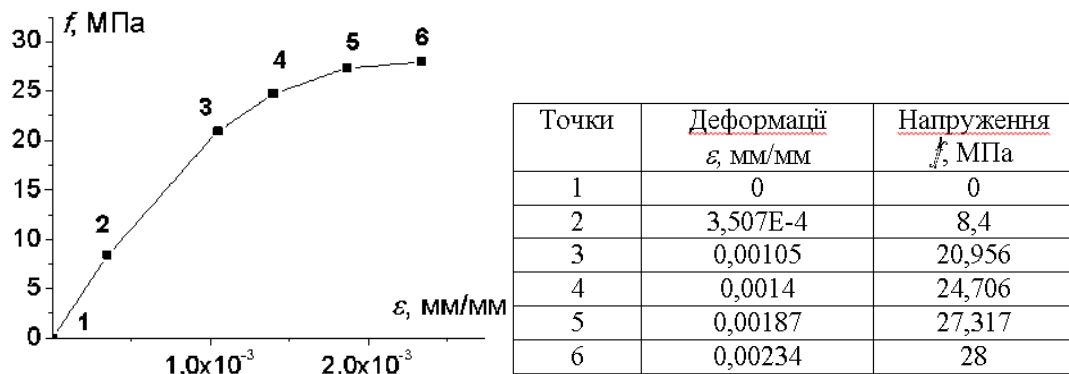


Рисунок 3.7 – Полілінійна ізотропна діаграма деформування бетону за умов стиску (згідно моделі Уільяма - Варнке)

Розглянемо методику побудови діаграми деформування бетону (рис. 3.8):

Вихідні експериментальні дані міцності бетону у віці 336-498 діб [44]:

$$f_{cd} = 28 \text{ МПа};$$

$$E_{cd} = 23950 \text{ МПа}.$$

Точка 6 (рис. 3.8) – відповідає значенню критичної деформації бетону $\varepsilon = \varepsilon_0$ (при $f = f_{cd} = 28 \text{ МПа}$) і визначається за формулою:

$$f = f_{cd} = 28 \text{ МПа}; \quad \varepsilon = \varepsilon_0 = \frac{2f_{cd}}{E_{cd}} = \frac{2 \cdot 28}{23950} = 0.00234 \text{ мм/мм}.$$

Точка 2 – відповідає початковій (30%) ділянці пружності бетону і визначається за формулою:

$$f = f_{0,3} = 28 \times 0,3 = 8,4 \text{ МПа}; \quad \varepsilon = \frac{f_{0,3}}{E_{cd}} = \frac{8,4}{23950} = 3,507E-4 \text{ мм/мм}$$

Точки 3, 4, 5 - проміжні точки діаграми, визначаються за формулою (1) при деформаціях 45%, 60%, 80% від критичної ε_0 .

Співставлення експериментальної кривої деформування бетону (вік 336-498 діб) на стиск [44] та отриманих з використанням моделі William – Warnke даних (рис. 3.8) свідчить про їх задовільне графічне узгодження та можливість використання полілінійної модельної кривої для моделювання поведінки при стиску.

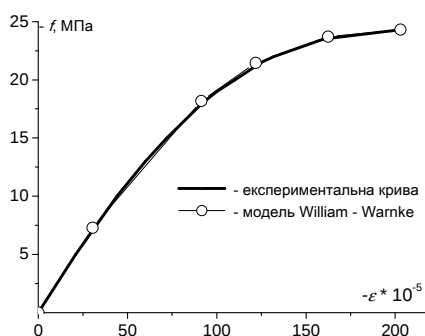


Рисунок 3.8 – Діаграма деформування бетону (вік 336-498 діб) на стиск [44] та її полілінійне модельне представлення

У подальшому, для моделювання поведінки бетону у СЕ модель закладали дані, отримані з експериментальної діаграми деформування бетону на стиск (рис. 3.8) з використанням моделі William – Warnke та коефіцієнти [32, 35].

Сталеву арматуру моделювали з використанням стержневого скінченного елемента LINK180. Елемент працює на розтяг-стиск, має три ступені свободи в кожному вузлі – переміщення в напрямках координатних осей OX , OY , OZ і використовується для врахування пружності, пластичності, повзучості, а також великих деформацій та переміщень.

Для моделювання матеріалу (сталь) арматури використали ідеально пружно-пластичну діаграму деформування (Bilinear Kinematic Hardening) з експериментально встановленими параметрами:

- напруження текучості $f_{yd} = 517,2$ МПа;
- модуль пружності $E_s = 20,5 \times 10^4$ МПа;
- коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$;
- коефіцієнт нахилу кривої пластичності $Tang\ Mod = 4000$

Підсилююче вуглецеве полотно SikaWrap®-230 C/45 моделювали 8-ми вузловим елементом Solid185 з трьома ступенями свободи. Матеріал вуглеволоконного ламінату (полотно просочене клеєм) задавали ідеально пружним (див. табл. 3.1):

- модуль пружності $E_s = 28 \times 10^3$ МПа;
- коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,35$;
- товщина ламінату – 1 мм.

Для з'єднання ламінату з залізобетонною балкою використовували програмну (ANSYS) булеву операцію склеювання "Glue". Ламінат перебуває в постійному контакті з балкою без проковзування.

Детально методика побудови СЕ моделі підсиленої балки описана в працях [32, 44].

Модель балки навантажували згідно схеми, поданої на рис. 3.9. На праву торцеву поверхню накладали умови симетрії, обмежуючи її в переміщеннях вздовж осі ОХ. Ліву нижню опору (ряд з 3 вузлів) обмежували в переміщеннях вздовж вертикальної осі ОУ. Зусилля F розподілено прикладали до ряду з 3 вузлів зверху, згідно експерименту (рис. 3.9).

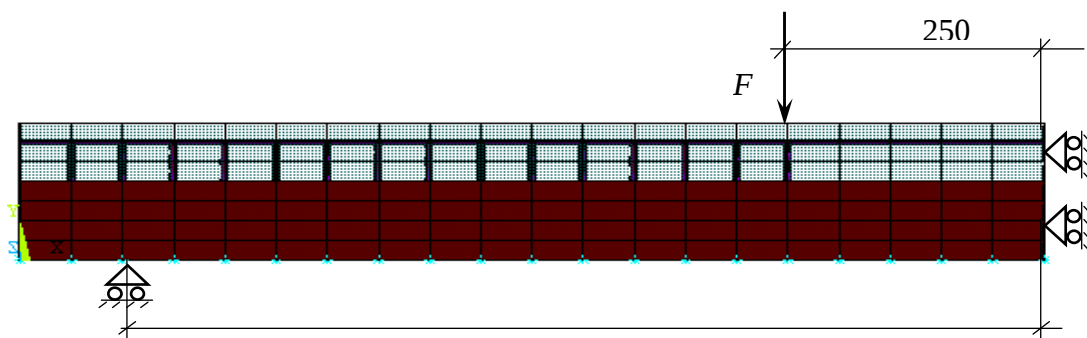


Рисунок 3.9 – Схема навантаження СЕ моделі підсиленої вуглепластиковим композитним полотном залізобетонної балки

У роботі досліджували вплив рівня підсилення балки вуглепластиковим полотном на НДС та характеристики тримкої здатності балки. З цією метою було створено 9 скінченноелементних моделей балки:

- без підсилення;

- з підсиленням тільки нижньої розтягнутої грані балки;
- з підсиленням нижньої грані та бокової грані на різну висоту: $h = 14,3\%$; $28,7\%$; $42,86\%$; $57,14\%$; $68,75\%$; $85,71\%$; 100% від висоти балки (рис. 3.10).

