

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Кафедра "Будівельні, дорожні машини і будівництво"

Допустити до захисту
зав. кафедрою БДМБ
канд. техн. наук, професор
_____ Настоящий В.А.
" ____ " _____ 2024 р.

Кваліфікаційна магістерська робота

на тему:

**Аналіз міцності залізобетонних балкових конструкцій із
застосуванням високоміцного бетону в зоні стиску**

Керівник магістерської роботи
канд. техн. наук, доцент
_____ Скриннік І.О.
" ____ " _____ 2024 р.

Виконав студент гр. БІ-23М-2
спеціальності
192 Будівництво та цивільна інженерія

_____ Палівода О.В.
" ____ " _____ 2024 р.

Кропивницький – 2024 рік

Центральноукраїнський національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Інститут, факультет, відділення ФБТЕ

Кафедра, циклова комісія Будівельні, дорожні машини і будівництво

Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр

(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри БДМБ,

к.т.н. проф. Настоящий В.А.

“ ” 2024 року

З А В Д А Н Н Я
НА МАГІСТЕРСЬКУ РОБОТУ СТУДЕНТУ

Палівода Олександр Вікторович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) **Аналіз міцності залізобетонних балкових конструкцій їх застосуванням високоміцного бетону в зоні стиску**

керівник проекту (роботи) к.т.н. доцент Скриннік І.О. В.В.

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

затверджені наказом вищого навчального закладу від “7” 08 2024__ року №34-13

2. Строк подання студентом проекту (роботи) 25.11.2024р

3. Вихідні дані до проекту (роботи): нормативна та довідкова література по темі завдання.

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

1. *Архітектурний розділ;*

2. *Науково-дослідний розділ;*

3. *Розділ охорона праці*

5. Перелік графічного матеріалу

Не менше 10 плакатів графічних матеріалів які ілюструють методику та результати досліджень

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурний	доцент Скриннік І.О.		
Науковий	доцент Скриннік І.О.		
Охорона праці	доцент Дарієнко В.В.		

7. Дата видачі завдання 10. 09. 2024р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Строк виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Розробка інженерних розділів	10.09.-09.10	
2	Розробка наукового розділу	09.10.-09.11	
3	Розробка заходів з охорони праці	15.11.-20.11	
4	Оформлення альбому документів	20.11.-25.11	

Студент

(підпис)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Палівода О.В.

(прізвище та ініціали)

Скриннік І.О.

(прізвище та ініціали)

[illegible]

АНОТАЦІЯ

Дослідження присвячене проектуванню та інженерно-архітектурному обґрунтуванню будівництва будинку культури на 600 місць у місті Ковель, Україна.

В науковому розділі досліджується використання багат шарових залізобетонних конструкцій для стін і перекриттів. Використання легких бетонів в комбінації з важкими дозволяє знизити вагу конструкцій та зменшити витрати на матеріали, забезпечуючи при цьому необхідну міцність і стійкість до зовнішніх навантажень. Особлива увага приділена методам розрахунку міцності таких конструкцій, зокрема впливу межі переармування на їх несучу здатність та розрахунковому визначенню стійкості до тріщиноутворення.

В результаті дослідження було розглянуто методику розрахунку і проектування багат шарових конструкцій для даного типу будівель, що дозволяє забезпечити ефективне використання їх властивостей і значно знизити матеріаломісткість проекту.

У висновках підтверджується, що використання багат шарових залізобетонних конструкцій із термоізоляційними шарами є економічно доцільним і ефективним рішенням для будівництва культурних установ у умовах різноманітних кліматичних навантажень. Зокрема, для будівництва будинку культури в Ковелі вибір матеріалів, методи проектування та розрахунки відповідають вимогам енергозбереження, сейсмічної стійкості та комфорту для користувачів. Також було доведено, що застосування новітніх технологій у поєднанні з оптимізацією конструкцій дозволяє знизити витрати на будівництво та експлуатацію, що важливо для реалізації таких великих проектів у сучасних умовах.

Проект враховує усі сучасні вимоги до будівництва культурних і громадських об'єктів, включаючи відповідність нормам ДБН та інших національних стандартів. Розроблені методи проектування та розрахунки можуть бути використані для подібних об'єктів по всій території України, що дозволяє підвищити рівень безпеки і енергоефективності в будівництві.

ABSTRACT

The study is devoted to the design and engineering and architectural substantiation of the construction of a 600-seat cultural center in Kovel, Ukraine.

The scientific section explores the use of multilayer reinforced concrete structures for walls and floors. The use of lightweight concretes in combination with heavy ones allows to reduce the weight of structures and reduce material costs, while providing the necessary strength and resistance to external loads. Particular attention is paid to the methods of calculating the strength of such structures, in particular, the effect of the limit of overreinforcement on their bearing capacity and the calculated determination of resistance to cracking.

As a result of the study, the methodology for calculating and designing multilayer structures for this type of building was considered, which allows for the efficient use of their properties and significantly reduces the material consumption of the project.

The conclusions confirm that the use of multilayer reinforced concrete structures with thermal insulation layers is an economically feasible and effective solution for the construction of cultural institutions under various climatic loads. In particular, for the construction of the cultural center in Kovel, the choice of materials, design methods and calculations meet the requirements of energy saving, seismic resistance and user comfort. It has also been proven that the use of the latest technologies in combination with structural optimization can reduce construction and operation costs, which is important for the implementation of such large projects in today's environment.

The project takes into account all modern requirements for the construction of cultural and public facilities, including compliance with the DBN and other national standards. The developed design methods and calculations can be used for similar facilities throughout Ukraine, which will increase the level of safety and energy efficiency in construction.

ЗМІСТ

Вступ	2
Розділ 1 Архітектурно-будівельна частина.....	4
1.1.Кліматичні дані.	4
1.2.Вертикальне планування і благоустрій.	5
1.3.Об'ємно-планувальне рішення.....	6
1.4. Конструктивне рішення.....	6
1.5.1.Водопостачання.....	9
1.5.2. Протипожежні заходи.....	10
1.5.3. Гаряче водопостачання.....	11
1.6.Визначення розрахункових витрат внутрішнього водопроводу.....	11
1.7 Підбір лічильника.....	12
1.8.Каналізація.....	13
1.9 Теплопостачання та вентиляція.....	15
1.10 Вентиляція і кондиціонування повітря.....	17
2 Науково-дослідний розділ.....	19
2.1 Стан питання і завдання дослідження	19
2.1.1. Типи залізобетонних багатошарових конструкцій, що працюють на згин, та їх використання в будівництві.	19
2.2 Аналіз досліджень залізобетонних елементів, що працюють на згин, виготовлених з різних типів бетонів.	21
2.3 Розвиток експериментальних та теоретичних досліджень міцності нормального перетину залізобетонних згинаних елементів.	24
2.4 Розрахунок та аналіз міцності нормального перерізу багатошарових згинаних елементів.....	29
2.4.1 Графік деформації бетону	31

					МБК 2319231 ПЗ				
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					
Розробив		Палівода О.В.			Аналіз міцності залізобетонних балкових конструкцій їх застосуванням високоміцного бетону в зоні стиску	Літ.	Арк.	Акрушів	
Перевірив		Скриннік І.О.					1		
Реценз.						ЦНТУ зр. БІ-23М-2			
Н. Контр.		Дарієнко В.В.							
Затвердив		Настоящий В.А							

2.5 Планування експерименту. Методика виготовлення та тестування залізобетонних згинальних елементів із верхнім шаром з високоміцного бетону.	34
2.5.1 Експериментальні зразки для досліджень.....	35
2.5.2 Програма проведення експерименту.....	35
2.5.3 Метод дослідження.....	37
2.6 Дослідження двошарових залізобетонних конструкцій, що піддаються згинанню, де верхній шар виконаний з високоміцного бетону.....	42
2.6.1 Підсумки тестування контрольних зразків	42
2.6.1.2 Міцність високоміцного та звичайного бетону на кубах і призмах...	42
2.6.1.3 Підсумки випробувань арматури на розтягнення	47
2.6.2 Аналіз міцності нормального перетину залізобетонних балок з верхнім шаром із високоміцного бетону	47
2.6.2.1 Результати тестування балок	47
2.6.3 Оцінка результатів тестування залізобетонних балок, що згинаються, з високоміцним бетоном у стиснутій зоні	50
3 Охорона праці.....	55
3.1. Загальна характеристика об'єкту	55
3.2. Безпека ґрунтів основ і фундаментів	56
3.3. Вимоги з охорони праці та техніки безпеки при виконанні робіт.....	62
3.4. Охорона навколишнього природного середовища.....	64
Висновки по роботі.....	66
CONCLUSIONS ON THE WORK.....	67
Список використаних джерел.....	68
Додатки.	69

ВСТУП

Актуальність роботи:

На сьогодні в Україні активно розвивається будівельна галузь, зокрема, зростає попит на проектування та використання нових будівельних конструкцій. У цьому контексті важливе значення мають залізобетонні конструкції, зокрема багатошарові елементи, що використовуються в стінах, покриттях та перекриттях. Постійно вдосконалюються технології їх виробництва, розрахунку та застосування. Тому важливо досліджувати міцність і деформативність залізобетонних конструкцій, що працюють на згин, особливо при використанні різних типів бетону.

Об'єкт дослідження:

Залізобетонні конструкції, що працюють на згин, виготовлені з різних типів бетонів, зокрема багатошарові елементи.

Предмет дослідження:

Методи розрахунку, міцність, тріщиностійкість і деформативність залізобетонних конструкцій, що працюють на згин, а також використання різних типів бетонів в багатошарових конструкціях.

Мета роботи:

Метою цієї роботи є дослідження міцності та тріщиностійкості залізобетонних конструкцій, що працюють на згин, а також розробка методик для їх оптимального проектування. Однією з важливих складових є розрахунок багатошарових конструкцій для забезпечення їх високої надійності та зниження витрат на матеріали.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						2
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Завдання для досягнення мети:

- Дослідити типи залізобетонних багатошарових конструкцій, що працюють на згин, та їх використання в будівництві.
- Провести аналіз міцності одношарових і багатошарових залізобетонних елементів, виготовлених з різних типів бетонів.
- Вивчити вплив типів бетону та армування на несучу здатність залізобетонних елементів.
- Провести аналіз впливу різних умов експлуатації на довговічність і надійність таких конструкцій.

Апробація роботи. Результати магістерської роботи доповідалися і обговорювалися на IV Всеукраїнській студентській науково-практичній конференції «Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій».

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						3
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

Український народ завжди відзначався своєю працьовитістю та чудовими музичними здібностями. З проголошенням незалежності країни громадяни отримали можливість вільно занурюватися у вивчення власної культури, виконувати рідні пісні на сценах, ставити спектаклі, що відображають складну історію їхнього народу. Однак виникла проблема – потреба у збільшенні кількості культурно-освітніх закладів.

Будинок культури призначений для організації концертів, вистав, зустрічей з видатними особистостями. Тут є клас для хорового співу та оркестровий клас, де музиканти та співаки можуть вдосконалювати свої вміння. Театральний клас обладнано всім необхідним для репетицій та постановки вистав. У студії образотворчого мистецтва планується організувати гуртки для юних художників. Окрім того, передбачено створення кабінету технічної творчості, де люди з технічними здібностями зможуть обмінюватися ідеями та обговорювати проблеми в цій галузі. Для інструкторів та методистів також забезпечено спеціальні приміщення.

Глядацький зал може вмістити до 600 осіб.

Цей проект є важливим як для митців, так і для глядачів, надаючи можливість розвивати та популяризувати культурні надбання.

1.1.Кліматичні дані.

У місті Володимирі Волинському планується будівництво будинку культури на 600 місць. Це проект для третьої кліматичної зони, що має показник сейсмічності в 7 балів. Зовнішня температура взимку тут може опускатись до -20°C, тому обрані будівельні матеріали мають відповідати сучасним нормам ДБН для таких умов. Будівля розрахована на другий клас міцності та вогнестійкості, що забезпечить її надійність і безпеку.

Грунтові води знаходяться на глибині трьох метрів і мають середній рівень агресивності, що впливає на вибір захисту будівельних матеріалів,

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						4
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

зокрема кабелів, оскільки вони будуть піддані високій корозійній активності. Сам ґрунт на ділянці переважно складається з насипного шару, а нижче – суглинку з гравієм. Під фундаментом буде використовуватись шар глини, який забезпечить надійну основу для будівлі.

Район будівництва характеризується помірним кліматом зі середньою річною температурою $+9,6^{\circ}\text{C}$, де максимальна температура влітку сягає $+40^{\circ}\text{C}$, а взимку може знижуватися до -28°C . В опалювальний сезон, який триває 162 доби, середня температура становить $+1,6^{\circ}\text{C}$, а в приміщенні підтримуватиметься температура близько $+16^{\circ}\text{C}$.

В районі Володимира Волинського снігове навантаження на будівлі відносно невелике – $0,5 \text{ кН/м}^2$, оскільки це перший сніговий район за нормами. Також цей регіон віднесено до третього вітрового району, де напір вітру складає $0,5 \text{ кН/м}^2$. Важливий фактор – глибина промерзання ґрунту, яка тут досягає 80 см.

Таблиця 1.1.

	Пн	ПнС	С	ПдС	Пд	ПдЗ	З	ПнЗ
Січень	1,3	1,9	1,4	1,2	1,2	3	2,3	2,8
Липень	2,1	1,6	1,4	1,6	1,9	2,1	2,4	1,9

1.2.Вертикальне планування і благоустрій.

Планування ділянки під будинок культури виконане з урахуванням рельєфу місцевості, на основі генплану та основного плану. Для вирівнювання території ділянка була підсипана, адже рівень землі тут нижчий, ніж сусідні вулиці та споруди. Завдяки такому вирівнюванню можна було організувати природний стік дощової води – вона відводиться по лотках проїздів до спеціальних водоприймачів.