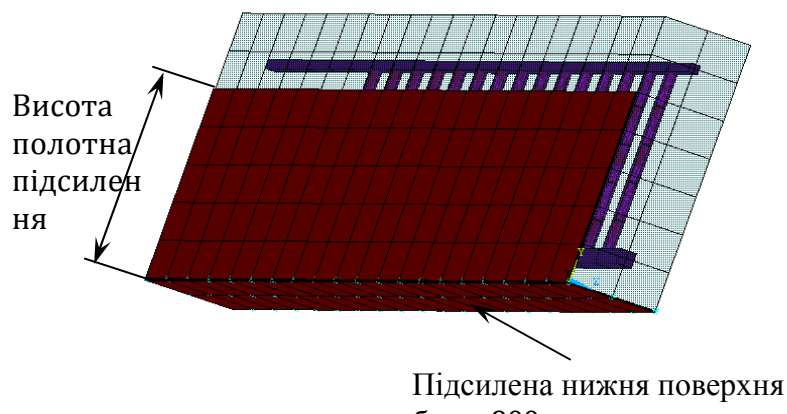


Рисунок 3.10 – Схема підсилення СЕ моделі залізобетонної балки

Результати чисельного моделювання порівнювали з експериментальними, отриманими у науково-дослідній лабораторії будівельних конструкцій і споруд кафедри інженерних конструкцій Національного університету водного господарства та природокористування. Експериментальні дані були отримані при дослідженнях непідсиленої балки та підсиленої на $h = 68,75\%$ від висоти балки.

Програмно моделювали покрокове навантаження балки з кроком $1 \text{ кН}\times\text{м}$ (відповідно до експериментальних досліджень). Результати моделювання прогинів та деформацій компонентів залізобетонної балки подано на рис. 3.11–3.17.

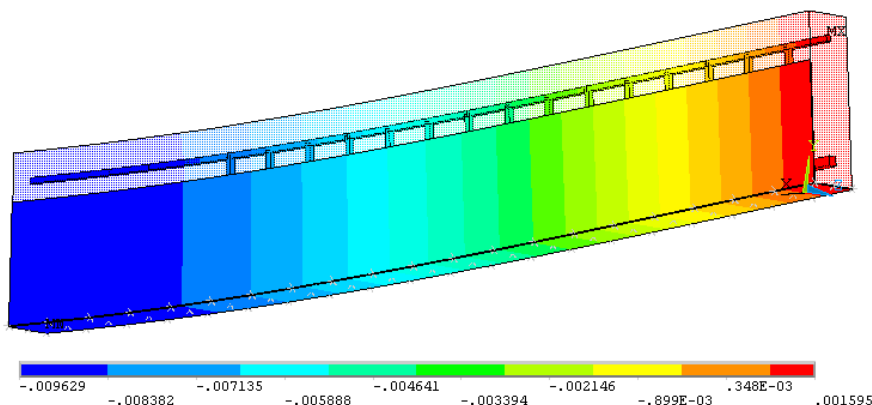


Рисунок 3.11 – Поле прогину підсиленої ($h = 68,75\%$) балки при згинальному моменті $M_{\text{ф}} = 11,13 \text{ кН}\times\text{м}$, який передусє початку руйнування балки

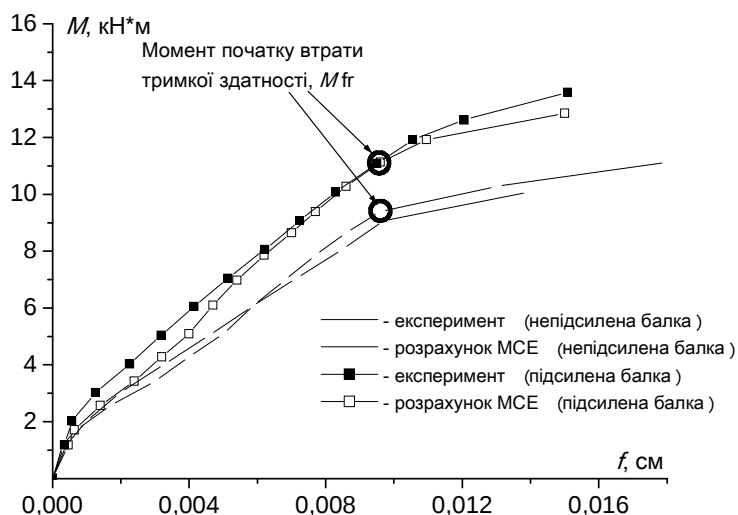


Рисунок 3.12 – Криві прогину підсилених та непідсилених зразків

Результати чисельного моделювання прогинів непідсиленої та підсиленої балки задовільно узгоджуються з експериментальними даними (рис. 3.12). Слід відмітити, що на розрахункових кривих присутні всі типи для експериментальних ділянки: початкова лінійна - до появи тріщин в бетоні; згин – поява тріщин; лінійна ділянка – робота балки з тріщинами та подальший загин кривої прогину, що передую втраті тримкої здатності балки. Значення згинального моменту M_{fr} у точці, яка передую загиною кривої (в подальшому "момент початку втрати тримкої здатності балки"), у роботі прийняли як інтегральну характеристику, що характеризує втрату тримкої здатності балки.

На рис. 3.13 показано поле напружень в арматурі підсиленої ($h = 68,75\%$) балки при згинальному моменті $M_{fr} = 11,13$ кН×м, який передую початку руйнування балки. Максимальні напруження у розтягнутій арматурі досягли 520,44 МПа, що перевищує межу пружності матеріалу арматури $f_{yd} = 517,2$ МПа. Крім цього, одночасне розтріскування бетону у стисненій зоні (рис. 3.14) свідчить про достатній рівень армування балки.