Територію облаштують та створять нову центральну площу. Для покриття використають комбіноване мощення з плит і кубічної кам'яної шашки. Ділянка буде вирівняна терасами з боку головної площі, де крайня

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						5
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

тераса укріплена підпірними стінами висотою до 0,9 м, облицьованими натуральним каменем, що додасть естетичності.

Проїзди для транспорту на ділянці заасфальтують. Роботи з підготовки території, такі як підсипка та формування терас, виконуватимуть за допомогою бульдозерів. Вільні від покриття зони планується озеленити для створення більш привабливого середовища.

1.3.Об'ємно-планувальне рішення.

Будинок культури з глядацьким залом на 600 місць – це двоповерхова споруда. Основна форма будівлі – прямокутна, з кількома виступаючими частинами. Розміри в плані складають 79,1 на 33 метри. Головний вхід розташований з торця, що виходить на центральну площу міста, а з боків розміщені окремі входи до глядацької зони та службові виходи, а також місце для доставки та розвантаження декорацій.

З дворової сторони будівлі передбачений в'їзд у внутрішній двір для технічного обслуговування. Фасади будинку відрізняються ритмічним чергуванням колон, між якими розташовані великі вікна та вітражі, що додають будівлі легкості та простору. Стіни облицьовані гладкою штукатуркою, що додає фасаду спокійного вигляду, а карнизи та виступаючі елементи, зокрема сходи, надають йому строгості й монументальності.

Внутрішнє планування продумане так, щоб будинок культури міг проводити різні заходи та забезпечувати різноманітну культурну діяльність для відвідувачів.

1.4. Конструктивне рішення.

Будинок культури на 600 місць має прямокутну форму в плані, з розмірами 33,0 на 27,35 м на рівні -3,300 м. Найвища точка будівлі досягає позначки +18,300 м.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						6
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Фундаменти виконані у вигляді стрічкових основ зі збірних фундаментних плит і блоків. Зовнішні стіни будуються з міцної монолітної цегляної кладки, використовуючи цеглу марки М-75 на цементному розчині М25, з товщиною стін 380 або 510 мм. Після кладки стіни штукатуряться для захисту й естетичного вигляду.

Внутрішні стіни також виконуються з монолітної цегляної кладки завтовшки 380 або 510 мм. Перегородки встановлюються гіпсобетонні завтовшки 80 мм, а також цегляні — 65 мм або 120 мм. Для перекриття використовуються попередньо напружені залізобетонні плити з круглими пустотами, які забезпечують хорошу міцність і зменшують вагу конструкції. Сходи складаються із збірних бетонних ступенів на металевих конструкціях, а сходові площадки — монолітні залізобетонні.

Покрівля є плоскою з внутрішнім водостоком, що запобігає накопиченню води на даху. Як утеплювач використовують пінобетон, а для гідроізоляції — кілька шарів руберойду на бітумній мастиці. Віконні блоки відповідають сучасним ДСТУ, а також частково мають індивідуальне виготовлення. Дверні блоки для внутрішніх приміщень теж відповідають ДСТУ, а зовнішні — виготовлені згідно з проєктними вимогами. Плити покриття застосовані ребристі розміром 3×6 м, що надає конструкції додаткову жорсткість і надійність.

Проєктом оздоблення будинку культури передбачено комплексне застосування матеріалів для зовнішніх і внутрішніх поверхонь, що забезпечить естетичний вигляд і довговічність будівлі.

Оздоблення фасадів

Фасади будівлі оформлюються білою та кольоровою кам'яною штукатуркою, що надає їм декоративного вигляду і захищає зовнішні стіни від впливу атмосферних умов. Кам'яна штукатурка є стійкою до погодних умов і забезпечує виразний вигляд будівлі.

Внутрішні стіни та перегородки

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						7
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Для внутрішніх стін і перегородок застосовується мокра штукатурка, яка слугує основою для наступного оздоблення. Після нанесення штукатурки стіни покриваються високоміцними фарбами:

- Колірні, клеєві та водоемульсійні фарби використовуються для покриття стін у приміщеннях, що потребують зносостійких і міцних оздоблювальних матеріалів.

- Вапняна побілка використовується для оздоблення в приміщеннях, де потрібне дихаюче і екологічне покриття, що сприяє природній вентиляції стін.

Санвузли та душові

У санвузлах і душових кімнатах передбачене облицювання стін глазурованою плиткою білого і кольорового кольорів. Глазурована плитка забезпечує високу стійкість до вологи, легко очищується і є гігієнічним рішенням для таких приміщень.

Господарські та технічні приміщення

В господарських і технічних приміщеннях на стінах роблять панелі з масляної фарби висотою до 2 м, що надає стійкість до забруднень і забезпечує легке обслуговування поверхонь.

Цоколь і підпірні стіни

Для оздоблення цоколю, підпірних стін терас і крилець використовується природний камінь, що надає міцності та стійкості до впливу вологи й механічних пошкоджень.

Залізобетонні поверхні

Козирки і карнизи обробляються полімерцементним розчином, що підвищує їхню міцність, водонепроникність і надає гладкість поверхням, захищаючи від атмосферних впливів.

Мощення ганку і терас

Для ганку використовуються мозаїчні плити розміром 400×400 мм, що створюють декоративну й стійку поверхню. У місцях з'єднання зовнішніх

стін з терасами чи крильцями облаштовується цоколь з андезітовими плитками висотою 150-300 мм. Це додає оздобленню елегантності та підсилює стійкість до пошкоджень.

Таке оздоблення забезпечить як естетичний вигляд, так і функціональність приміщень, відповідаючи вимогам довговічності, гігієнічності та зручності в догляді.

1.5 Інженерні системи

1.5.1.Водопостачання.

Проект водопостачання запланованого будинку культури передбачає використання міської водопровідної мережі з діаметром магістрального трубопроводу 200 мм, що забезпечує надійне постачання необхідного обсягу води. Вода, що подається, відповідає вимогам українського стандарту ДСТУ 2874-82 „Вода питна”, що регламентує якісні характеристики питної води.

Норми водопостачання прийняті згідно з вимогами ДБН В.2.5-64:2012 „Зовнішні мережі та споруди водопостачання та каналізації” і регулює параметри витрат води для громадських будівель. У будинку культури передбачено облаштування роздільних систем господарсько-питного і протипожежного водопостачання, що відповідає сучасним вимогам до безпеки та гігієни.

Проектом передбачено тупикову систему водопостачання. Подача води здійснюватиметься через єдину нитку водопроводу, виконаного з чавунних труб, діаметром 100-65 мм, відповідно до вимог ДСТУ 9583-75. Це забезпечить стійкість системи і оптимальні умови для її експлуатації. Водопровідні труби будуть прокладені на глибині 1,3 м від запланованої позначки землі до верху труби, що дозволить уникнути замерзання води у зимовий період і забезпечить безперебійну роботу системи.

На трубопровідній мережі передбачено облаштування колодязів для монтажу запірної та регулювальної арматури. Колодязі будуть виконані з

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						9
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

типових залізобетонних елементів за проєктом 901-09-11.84, що відповідає вимогам до надійності та зручності обслуговування мережі. Для контролю обсягів споживання води на вводі водопроводу до будинку буде встановлено водолічильник типу ВК-25, що дозволить здійснювати облік витрат води для господарських та технічних потреб установи.

1.5.2. Протипожежні заходи.

Для забезпечення надійної системи зовнішнього пожежегасіння будівлі передбачено використання наявних пожежних гідрантів, які забезпечують доступ для підключення пожежних машин та оперативного гасіння пожежі на прилеглій території будівлі.

Система внутрішнього пожежегасіння передбачає встановлення пожежних кранів у ключових точках будівлі. Пожежні крани розташовуються таким чином, щоб кожна ділянка споруди була рівномірно охоплена потоком води з інтенсивністю 2,5 л/сек, що відповідає нормам для забезпечення ефективного пожежегасіння.

Пожежні крани встановлюватимуться в спеціально передбачених шафах і нішах, розташованих у коридорах та фойє на висоті 1,35 м від рівня підлоги. Це забезпечить зручний доступ до обладнання в разі потреби. Для кожного пожежного крана передбачено комплект з рукавом діаметром 50 мм та довжиною 20 м з прорезиненим покриттям, що відповідає стандартам для внутрішніх систем пожежегасіння і дозволяє ефективно використовувати обладнання навіть на значних відстанях від джерела водопостачання.

Ці заходи спрямовані на дотримання пожежної безпеки та створення безпечних умов експлуатації будівлі, що відповідає чинним нормативам для закладів громадського призначення.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						10
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

1.5.3. Гаряче водопостачання.

Проектом передбачається централізоване підключення гарячого водопостачання від існуючої теплотраси, що пролягає вздовж вулиці, забезпечуючи надійне постачання гарячої води для будівлі. Гаряча вода буде подаватися до змішувачів умивальників, душових сіток, мийок, а також до технологічного обладнання, що відповідає санітарним та технологічним потребам будівлі.

Для забезпечення безперервної подачі гарячої води в межах комплексу передбачено кільцеву схему циркуляції в магістральних трубопроводах, яка підтримує постійний рух води, запобігаючи її охолодженню в системі. Це сприяє стабільному температурному режиму та забезпечує зручність для користувачів, оскільки гаряча вода буде доступна відразу після відкриття змішувачів.

Трубопроводи та стояки будуть ізольовані спеціальними плитами зі скловолокна завтовшки 40 мм, що забезпечить ефективне збереження тепла, зменшення тепловтрат і підвищення загальної енергоефективності системи. Ізоляція також сприятиме зменшенню витрат на опалення, оскільки збереження тепла в системі водопостачання допоможе знизити навантаження на джерело гарячої води.

1.6.Визначення розрахункових витрат внутрішнього водопроводу.

Для визначення максимальних секундних витрат води в будівлі, виходимо з таких параметрів:

1. **Кількість споживачів:** 600 осіб.
2. **Ймовірність дії приладів** враховується для розрахунку середньої витрати води з урахуванням ймовірності використання приладів.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						11
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Вхідні дані:

- Норма витрат води на одного споживача $Q_{заг}=0.9$ л
- Витрата води одним приладом $q_0=0.3$ л/с $q_0 = 0.3$ л/с,
- Кількість приладів $N=18$ $N = 18$ $N=18$.

Розрахунок секундної витрати води:

Використовуючи коефіцієнт ймовірності $\lambda=0.678$ \ $\lambda = 0.678$ $\lambda=0.678$, секундну витрату води можна визначити за формулою:

$$q=5 \cdot q_0 \cdot \lambda = 5 \cdot 0.3 \cdot 0.678 = 1.02 \text{ л/с}$$

Таким чином, розрахункова секундна витрата води становить 1.02 л/с.

Насосне обладнання: Для забезпечення потрібного напору води в системі в приміщенні насосної передбачено встановлення насоса марки **К 50-32-125** з такими характеристиками:

- Продуктивність насоса $Q=12.5$ м³/год $Q = 3.47$ л/с,
- Напір $H=20$ м $H = 20$ м,
- Потужність електродвигуна $N=2.2$ кВт.

Це обладнання дозволить забезпечити стабільне постачання води з необхідним напором, що задовольняє вимоги до водопостачання в будівлі при пікових навантаженнях.

1.7 Підбір лічильника

Для підбору крильчастого лічильника типу ВК-25 розраховуємо втрати напору, щоб переконатися, що вони не перевищують допустимих значень.

Вхідні дані для розрахунку:

- Опір лічильника: $\rho=1.30$ м*с/л,

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						12
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- Розрахункова секундна витрата води: $q = 1.02$ л/с.

Розрахунок втрат напору:

Формула для визначення втрат напору в лічильнику:

$$h_{\text{meter}} = p * q = 1.30 * 1.02 = 1.326 \text{ м}$$

Заокруглено:

$$h_{\text{meter}} = 1.35 \text{ м}$$

Це значення перевищує допустимий рівень втрат напору у 1 м, що свідчить про необхідність переглянути підбір лічильника або провести уточнення розрахунків для підбору лічильника з меншим опором.

1.8.Каналізація

Проект будинку культури передбачає роздільну систему каналізації, що включає дві окремі мережі: господарсько-побутову та дощову каналізації, які відповідають вимогам щодо відведення різних типів стоків.

Господарсько-побутова каналізація

Система господарсько-побутової каналізації призначена для відведення стоків від санітарно-технічних приладів і під'єднується до міської мережі каналізації через трубопровід діаметром 200 мм. Для обслуговування каналізаційної системи на випусках встановлюються оглядові колодязі, виготовлені із збірних залізобетонних елементів, що полегшує доступ до мережі.

Дощова каналізація

Система дощової каналізації проектом підключається до існуючого колектора великого діаметра – 800 мм, призначеного для ефективного відведення атмосферних опадів. У місцях випуску дощової каналізації передбачені оглядові колодязі з залізобетонних елементів, що відповідають вимогам для тривалого та надійного функціонування.

Внутрішня система каналізації

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						13
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Внутрішні трубопроводи обладнані ревізіями та прочистками, які розташовані відповідно до норм ДБН В.2.5-64:2012(04.01-85) для забезпечення зручного доступу до системи з метою профілактики та обслуговування.

Матеріали трубопроводів

Для внутрішньоплощадочних сіток господарсько-побутової та дощової каналізації передбачено використання керамічних каналізаційних труб діаметром від 150 до 300 мм відповідно до ДСТУ Б В.2.5-57:2011. Вулична дощова каналізація прокладається із залізобетонних безнапірних труб діаметром від 600 до 800 мм, що забезпечує надійне відведення стічних вод та дощових опадів.