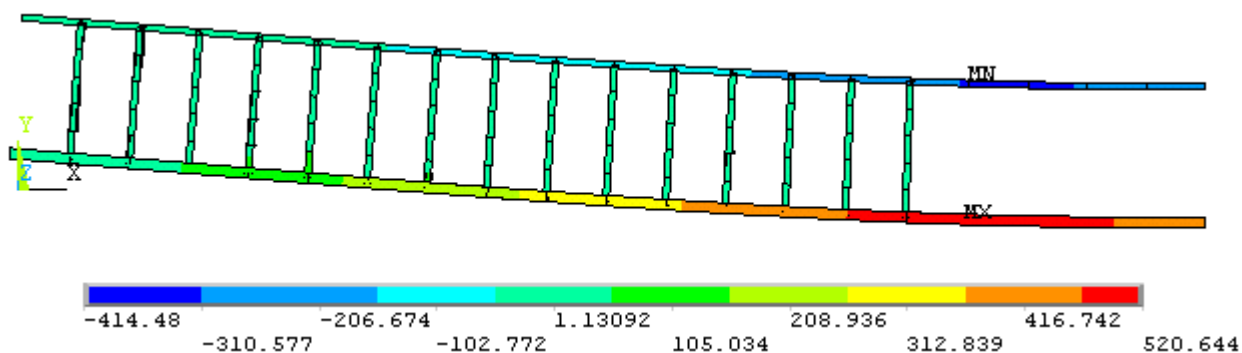


Рисунок 3.13 – Поле напружень в арматурі підсиленої ($h = 68,75\%$) балки при згинальному моменті $M_{fr} = 11,13 \text{ кН}\times\text{м}$, який передус руйнуванню балки

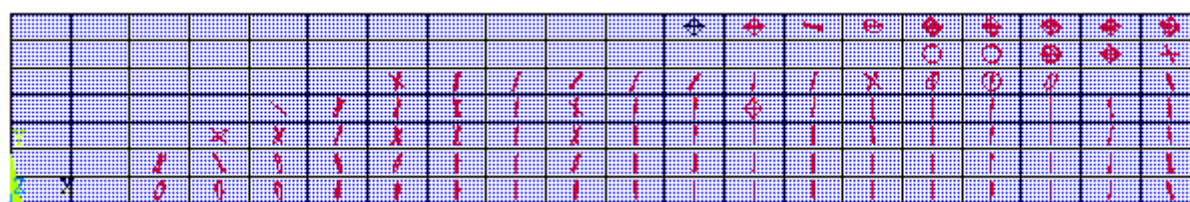


Рисунок 3.14 – Мережа тріщин у бетоні підсиленої ($h = 68,75\%$) балки при згинальному моменті $M_{fr} = 11,13 \text{ кН}\times\text{м}$, який передус руйнуванню балки

На рис. 3.15 наведено розподіл поля відносних деформацій внутрішньої сталевий арматури по її довжині. Чисельні методи дозволяють оцінити необхідний показник в будь-якій точці зразка.

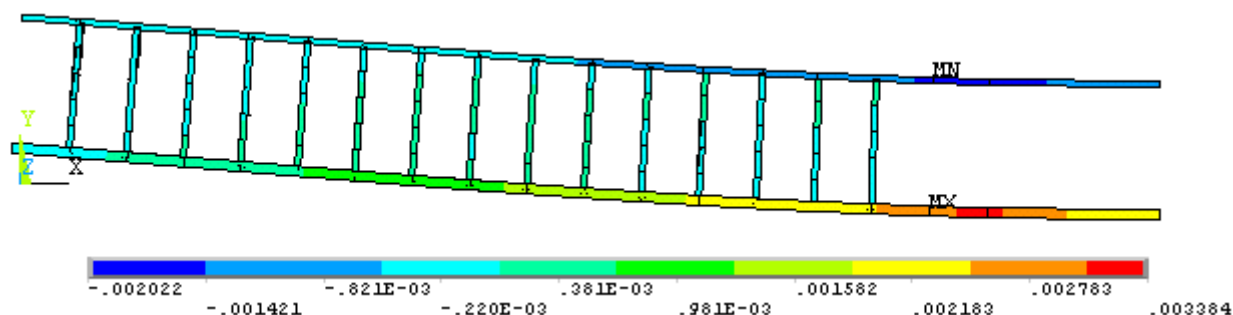


Рисунок 3.15 – Розподіл відносних повздовжніх деформацій сталевий арматури при згинальному моменті $M_{fr} = 11,13 \text{ кН}\times\text{м}$, який передус початку руйнування балки

Перевагою чисельного моделювання є можливість дослідження міцнісних характеристик усіх елементів конструкції до самого її руйнування, в той час коли в експерименті цей процес практично неможливо встановити, через стрімкість розвитку прогинів, деформацій, тріщин і складність їх фіксації. В даному експерименті практично всі прилади на останньому ступені навантаження були зняті, що позбавило змоги встановити кінцеві деформації та прогини дослідних балок. МСЕ дозволяє це зробити, а тому може бути застосований для дослідження конструкцій в такого роду екстремальних випадках.

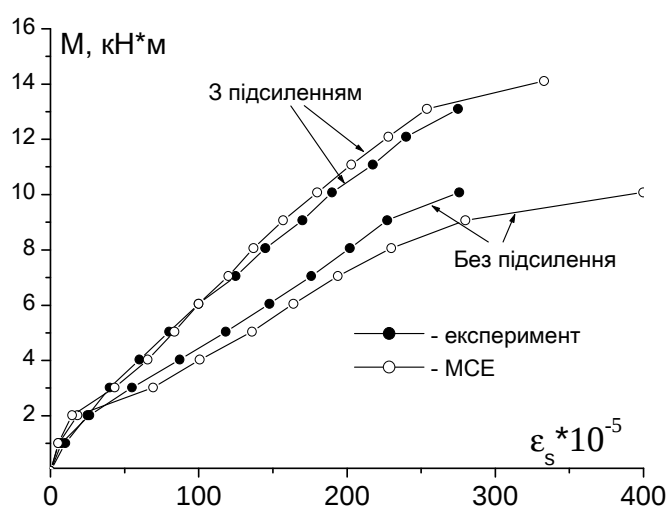


Рисунок 3.16 – Відносні деформації внутрішньої сталеві робочої арматури підсиленої та не підсиленої балок

Криві, що подані на рис. 3.12, 3.16 відображають роботу підсилених та не підсилених згинальних залізобетонних балок за дії статичного навантаження. Проаналізувавши ці дані можна говорити про високу збіжність експериментальних результатів та отриманих МСЕ.