Оглядові та дощоприйомні колодязі

На трубопроводах встановлюються оглядові та дощоприйомні колодязі з залізобетонних елементів за типовим проєктом ТП902-09-22, діаметром 1000 мм. Це забезпечує можливість періодичного огляду та прочистки каналізаційних мереж.

Прокладання стічних вод від санітарних приладів

Відвід стічних вод від санітарних приладів здійснюється по відкрито прокладених трубопроводах, а витяжні частини каналізаційних стояків виводяться над покрівлею на висоту 0,5 м, що відповідає нормам для запобігання утворенню неприємних запахів у приміщеннях.

Внутрішні водостоки

Проєктом також передбачено внутрішні водостоки, з відведенням стояків у дворову каналізацію, що дозволяє ефективно організувати відведення дощових і талих вод.

Сейсмостійкість

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						14
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

У місцях, де трубопроводи проходять через сейсмічні шви будівлі, використовуються компенсаційні патрубки для забезпечення гнучкості та стійкості системи до можливих коливань.

Обсяг стоків

Запроєктований обсяг господарсько-побутових стоків для будинку культури складає 14 м³ на добу, що дозволяє належним чином забезпечити відведення відходів без перевантаження системи.

Ці рішення забезпечують безпеку, надійність і відповідність системи каналізації вимогам для громадських будівель.

1.9 Теплопостачання та вентиляція

Система опалення запроєктованого будинку культури є однотрубною, що передбачає послідовне підключення опалювальних приладів із питною розводкою. Як теплоносій використовується вода, що циркулює з температурними параметрами $t_{\text{подачі}} = 95^{\circ}\text{C}$ та $t_{\text{обратки}} = 70^{\circ}\text{C}$, що забезпечує ефективне обігрівання приміщень.

Опалення залу та нагрівні прилади

У великому залі також передбачено окрему систему опалення для забезпечення комфортного мікроклімату під час проведення заходів. Як нагрівні прилади використовуються:

- Конвектори типу „Комфорт” для рівномірного прогріву повітря,
- Радіатори М 140-АО, які забезпечують швидке і стабільне нагрівання простору.

Прокладання трубопроводів і ізоляція

Магістральні трубопроводи системи опалення прокладаються в підпільному каналі для зручності обслуговування та захисту від механічних пошкоджень. Також вони прокладаються відкрито по підвальному приміщенню, що дозволяє зручно контролювати стан трубопроводів. Для мінімізації тепловтрат трубопроводи ізолюються мінераловатними плитами,

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						15
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

які додатково покриваються ґрунтовкою і фольгоізолом, що забезпечує належний рівень теплоізоляції та запобігає втратам енергії.

Регулювання температури

Для підтримки стабільної температури теплоносія в системі в вузлі управління встановлюється регулятор температури РТК-2216 ДОС. Датчики температури виведені на північний фасад, що дозволяє враховувати зовнішні температурні коливання і оптимально регулювати подачу тепла для зниження енергоспоживання.

Витрати тепла

Загальні витрати тепла для обігріву приміщень становлять:

- На опалення: 305140 Вт,
- Загальні витрати тепла: 404554 Вт, що включає як обігрів, так і інші можливі теплові навантаження (наприклад, гаряче водопостачання).

Підключення до міської тепломережі

Система опалення підключається до існуючої міської теплотраси. Місцем підключення є теплова камера та водомірний вузол, розташовані в підвальному приміщенні біля осей 1 і Р. Теплоносієм виступає гаряча вода з високими температурними параметрами $t_{\text{подачі}} = 150^{\circ}\text{C}$ та $t_{\text{обратки}} = 70^{\circ}\text{C}$, що забезпечує належну ефективність при значних теплових витратах.

Прокладання теплової мережі

Теплова мережа запроектована із застосуванням уніфікованих збірних залізобетонних панелей типу КЛ-90-45 і КЛ-60-45, які забезпечують міцність конструкцій та дозволяють швидко і зручне виконання монтажних робіт.

Ці рішення забезпечують надійну систему опалення будинку культури, яка відповідає вимогам енергоефективності та комфорту для користувачів.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						16
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

1.10 Вентиляція і кондиціонування повітря.

Вентиляційна система будинку культури розроблена як приточно-витяжна з комбінованим (механічним і природним) збудженням, що забезпечує ефективний обмін повітря в різних приміщеннях і відповідає санітарним вимогам.

Глядацький зал

У глядацькому залі повітрообмін розрахований на асиміляцію надлишкового тепла, яке генерується присутніми людьми та обладнанням. Для цього передбачено два різних режими циркуляції повітря залежно від сезону:

- Зимовий період: схема «зверху-вниз», що забезпечує спрямований потік теплого повітря вниз для рівномірного обігріву залу.
- Літній період: схема «зверху-вверх», яка сприяє відведенню теплого повітря вгору і зменшенню перегріву залу.

Для економії тепла у зимовий період запроектована рециркуляція повітря, що дозволяє частково повторно використовувати підігріте повітря, зменшуючи витрати на опалення. Вентиляція глядацького залу представлена окремою приточною системою П-1 та природними витяжними системами В-1 і В-2.

Припливна вентиляція

Для припливних систем П-1 і П-2 використовуються стандартні припливні камери 2ПК, які забезпечують подачу свіжого повітря з належним очищенням та підігрівом. У місцях проходження повітря встановлюються пластинчасті шумопоглиначі для зниження аеродинамічного шуму як у припливному, так і в рециркуляційному повітропроводах.

Витяжні системи

Система витяжної вентиляції, що включає витяжні системи В-1 і В-6, оснащена вентиляторами типу ВКР та відцентровими вентиляторами типу Ц-4-70, які забезпечують ефективне відведення повітря з залу та інших

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						17
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

приміщень. Всі повітроводи виконані з тонколистової сталі, що забезпечує їхню надійність, та шлакобетонних плит, що підвищує тепло- та звукоізоляційні властивості.

Розташування обладнання

Припливна вентиляційна камера розташована в підвальному приміщенні, що забезпечує зручний доступ для обслуговування і підтримки оптимального повітрообміну.

Кондиціонування для актового залу

Для актового залу передбачено кондиціонування повітря з розміщенням кондиціонера Кд у підвальному приміщенні в осях Р÷Л; 8÷7. Кондиціонер підтримує комфортну температуру в залі влітку, а також рівень вологості, що особливо важливо для масових заходів. Для розподілу повітря в залі встановлюються повітророзподільні пристрої.

Повітрозабір і витяжка

- Повітрозабірна шахта розташована з тильної сторони будинку на висоті 2,5 м від рівня землі для запобігання забрудненню повітря, яке надходить до приміщення.

- Витяжна камера знаходиться на верхньому другому поверсі в технічному приміщенні (осі А÷8), що дозволяє ефективно видаляти відпрацьоване повітря з верхніх зон будівлі.

Тепловитрати на вентиляцію

Витрати тепла на вентиляцію складають 99414 Вт, що дозволяє забезпечити належну температуру і комфортний мікроклімат у всіх приміщеннях.

Ці заходи забезпечують ефективну і економічну роботу вентиляційної системи в будівлі, створюючи оптимальні умови для перебування людей у приміщеннях будинку культури в будь-яку пору року.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						18
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Стан питання і завдання дослідження

2.1.1. Типи залізобетонних багатошарових конструкцій, що працюють на згин, та їх використання в будівництві.

Залізобетонні стіни для будинків, офісів та заводів найчастіше роблять із одного шару важкого бетону. Проте, якщо використовувати дво- або багатошарові конструкції, де частину шарів роблять із легшого бетону, це допомагає краще ізолювати тепло і звук, а також зменшує вагу конструкції. Це знижує витрати на матеріали та полегшує процес будівництва.

Багатошарові конструкції з утепленням з легкого бетону вже добре зарекомендували себе і відповідають сучасним ДСТУ та ДБН. Основний шар роблять із важкого бетону класу В15 і вище, а шар утеплення – із легкого бетону класу В3,5.

Багатошарові конструкції можуть складатися з двох, трьох або навіть більше шарів. Тришарові конструкції бувають двох типів: симетричні (шари однакові за товщиною та матеріалом) та несиметричні (шари відрізняються за товщиною чи матеріалом).

У будівництві часто використовують тришарові конструкції з керамзитобетону або арболіту, що допомагає зекономити на цементі та транспортних витратах. Такі конструкції популярні як в Україні, так і за кордоном. Наприклад, швейцарська компанія "Durisol" виготовляє двошарові панелі різних розмірів: стандартні (4x0,5x0,2 м) і великі (6x1,5x2,0 м), де зовнішній шар із важкого бетону має товщину 0,2-0,3 м. Подібні панелі виготовляють також компанії "Velox" з Нідерландів та "ZHT" з Бельгії.

Дослідження показали, що додавання базальтових волокон у зовнішні шари підвищує їхню міцність, жорсткість та стійкість до тріщин, води, морозу, ударів, зносу та усадки.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						19
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Багатошарові залізобетонні конструкції часто використовуються у стінових панелях, покриттях, а також у промислових та сільськогосподарських будівлях із високою вологістю та агресивними умовами, у холодильниках, сховищах для овочів і фруктів, та в регіонах з низькими температурами. Існує досвід застосування таких конструкцій з утеплювальним шаром із легких бетонів. Несучі шари таких елементів роблять здебільшого з важких або конструкційних легких бетонів класу міцності В25 і вище, а утеплювальні — з конструкційно-теплоізоляційних бетонів класу В1,0-В3,5, таких як керамзитобетон, великопористий бетон, перлітобетон тощо.

На сьогоднішній день розроблено і експериментально перевірено різні види багатошарових конструкцій, які мають високу надійність у експлуатації. У багатьох дослідженнях часто рекомендуються тришарові варіанти конструкцій. Вони мають два зовнішніх залізобетонних шари, які з'єднані між собою гнучкими металевими зв'язками або жорсткими бетонними ребрами проміжного теплоізоляційного шару.

Для покращення теплозахисту житлових будинків використовують дво- і тришарові панелі для перекриттів та покриттів з утепленням з легких бетонів.

У СН 549-82 [12] надаються рекомендації щодо використання арболіту класу В1,5–3,5 разом з армованим важким, легким та дрібнозернистим бетоном класів В15-25. Інститути НІІЖБ і ВНПО розробили стіни та плити перекриттів з арболіту. Такі конструкції бувають двох типів.

Перший тип — це тришарові елементи, де верхній і нижній шари виконують несучу функцію, а середній арболітовий шар слугує як звуко- та теплоізоляція. Головна перевага цих конструкцій — вони не лише добре ізолюють, але й забезпечують спільну роботу всіх шарів. Однак, якщо арболіт має невисоку міцність ($B \approx 15$), можливе зрушення шарів. У таких випадках застосовують плити другого типу.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						20
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

У другому типі плит, для покращення несучої здатності, в бічні грані вбудовують сталеву арматуру у вигляді зварних каркасів. Завдяки цьому бокові грані також виконують функцію несучого елементу (рисунок 2.1).

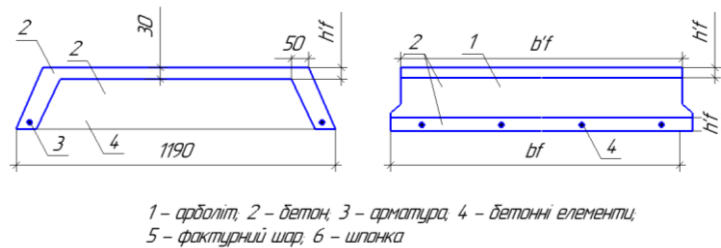


Рисунок 2.1 - Поперечний розріз тришарових плит перекриття та покриттів, де верхній і нижній шари зроблені з бетону, а середній шар — з арболіту, що забезпечує ізоляційні властивості.

Основні характеристики багатошарових залізобетонних конструкцій такі:

- можливість комбінування різних шарів, щоб максимально ефективно використовувати їхні властивості та функції;
- зменшення ваги, витрат праці, економія цементу та зниження вартості несучих елементів;
- можливість застосування конструкцій із полімерним покриттям у тих випадках, де традиційні рішення не підходять.

Як вже згадувалося, є багато теоретичних і практичних досліджень щодо використання різних типів багатошарових конструкцій у стінових панелях, плитах перекриттів та покриттях.

2.2 Аналіз досліджень залізобетонних елементів, що працюють на згин, виготовлених з різних типів бетонів.

Численні дослідження, присвячені розрахунку, проектуванню, виготовленню та застосуванню одношарових і багатошарових залізобетонних елементів (як посилених, так і непідсилених) для будівництва, проводилися

такими вченими, як Ю. І. Мешкаускас, Санжаровський, Е. А. Король, Б. В. Міряєв, С. М. Петров, Ш. Ф. Акбулатов, Н. Н. Пантелєєв та інші.

Залізобетонні конструкції з'явилися в результаті швидкого розвитку промисловості в другій половині XIX століття, коли виникла потреба у будівництві нових фабрик, заводів, портів та інших важливих об'єктів. У цей час цементна промисловість та чорна металургія почали активно розвиватися, спираючись на багатовіковий досвід будівництва минулих цивілізацій.

З'явилися нові види бетону та сталі. Хоча ще в 1802 році для покриття Царськосільського палацу використовували армований бетон, це не вважалося новим будівельним матеріалом, і його не патентували [20].

Дніпропетровська філія НДІСПА Держбуду УРСР спільно з Промбудніпроектм і НІЖБ розробили технологію безопалубного формування тришарових панелей стрічкової нарізки. За такою ж технологією були виготовлені дво- та тришарові плити покриттів із утеплювачем з великопористого керамзитобетону.

НІСМІ розробив удосконалену технологію виробництва плит покриття для промислових будівель з утеплювачем із перлітобетону, яку освоїв Броварський ЗСК. Плити розмірами 6х3 м і 12х3 м виготовляються відповідно до ТУ 65 УРСР 116-84.