Варто відзначити, що чисельний метод дозволяє змоделювати не тільки результуючий показник тієї чи іншої міцнісної характеристики конструкції, але і відображає характер їх розвитку. На початкових кроках навантаження балки, на всіх кривих (рис. 3.12, 3.16) спостерігається характерний згин, а після навантаження 2 кН*м повернення до лінійного розвитку. Ця ділянка відповідає

початку тріщиноутворення і чітко спостерігається в експериментальних дослідженнях та при моделюванні МСЕ. Використання скінченного елемента SOLID65 дає змогу з достатньою точністю відтворювати процес утворення тріщин та їх розвитку на всіх кроках зростання навантаження.

На рис. 3.17 показані криві прогинів балки з урахуванням ступеня її підсилення вуглепластиковим полотном. Накладання кривих при $h \geq 13,30\%$ свідчить про те, що зростання жорсткості та моменту початку втрати тримкої здатності балки M_{fr} припиняється після збільшення висоти армування до $h = 13,30\%$. Тобто, подальше збільшення висоти армування h балки вуглепластиковим полотном є неефективним.

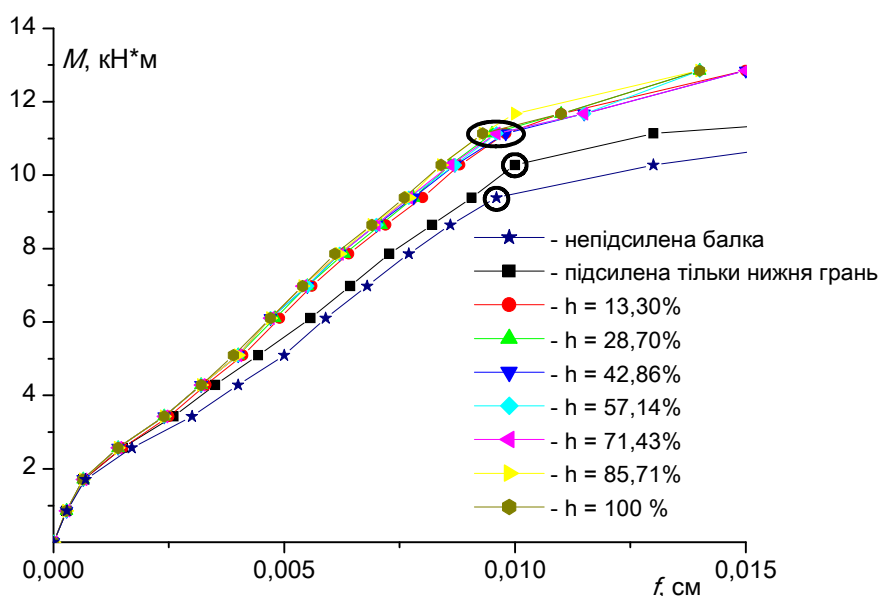


Рисунок 3.17 – Криві прогинів балки з урахуванням ступеня її підсилення вуглепластиковим полотном

Висновки до розділу 3

1. На базі попередньо проведених експериментальних натурних випробувань встановлено механічні властивості матеріалів (сталі, бетону), з яких виготовлені залізобетонні балки, для їх подальшого використання при моделюванні методом скінченних елементів. Для чисельного моделювання нелінійної поведінки бетону при стиску використано модель Уільяма – Варнке.

2. З урахуванням проведених експериментальних досліджень та з використанням скінченноелементного розрахункового комплексу ANSYS APDL розроблено методику чисельного моделювання нелінійної роботи залізобетонної балки, яка підсилена вуглецевим полотном Sika Wrap.

3. Методом скінченних елементів обчислено напружено-деформований стан елементів конструкції згинальних залізобетонних балок, підсилених композитним полотном за різними схемами при покроковому збільшенні статичного навантаження. Встановлено, що підсилювальний ефект (зростання жорсткості та моменту втрати тримкої здатності балки M_{fr}) припиняється при висоті армування $h \geq 13,30\%$.

4. Здійснено графічний порівняльний аналіз отриманих МСЕ даних (прогину, відносних деформацій арматури) з експериментальними. Задовільне узгодження експериментальних даних з теоретичними засвідчило ефективність його застосування для моделювання залізобетонних конструкцій при зміні міцнісних характеристик бетону, арматури, силових впливів, конструкційних факторів та ін.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Технологічна карта на зовнішнє опорядження з утепленням

4.1.1 Галузь застосування та технологічні вимоги

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

Роботи повинні проводитися тільки за наявності повного комплексу документації.

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

Роботи забороняється виконувати:

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

Не допускається заміна матеріалів, що входять в обробну систему.

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

Виконання робіт повинне супроводжуватися інженерно-технічним контролем.

4.1.2 Організація та технологія будівельного процесу

Обробка зовнішніх стін виконується системою матеріалів в наступній технологічній послідовності:

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

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

При обробці зовнішніх стін повинні бути строго дотримані наступні технологічні інтервали:

- штукатурка зовнішніх стін повинна виконуватися після проведення штукатурних робіт усередині приміщення;
- після грунтовки поверхонь до початку виконання штукатурних зовнішніх робіт інтервал повинен складати не менше 0,5 год;
- після влаштування армуючого шару інтервал до нанесення вирівнюючого шару повинен складати не менше 24 год;
- після влаштування вирівнюючого шару до нанесення грунтовочного і фарбувального покриття, інтервал повинен складати не менше 48 год.

Технологічна послідовність операцій, матеріали, технологія виконання робіт, методи контролю робіт і контрольовані параметри приведені на аркуші 7

графічної частини.

Таблиця 4.1 – Технічні вимоги до шпаклівочно-клеєвої суміші «Церезіт», призначеної для вирівнювання стін і керамзитобетонних блоків

Найменування показника	Нормовані показники
Суша суміш до зачиннення водою	
Масова частка вологи % не більше	0,5
Максимальний розмір зерен, мм	1,0
Залишок на ситі 0,63 %, не більше	10
Зовнішній вигляд	Порошок сірого кольору
Насипна щільність, кг/м	1,4 - 1,6
Свіжоприготована суміш розчину	
Кількість води зачиннення, л/кг	0,17 - 0,19
Рухливість ПК (глибина занурення конуса, см)	8 - 10
Збереження первинної рухливості, год не менше	1,0
Затверділий розчин	
Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа не менше	8,1
Адгезія до бетону, МПа не менше	0,08
Опір паропроникності шаруючи завтовшки 10,0 мм, (м ² ·год·Па) /мг, не більше	0,05
Морозостійкість, F, не менше	15,5
Водопоглинання по масі % не більше	10

Таблиця 4.2 – Технічні вимоги, що пред'являються до армуючої сітки

Найменування показника	Нормовані показники	
	5×5 підсиленої	кутової
Кількість ниток на довжині 100 мм:		
основа	21	58
уток	22	14
Вміст просочувального складу %	20	19
Маса на одиницю площі, г/м	180	330
Розривне навантаження, Н/5 см, не менше:		
основа	2009	-
уток	2009	-
Розривне навантаження через 28 діб зберігання в 5 %-му розчині КаОН при температурі 18 - 30 °С, Н/5 см, не менше:		
основа	1004,5	-
уток	1004,5	-
Розривне навантаження через 28 діб зберігання у водних складових цементу при температурі 18 - 30 °С, Н/5 см, не менше:		
основа	882	-
уток	882	-
Розривне навантаження через 28 діб витримки у дистильованій воді, Н/5 см, не менше:		
основа	1666	-
уток	1666	-

Таблиця 4.3 – Технічні вимоги до просочення «Інтеко-І»

Найменування показника	Нормовані показники
Зовнішній вигляд	Після висихання просочення повинне утворювати рівну плівку без пор і сторонніх включень
Колір плівки	Згідно еталону
Частка нелетких речовин % по масі не менше	11,6
Умовна в'язкість при $t (20 \pm 2) ^\circ\text{C}$ по ВЗ-246 з діаметром сопла 4 мм, (с) не менше	12
Час висихання до ступеня 3 при $t (20 \pm 2) ^\circ\text{C}$, ч не більше	0,5
Стійкість плівки до статичної дії води при $t (20 \pm 2) ^\circ\text{C}$, не менше	24
Адгезія комплексного покриття з просочення «ИНТЕКО-У» і складу «ИНТЕКО-У», бали не більше	2

Таблиця 4.4 – Технічні вимоги до складу для фінішного фарбування «Інтеко-У»

Найменування показника	Нормовані показники
Колір плівки	Згідно еталону
Зовнішній вигляд плівки	Матова, однорідна шорстка поверхня
Масова частка нелетких речовин % не більше	75
Умовна в'язкість по ВЗ-246, не менше	60
Ступінь перетирання, мкм не більше	80
Міцність зчеплення з бетонною поверхнею, МПа не менше	0,3
Адгезія покриття, бали не більше	2
Час висихання при $t (20 \pm 2) ^\circ\text{C}$, год не більше:	
до ступеня 1	1
повне	24
Покривність висушеної плівки, г/м^2 не більше	150
Змивність плівки, г/м^2 , не більше	3
Умовна світлостійкість, год не менше	24
Стійкість покриття до статичної дії води при температурі $20 \pm 2 ^\circ\text{C}$, год не менше	24
Стійкість покриття до статичної дії 2,5 % розчину лугу при температурі $20 \pm 2 ^\circ\text{C}$, год не менше	24
Довговічність покриття, цикл не менше	100

Висновки до розділу 4

1. Розроблено технологічну карту на зовнішнє опорядження з утепленням будівлі, що підлягає реконструкції.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорони та безпека праці при реконструкції будівель і споруд

До початку проведення робіт з розбирання будівель необхідно виконати підготовчі заходи, пов'язані з евакуацією робітників промислових підприємств, відселенням мешканців житлових будинків, переміщенням розміщених там організацій, відключенням інженерного обладнання від мереж водо-, тепло-, газо- і електропостачання, каналізації, технологічних продуктопроводів.

Під час розбирання будівель, виконання робіт в умовах діючого виробництва або у межах міської забудови, що склалася, доступ у зону виконання робіт сторонніх осіб, які не беруть участі у виконанні цих робіт, заборонено. Дільниці, де виконуються роботи, необхідно огородити.

Прохід людей у приміщення під час розбирання або демонтажу та монтажу елементів будівель і споруд повинен бути закритим. З боку вулиць, проходів і проїздів на огорожі через кожні 5-10 м вивішують попереджувальні написи «Небезпечна зона» та необхідні дорожні знаки. Якщо немає можливості дотримати необхідних відстаней для встановлення огорож небезпечних зон (у разі неглибокого залягання підземних комунікацій, близького розташування проїздів, сусідніх будівель, ліній електропередач тощо), допускається зменшення меж небезпечних зон з одночасним збільшенням висоти огорож або розмірів захисного козирка для захисту людей, унеможливлення травмування падінням матеріалів і конструкцій з висоти.

Під час розбирання будівель, а також прибирання відходів, сміття необхідно вжити заходів для зменшення пилоутворення. Робітники, що працюють в умовах запиленості, повинні бути забезпечені засобами захисту органів дихання від пилу та мікроорганізмів (цвілі, грибків, спор), які можуть бути у повітрі робочої зони.

Пошкоджені будівлі та споруди розбирають за принципом полегшення несучих конструкцій. Видалення однієї частини будівлі або конструктивного елемента не повинно призводити до обвалення інших частин будівлі або

елементів. Будь-який сумнів стосовно стійкості конструкції є сигналом до припинення робіт та отримання вказівок від керівника про їх продовження.

До розбирання будівель, пов'язаного з верхолазними роботами, допускаються особи, що пройшли медичний огляд, навчені правилам безпеки праці та мають відповідне посвідчення. Перед початком кожної зміни працівники повинні проходити інструктаж про порядок виконання роботи і заходи з безпеки праці.

Забороняється для освітлення робіт під час розбирання, демонтажу користуватися електричною мережею будівлі, що розбирається. Для освітлення цих робіт повинна бути влаштована спеціальна тимчасова електромережа і встановлені освітлювальні прилади.

Послідовне розбирання стін (зверху вниз по цеглині) допускається за незначного обсягу робіт. Для цього необхідно використовувати ручний інструмент: ломи, клини з кувалдою, кирки, відбійні молотки тощо. Під час організації роботи на висоті робітники повинні бути забезпечені запобіжними поясами.

Забороняється підрубувати димарі, кам'яні стовпи та простінки вручну, а також допускати їх обвалення на перекриття.

5.2 Розрахунок захисного заземлення

Захисне заземлення передбачається для усунення небезпеки ураження електричним струмом у разі дотику до корпусу та інших металевих неструмовідних частин електроустановки, що опинилася під напругою.

Захисне заземлення — навмисне електричне з'єднання із землею або її еквівалентом металевих неструмовідних частин, які можуть опинитися під напругою в результаті замикання на корпус або з інших причин. Замикання на корпус — це випадкове електричне з'єднання струмовідної частини з металевими неструмовідними частинами електроустановки в результаті ушкодження ізоляції, попадання проводу, що перебуває під напругою, на неструмовідні частини.

Заземленню підлягає обладнання із струмопровідними частинами промислової електричної мережі з напругою 6/0,4 кВ, 50 Гц. Ґрунт — чорнозем. Виміри проводились при сухому ґрунті, $\rho = 20$ Ом·м. Довжина кабельної лінії — 8 км, довжина повітряної лінії — 20 км. Заземлювальний контур — прямокутник з розмірами 20×30 м. Для вертикальних стержнів беруть кутникову сталь розміром 40×40 мм, довжиною 2,5 м, глибиною закладання її вершини 0,65 м. За з'єднувальну смугу прийнято сталеву шину з перетином 40×4 мм. Природні заземлювачі з опором розтікання струму 17 Ом.