З метою покращення теплозахисту будівель у житловому секторі були розроблені нові дво- і тришарові панелі перекриттів і покриттів з утеплювачем із легкого бетону. Це було пов'язано з удосконаленням конструкцій дахів. У великопанельному будівництві з середини 50-х до кінця 60-х років популярними були дахи без горищ [7]. Дослідження також охоплюють двошарові панелі горищних перекриттів та суміщених покриттів [7, 8]. У деяких роботах розглянуто тришарові панелі з точки зору ефективного використання різних міцностей бетону в монолітному перетині, з урахуванням напружено-деформованого стану згинаних елементів [8, 5, 10].

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						22
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

До впровадження дво- і тришарових панелей широко використовували одношарові панелі, утеплені пористими заповнювачами. З появою заводських дво- і тришарових панелей із теплоізоляційним шаром з легкого бетону вдалося значно скоротити витрати праці на будівельному майданчику та знизити матеріаломісткість конструкцій.

В останні роки були розроблені методи розрахунку двошарових залізобетонних згинаних елементів у вигляді балок. Дослідження зосереджувалися на тріщиностійкості, деформативності, несучій здатності нормального перетину та інших параметрах, що впливають на тріщиностійкість у двошарових елементах. У таких елементах верхній шар виготовляють з важкого бетону, а нижній — з легкого бетону на пористих заповнювачах [12]. Відзначено, що характер розвитку тріщин нормального відриву і поперечного зсуву значною мірою залежить від розташування контактної поверхні між шарами та поперечної арматури (особливо при розвитку тріщин поперечного відриву). Рекомендується проектувати двошарові згинані елементи таким чином, щоб контактна поверхня не потрапляла у стислу зону нормального перетину.

Оскільки бетонування другого шару здійснюється через кілька діб після першого, незрозуміло, чи можуть виникнути мікродефекти під час повторного вібрування та як вони впливають на довговічність і працездатність конструкції.

У дослідженні [5] розглядається, як каутон впливає на міцність, стійкість до тріщин та деформацію згинаних елементів з двох шарів, де перетин розташований перпендикулярно до нейтральної осі. Каутон був використаний у зоні, що піддається розтягненню, а в зоні стиснення - звичайний бетон. Через те, що каутон добре витримує навантаження на розтяг, конструкції з нього показують вищу несучу здатність. Однак, з огляду на високу вартість каутону, його використання у звичайних умовах є

економічно недоцільним; цей матеріал доцільніше застосовувати в умовах агресивного середовища.

2.3 Розвиток експериментальних та теоретичних досліджень міцності нормального перетину залізобетонних згинаних елементів.

Аналіз впливу міцності бетону в стислому шарі на несучу здатність одношарових та багатошарових згинаних конструкцій.

2.3.1 Вплив межі переармування на несучу здатність залізобетонних згинаних елементів.

На початку ХХ століття залізобетон став використовуватися ширше, а будівництво стикнулося з новими викликами. Було зібрано чимало експериментальних і теоретичних даних про залізобетон. У цей час почали шукати більш ефективні методи його розрахунку. У 1932 році А. Ф. Лолейт запропонував метод розрахунку залізобетонних конструкцій на основі руйнівних навантажень, який згодом був розвинений у роботах багатьох інших дослідників [8, 9, 16].

Під час дослідження було вивчено роботи таких науковців, як А.А. Гвоздьов, Я.В. Стрілецький, Залесов та інших. Вони розробили методи розрахунку для звичайних залізобетонних конструкцій з бетонів класу нижче В60, які враховують основні фактори при навантаженнях. Водночас досліджень несучої здатності та деформативності двошарових залізобетонних елементів з бетонів класу понад В60 у зоні стиснення не було проведено. Також у сучасних нормативних документах немає рекомендацій щодо проєктування та розрахунку таких елементів.

Розрахунок міцності в нормальних перетинах пов'язаний з можливим руйнуванням елементів через зовнішній згинальний момент. Метою такого розрахунку є визначення розмірів поперечного перетину та кількості поздовжньої арматури, яка забезпечить надійність конструкції під навантаженням.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						24
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Руйнування залізобетонних згинаних елементів у нормальному перетині відбувається у двох випадках:

1. Коли напруга в арматурі досягає межі плинності (або умовної межі плинності) раніше, ніж відбувається руйнування стислого бетону.

2. Коли бетон у стислому шарі руйнується над нормальною тріщиною ще до того, як арматура досягає межі плинності, що відповідає крихкому руйнуванню.

Отже, при проєктуванні залізобетонних елементів важливо обирати такий варіант, який максимально використовує характеристики міцності матеріалів. Щоб оцінити можливість руйнування за будь-яким з цих сценаріїв, необхідно знати граничну висоту стислої зони нормального перетину.

Одним із ключових факторів, що впливає на несучу здатність нормального перетину згинаних елементів, є коефіцієнт поздовжнього армування, як зазначено в роботах Я. В. Стоярова [12] та інших дослідників. Проте різні автори пропонують різні методи для визначення цього коефіцієнта.

Зрозуміло, що зі збільшенням коефіцієнта поздовжнього армування збільшується висота стислої зони, а зі зростанням міцності стислого шару перетину межа армування зменшується. У дослідженні В. С. Булгакова [26] було визначено відносну висоту стислої зони для згинаних залізобетонних елементів із кубиковою міцністю від 30 до 90 МПа за допомогою формули:

$$\xi = \frac{\sigma_y \cdot A_s}{b \cdot h_0 \cdot R_b^u},$$

Де:

σ_y – межа плинності розтягнутої арматури;

A_s – площа поперечного перетину розтягнутої арматури;

R_b^u – міцність бетону на стиск під час вигину.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						25
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Гранична відносна несуча здатність балок визначається за таким рівнянням:

$$\bar{K}_\sigma = \omega \xi (1 - \gamma \xi),$$

Де:

- w — коефіцієнт повноти епюри стислого бетону;
- g — коефіцієнт, що визначає положення центру ваги епюри.

Згідно з проведеними експериментами [115], величина несучої здатності зростає із підвищенням відсотка армування, але при однаковому рівні армування коефіцієнт W є дещо нижчим для високоміцних бетонів. Середні значення коефіцієнта w для елементів із бетоном міцністю 30 МПа становили 0,708, а для бетону 80 МПа — 0,523. Щодо впливу форми перетину на коефіцієнт повноти епюри стиснення, через значний розкид даних зробити чіткі висновки складно.

Згідно з дослідженням В. С. Булгакова [26], міцність переармованих згинаних елементів зростає непропорційно класу бетону. Це свідчить про те, що межа граничного армування знижується із підвищенням міцності бетону. Водночас зі збільшенням міцності бетону зменшується відносна висота стислої зони, що пов'язано з меншою граничною деформативністю високоміцного бетону.