Розрахунок:

1. Струм замикання на землю у мережі понад 1000 В:

$$I_z = \frac{U_{\text{л}}}{350} (35 \cdot l_k + l_n) = \frac{6000}{350} (35 \cdot 8 + 20) = 5 \text{ А}, \quad (5.1)$$

де $U_{\text{л}}$ — лінійна напруга мережі, кВ;

l_k, l_n — відповідно довжина кабельних та повітряних ліній, км.

Припустимо, що:

$$10 \text{ Ом} \leq R_z \leq \frac{125}{I_z} = \frac{125}{5} = 25 \text{ Ом}. \quad (5.2)$$

Опір заземлення $R_z = 10$ Ом.

2. Розрахунковий питомий опір ґрунту:

$$\rho = \rho_{\text{вим}} \cdot \Psi = 20 \cdot 1,3 = 26 \text{ Ом} \cdot \text{м}, \quad (5.3)$$

де $\rho_{\text{вим}}$ — питомий опір ґрунту, визначений в результаті вимірювань, Ом·м;

Ψ — коефіцієнт сезонності, який враховує замерзання або висихання ґрунту.

3. Опір природного заземлювача $R_n = 17$ Ом.

4. Опір штучного заземлювача:

$$R_{\text{ш}} = \frac{R_n \cdot R_3}{R_n - R_3} = \frac{17 \cdot 10}{17 - 10} = 24,3 \text{ Ом.} \quad (5.4)$$

3. Опір одиничного заземлювача:

$$\begin{aligned} R_{\text{г}} &= 0,366 \cdot \frac{\rho}{l_{\text{г}}} \left(\lg \frac{2l_{\text{г}}}{d} + \frac{1}{2} \lg \frac{4 \cdot t_{\text{г}} + l_{\text{г}}}{4 \cdot t_{\text{г}} - l_{\text{г}}} \right) = \\ &= 0,366 \cdot \frac{26}{2,5} \left(\lg \frac{2 \cdot 2,5}{0,038} + \frac{1}{2} \lg \frac{4 \cdot 1,9 + 2,5}{4 \cdot 1,9 - 2,5} \right) = 8,6 \text{ Ом.} \end{aligned} \quad (5.5)$$

Діаметр кутника:

$$d = 0,95 \cdot b = 0,95 \cdot 40 = 0,038 \text{ м,} \quad (5.6)$$

де b — ширина полиці кутника;

Відстань від поверхні ґрунту до середини довжини вертикального стержня:

$$t_{\text{г}} = t_0 + \frac{l_{\text{г}}}{2} = 0,65 + \frac{2,5}{2} = 1,9 \text{ м.} \quad (5.7)$$

6. Приблизна кількість стержнів:

$$n' = \frac{R_{\text{г}}}{R_{\text{ш}}} = \frac{8,6}{24,3} = 0,35. \quad (5.8)$$

Виходячи з розмірів контуру:

$$n' = \frac{P}{a} = \frac{100}{2,5} = 40, \quad (5.9)$$

де P — периметр прямокутника, м;

a — відстань між стержнями, м.

Припустимо, що кількість стержнів 40 шт.

7. Коефіцієнт використання вертикальних стержнів $\eta_6 = 0,41$.

8. Розрахунковий опір розтікання струму при прийнятій кількості стержнів:

$$R_{роз. 6} = R_6 / (n' \cdot \eta_6) = 8,6 / (40 \cdot 0,41) = 0,52 \text{ Ом.} \quad (5.10)$$

9. Розрахунковий опір розтікання струму в з'єднувальній смугі:

$$R_{\Gamma} = 0,366 \cdot \frac{\rho}{l_{\Gamma}} \lg \frac{2l_{\Gamma}^2}{t \cdot b} = 0,366 \cdot \frac{26}{105} \lg \frac{2 \cdot 105^2}{0,65 \cdot 0,04} = 0,54 \text{ Ом.} \quad (5.11)$$

Довжина горизонтальної смуги по контуру:

$$l_{\Gamma} = 1,05 \cdot k \cdot l_6 \cdot n = 1,05 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 40 = 105 \text{ м.} \quad (5.12)$$

де k — коефіцієнт кратності для заглиблених стаціонарних заземлювачів.

10. Розрахунковий опір розтікання струму в з'єднувальній смугі із врахуванням коефіцієнта екранування:

$$R_{роз. \Gamma} = R_{\Gamma} / (n_c \cdot \eta_c) = 0,54 / (1 \cdot 0,19) = 2,84 \text{ Ом,} \quad (5.13)$$

де n_c — кількість з'єднувальних смуг;

η_c — коефіцієнт екранування смуги.

11. Еквівалентний опір розтікання струму групового заземлювача:

$$R = \frac{1}{\frac{1}{R_{роз. 6}} + \frac{1}{R_{роз. \Gamma}}} = \frac{1}{\frac{1}{0,52} + \frac{1}{2,84}} = 0,44 \text{ Ом.} \quad (5.14)$$

12. Опір розтікання струму групового заземлювача R набагато менший, ніж 10 Ом, тому зменшуємо кількість стержнів до 10 шт. Робимо перерахунок.

13. Розрахунковий опір розтіканню струму при прийнятій кількості стержнів:

$$R_{роз. в} = R_г / (n' \cdot \eta_г) = 26 / (10 \cdot 0,34) = 7,65 \text{ Ом.} \quad (5.15)$$

14. Еквівалентний опір розтікання струму групового заземлювача:

$$R = \frac{1}{\frac{1}{R_{роз. в}} + \frac{1}{R_{роз. Г}}} = \frac{1}{\frac{1}{7,65} + \frac{1}{2,84}} = 2,1 \text{ Ом.} \quad (5.16)$$

Оскільки опір не більший від максимально допустимого, тому можна вважати, що кількість вертикальних заземлювачів та з'єднувальна смуга вибрані правильно.

5.3 Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях

Цивільна оборона України є складовою частиною соціальних та захисних заходів, які проводяться в мирний і воєнний час з метою захисту населення і народного господарства від наслідків аварій, катастроф, стихійного лиха і сучасних засобів ураження.

Цивільна оборона України організується за територіально-виробничим принципом на всій території і являє собою сукупність структур державного управління, підприємств, організацій і спеціально створених органів керівництва та сил цивільної оборони. Заходи цивільної оборони проводяться на всій території держави, як правило, заздалегідь, з врахуванням особливостей кожного району.

Основні завдання цивільної оборони:

— запобігання виникненню надзвичайних ситуацій техногенного

походження і проведення заходів щодо зменшення збитків та втрат під час аварій, катастроф, вибухів, великих пожеж та стихійного лиха;

- оповіщення населення про загрозу і виникнення надзвичайних ситуацій у мирний і воєнний час та постійне інформування його про наявну обстановку;

- захист населення від наслідків аварій, катастроф, великих пожеж, стихійного лиха та застосування засобів ураження;

- організація життєзабезпечення населення під час аварій, катастроф, стихійного лиха та у воєнний час;

- створення систем аналізу і прогнозування управління, оповіщення і зв'язку;

- підготовка і перепідготовка керівного складу цивільної оборони, її органів управління та сил, навчання населення вмінню застосовувати засоби індивідуального захисту і діяти в надзвичайних ситуаціях.

Організаційна структура цивільної оборони України:

Кабінет Міністрів України постійно приділяє увагу розвитку цивільної оборони, підвищенню її ролі у захисті населення, підвищенню її значення, визначає основні принципи її побудови, характер і обсяг завдань, що вирішуються. Цивільна оборона організується за територіально-виробничим принципом.

Територіальний принцип полягає в організації цивільної оборони на території областей, міст і районів, сільських місцевостей відповідно до адміністративного поділу території. Згідно з цим, відповідальність на цих територіях несуть виконавчі органи влади, а начальниками цивільної оборони, які безпосередньо здійснюють керівництво цивільною обороною.

5.4 Забезпечення стійкості промислово-побутового комплексу в умовах надзвичайних ситуацій

Під стійкістю роботи промислових підприємств (об'єктів) розуміють їх можливість в умовах надзвичайних ситуацій (НС) мирного і воєнного часу виробляти продукцію в запланованому обсязі і номенклатурі, а при слабких пошкодженнях відновлювати виробництво в мінімальні терміни. Під стійкістю роботи об'єктів, які не виробляють матеріальних цінностей, розуміють їх можливість виконувати свої функції в умовах надзвичайних ситуацій.

Фактори від яких залежить стійкість роботи об'єктів в НС:

- надійність захисту робітників і службовців;
- безпечність розташування об'єкту відносно зон можливих зруйнувань;
- можливість інженерно – технічного комплексу протистояти ударній хвилі будь якого вибуху і уражаючим діям ядерної зброї;

- надійність керування виробництвом, силами і засобами цивільної оборони;

Із перерахованих факторів впливають такі шляхи і засоби підвищення стійкості роботи промислових підприємств:

- нагромадження фондів захисних споруд і засобів індивідуального захисту;
- розширення шляхів сполучення і розвиток всіх видів транспорту;
- утворення матеріально – технічних резервів;
- підтримування сил цивільної оборони в постійній готовності.

Принципами стійкості роботи промислових підприємств (об'єктів) в надзвичайних ситуаціях є єдина нормативна і директивна база, яка включає:

- Конституцію України;
- Закон про цивільну оборону України;
- Положення по цивільній обороні;
- Нормативні документи по стійкості роботи об'єктів;
- Директиви начальника штабу ЦО України.

В дипломній роботі передбачається реконструкція складського приміщення під азотно-кисневу станцію. Проектування виконувалось згідно вимог до стійкості функціонування об'єкту і передбачало наступні заходи:

- на території підприємства передбачені спеціальні будівлі для захисту працівників від аварій на АЕС, хімічно і вибухонебезпечних об'єктах, ядерної, хімічної, біологічної зброї та звичайних військових засобів ураження;
- в будівлі розміщені плани евакуації, встановлені таблички із зазначенням порядку виклику пожежної охорони, знаки місць розміщення первинних засобів пожежогасіння;
- територія підприємства забезпечена зовнішнім освітленням, яке забезпечує швидке знаходження пожежних драбин, протипожежного обладнання, евакуаційних виходів будинків і споруд;
- для підвищення стійкості до пожеж в будівлі використанні вогнестійкі конструкції, а також вогнезахисна обробка горючих елементів;
- дороги на території об'єкту з твердим покриттям, що забезпечує зручний і найкоротший шлях між виробничими будівлями;
- для уникнення ураження хімічною і біологічною зброєю, на виробництві передбачені засоби індивідуального захисту (фільтруючі та ізолюючі протигази, респіратори, ватно–марлеві пов'язки, спеціальна ізолююча захисна одяг, а також медичні засоби захисту .

Висновки до розділу 5

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці при реконструкції будівель і споруд. Розраховано захисне заземлення.

2. З метою забезпечення стійкості роботи виробничих підприємств (об'єктів) в надзвичайних ситуаціях мирного і воєнного часу, повинен завчасно проводитись комплекс організаційних і інженерно – технічних заходів цивільної оборони, спрямованих на забезпечення захисту працівників і зменшення зруйнувань, а також підвищення стійкості роботи об'єкту.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблено основні об'ємно-планувальні рішення реконструкції будівлі складу під азотно-кисневу станцію. Виконано теплотехнічний розрахунок та розрахунок освітленості приміщень для забезпечення належних умов роботи.

2. Проведено перевірочний розрахунок основних несучих збірних залізобетонних конструкцій, основ та фундаментів будівлі на нові навантаження, що будуть діяти після її реконструкції. Несуча здатність існуючих конструкцій дозволяє їх використання в нових умовах.

3. На базі попередньо проведених експериментальних натурних випробувань встановлено механічні властивості матеріалів (сталі, бетону), з яких виготовлені залізобетонні балки, для їх подальшого використання при моделюванні методом скінченних елементів. Для чисельного моделювання нелінійної поведінки бетону при стиску використано модель Уільяма – Варнке.

4. З урахуванням проведених експериментальних досліджень та з використанням скінченноелементного розрахункового комплексу ANSYS APDL розроблено методику чисельного моделювання нелінійної роботи залізобетонної балки, яка підсилена вуглецевим полотном Sika Wrap.

5. Методом скінченних елементів обчислено напружено-деформований стан елементів конструкції згинальних залізобетонних балок, підсилених композитним полотном за різними схемами при покроковому збільшенні статичного навантаження. Встановлено, що підсилювальний ефект (зростання жорсткості та моменту втрати тримкої здатності балки M_{fr}) припиняється при висоті армування $h \geq 13,30\%$.

6. Здійснено графічний порівняльний аналіз отриманих МСЕ даних (прогину, відносних деформацій арматури) з експериментальними. Задовільне узгодження експериментальних даних з теоретичними засвідчило ефективність його застосування для моделювання залізобетонних конструкцій при зміні міцнісних характеристик бетону, арматури, силових впливів, конструкційних факторів та ін.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
2. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ: Мінбуд України, 2018. – 98 с.
3. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель. Київ: Мінбуд України, 2021. – 71 с.
4. ДБН В.2.5-28:2018. Інженерне обладнання будинків і споруд. Природне і штучне освітлення. Київ: Мінбуд України, 2018. – 65 с.
5. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проектів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.
6. ДБН В.1.1-7:2016 "Пожежна безпека об'єктів будівництва". Київ: Держбуд України, 2016. – 33 с.
7. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві
8. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
9. Методичні вказівки до практичних занять «Статичний аналіз напружено-деформованого консольного сталевго стержня» з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Укладачі: Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 26 с.
10. Методичні вказівки до практичних занять «Моделювання згинальної залізобетонної балки методом скінченних елементів» з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми

навчання / Укладачі: Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 48 с.

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

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

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

14. Конспект лекцій з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. Частина 1 / Укладачі: Й.Й. Лучко, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 221 с.

15. Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладач: О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 23 с.

16. Климпуш М.Д. Дослідження залізобетонних балок з багаторядною арматурою, підсилених композитними полімерами / М.Д. Климпуш // Зб. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: РДТУ, 2001. – Вип. 7 – С. 252 – 260.

17. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі

деформаційної моделі / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363-371.

18. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, / U. Meier, K. Kaiser // Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 1991. p. 224-232.

19. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates: Research and applications in Switzerland Advanced composite materials in bridges and structures. / U. Meier, M. Deuring, H. Meier, G. Shwegler // 1st International Conference. Sherbrooke, Canada.- 1992.

20. Meier U. Composite for structural repair and retrofitting / U. Meier // International Conference on Fiber Composites in Infrastructure ICC1 1996. - P. 1202-1216.

21. Meier U. Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites / U. Meier // Construction and Building Materials. Vol. 9. No. 6. pp. 341-351, 1995.

22. Ritchie P. External Reinforcement of Concrete Beams / P. Ritchie, D. Thomas, G. M. Connelly // Iszng Fiber-Reinforced Plastics, AC 1 Structural Jornal, 8 (4), 1991, pp. 490-500.

23. Steiner, W., "Strengthening of Structures with CFRP Strips," Advanced Composite Materials for Bridges and Structures, 2n International Conference, Proceedings, editor M.El-Bardry, Montreal, Canada, August 1996.

24. Tedesco, J. W., Stallings J. M., and El-Mihilmy, M., "Finite Element Method Analysis of a Concrete Bridge Repaired with Fiber Reinforced Plastic Laminates," Computers and Structures, 72, 379-407, 1999.

25. Tedesco, J. W., Stallings J. M., El-Mihilmy, M., and McCauley, M., "Rehabilitation of Concrete Bridges Using FRP Laminates," 4th Materials Conference, "Materials for the New Millennium", editor K. Chong, American Society of Civil Engineers, Washington, D. C., November 1996.

26. Marshall, O. S. and Busel, J. P., "Composite Repair/Upgrade of Concrete Structures," 4th Materials Conference, "Materials for the New Millennium", editor K. Chong, American Society of Civil Engineers, Washington, D. C., November 1996.
27. McCurry, D., Jr. and Kachlakev, D. I., "Strengthening of Full Sized Reinforced Concrete Beam Using FRP Laminates and Monitoring with Fiber Optic Strain Gauges," in Innovative Systems for Seismic Repair and Rehabilitation of Structures, Design and Applications, Technomic Publishing Co., Inc., Philadelphia, Pennsylvania, March 2000.
28. Kachlakev, D.I., "Retrofit of Historic Structures Using FRP Composites." ICCE/6 Sixth Annual International Conference on Composites Engineering, Orlando, FL, 387-388, 1999.
29. Kachlakev, D.I., "Finite Element Method (FEM) Modeling for Composite Strengthening/Retrofit of Bridges." Research Project Work Plan, Civil, Construction and Environmental Engineering Department, Oregon State University, Corvallis, Oregon, 1998.
30. Kachlakev, D.I., Strengthening Bridges Using Composite Materials. FHWA-OR-RD-98-08, Oregon Department of Transportation, Salem, Oregon, 1998.
31. CH2M HILL, Inc., Consulting Engineers-in conjunction with TAMS Consultants, "Evaluation and Resolution of Under Capacity State Bridges: Bridge #04543, Horsetail Creek Bridge, Corvallis, Oregon, June 1997.
32. D. Kachlakev. Finite Element Modelling of Reinforced Concrete Structures Strengthening with FRP Laminates / D. Kachlakev, T. Miller, S. Yim, K. Chansawat, T. Potisuk. Special Report SP316, Oregon Department Of Transportation, USA, May 2001. 113 p.
33. G. Murali. Flexural Strengthening Of Reinforced Concrete Beams Using Fibre Reinforced Polymer Laminate: A Review / Murali G., Pannirselvam N. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences Vol. 6, No. 11, November 2011, pp.41-47.
34. P. A. Ritchie, D. A. Thomas, L.W. Lu and G. M. Connelly, External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics, ACI structural journal, Title no. 88-S52, July-August 1991. 88(4): pp. 490.

35. M. Arduini, A. D. Tommaso and A. Nannim, Brittle Failure in FRP Plate and Sheet Bonded Beams, ACI Structural Journal, 1997. 94(4): pp. 363-370.
36. S. F. Brena, R. M. Bramblett, S. L. Wood and M.E. Kreger, Increasing Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Composites, ACI Structural Journal, 2003. 100(6):pp.827-830.
37. ANSYS, ANSYS User's Manual Revision 5.5, ANSYS, Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 1998
38. ДСТУ Б В.2.7-217:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона.
39. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.
40. Тенічна картка матеріалу. Ідентифікаційний № 02040101 System Sika® CarboDur® Plates. Видання UA_YS_04/2011.
41. Тенічна картка матеріалу. Ідентифікаційний № 020401020010000025 SikaWrap®-230 C/45. Видання UA_YS_04/2011.
42. Тенічна картка матеріалу. Ідентифікаційний № 020401040010000001 Sikadur®-30. Видання UA_YS_04/2011.
43. Тенічна картка матеріалу. Ідентифікаційний № 020401040010000004 Sikadur®-330. Видання UA_YS_04/2011.
44. Борисюк О.П. Напружено-деформований стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених вуглепластиками за дії малоциклового навантаження / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Монографія. – Рівне: НУВГП, 2014. – 136 с.
45. Ясній П. В. Методи моніторингу та розрахунку експлуатаційних впливів і динаміки руху колісних транспортних систем при транспортуванні великогабаритних вантажів : навчальний посібник / П.В. Ясній , В.З. Гудь , Ю.І. Пиндус , М. І. Гудь та ін. – Тернопіль : ТНТУ, 2018. – 168 с.
46. Методичні вказівки до написання розділу з Охорони праці в будівництві для спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024 – 15 с.