Результати дослідження [26] свідчать, що відносна несуча здатність переармованих згинаних елементів залежить від коефіцієнтів g і w , коли змінюється міцність бетону. При збільшенні міцності бетону значення цих коефіцієнтів знижуються, що призводить до зменшення коефіцієнта K_b . Отже, при збільшенні міцності бетону епюра напружень у стислому шарі бетону стає ближчою до прямої лінії.

Деякі дослідники, зокрема А. А. Гвоздьов [32, 33], рекомендують чисельне визначення межі стислої зони на основі співвідношення статичних моментів перетину.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						26
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$\frac{S_b}{S_{red}} = 0,8$$

Де:

S_b - статичний момент площі бетону в стислому шарі відносно осі, перпендикулярної площині вигину, яка проходить через центр ваги розтягнутої арматури;

S_{red} - статичний момент корисної площі поперечного бетонного перетину відносно осі, перпендикулярної площині вигину, яка проходить через центр ваги розтягнутої арматури.

У багатьох дослідженнях [13, 14, 17] підтверджено, що високоміцні бетони зниженої деформативності мають меншу повноту епюри напружень і нижчу межу армування при використанні прямокутної епюри напружень у стислому шарі. У різних дослідженнях значення межі армування відрізнялися не лише для високоміцного бетону, а й для бетону з низькою міцністю, що призвело до різних рекомендацій щодо межі переармування.

За результатами експериментальних досліджень балок прямокутного перетину з різними рівнями поздовжнього армування та міцності бетону, К. І. Безухов [12] отримав такі значення для переармування:

$$\zeta_R = 0,32 - 0,35$$

Я. В. Столяров для визначення межі переармування використовував криволінійну епюру напружень та запропонував такі значення:

$$\zeta_R = 0,22 - 0,33$$

За висновком В. І. Мурашева, гранична відносна висота стислої зони перетину є змінною величиною і залежить від межі плинності розтягнутої арматури та міцності бетону:

$$\zeta_R = 0,4 - 0,6$$

Розглядати різні значення та методи визначення граничної висоти стислої зони, запропоновані різними дослідниками, недоцільно. Основними причинами цього, як зазначено в [2], є використання різних форм епюри

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						27
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

стислої частини бетонного перетину та різних значень опору стислого бетону.

Застосовуючи гіпотезу плоских перетинів і деформації крайніх стислих волокон для переармованих елементів, Г. І. Мельников [8] запропонував формулу для визначення межі переармування:

$$\xi_R = \frac{\omega_R}{1 + \frac{\varepsilon_t - \theta}{\varepsilon_R}}$$

Де: ω - коефіцієнт повноти епюри напружень стислої зони бетонного перерізу.

ε_t - відносне рівномірне подовження під час розриву (для арматури з твердого металу) або відносне подовження до межі текучості (для арматури з м'якого металу).

ε_R - відносне максимальне вкорочення бетону під час вигину.

θ - Відносне подовження арматури, що відповідає її максимальному напруженню σ_{sp}

$$\varepsilon_t - \theta = \varepsilon_t \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{R_s}\right)^{1/k}$$

Аналізуючи вказані вище формули, можна сказати, що несуча здатність залізобетонних згинаних елементів у нормальному перерізі залежить від рівня переармування та визначається кількома факторами: міцністю та здатністю бетону до деформацій, міцністю та деформативними властивостями арматури, а також розмірами поперечного перерізу та їх співвідношенням.

Згідно з сучасними ДБН, гранична висота стислої зони перетину згинаних залізобетонних елементів розраховується на основі припущення, що одночасно з досягненням напруження в розтягнутій арматурі рівня межі текучості (σ_y) або умовної межі ($\sigma_{0.2}$), елемент досягає свого граничного стану, який визначається за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

Де: $\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b$

R_b - характеристичне значення опору бетону стисненню в МПа;

$$\sigma_{SR} = 400 - \sigma_{sp}$$

Показник ω – це відносна висота стислої зони бетону з прямокутним розподілом напружень, при якій деформації та напруження в поздовжній арматурі стають нульовими. Це вказує на те, що нейтральна лінія в реальних умовах з криволінійним розподілом напружень проходить через центр ваги поздовжньої арматури, а реальна висота стислої зони дорівнює h_0 (приблизно 1).

Таким чином, показник ω описує, наскільки фактичний розподіл напружень у стислому бетоні відхиляється від прямокутного. Його можна розглядати як коефіцієнт повноти розподілу напружень у бетоні, коли фактична нейтральна вісь знаходиться всередині перетину.

У дослідженні К.Т. Саканова було вивчено, як форма поперечного перетину впливає на граничну висоту стислої зони в залізобетонних елементах. Зразки мали трикутні, прямокутні та двотаврові форми перетину. Аналіз даних показав, що при однаковій деформації розтягнутої арматури відносна висота стислої зони у зразках з трикутним перетином більша, ніж у прямокутних і двотаврових. Порівняння двотаврових балок із прямокутними показало, що при низькій міцності бетону відносна висота стислої зони у двотаврових балок менша, ніж у прямокутних. У випадку з міцнішим бетоном ця різниця майже зникає.

2.4 Розрахунок та аналіз міцності нормального перерізу багатопарових згинаних елементів

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						29
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Встановлено, що в тришарових елементах, як звичайних, так і попередньо напружених, нейтральна вісь нормального перетину знаходиться в межах шару з більш міцним бетоном у стислій зоні або в межах середнього шару. Це означає, що $x \leq h'_c$ (де h'_c - товщина верхнього шару, а x - висота стиснутої зони), або ж $x > h'_c$ коли стислива зона переходить до середнього шару. Для визначення несучої здатності таких конструкцій використовують два види формул, аналогічних розрахунку таврових елементів.

У роботах І.Д. Передерієнка та Ю.І. Мешкаускаса була запропонована методика розрахунку міцності нормальних перерізів тришарових шлакозалізобетонних та керамзитобетонних елементів. У першому випадку, коли $(x \leq h'_c)$ висота стислої зони розташована в межах верхнього шару. Розрахунок таких перерізів виконується за методикою, схожою з розрахунком одношарових прямокутних перерізів, використовуючи ширину верхнього шару та міцність бетону цього шару.

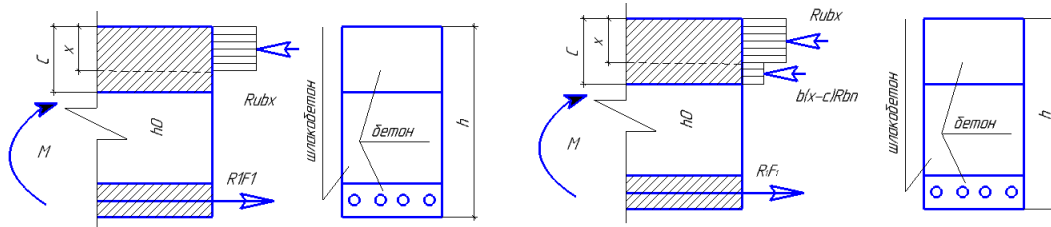
У другому випадку, коли $(x > h'_c)$, тобто стислива зона виходить за межі верхнього шару, багатошарові елементи зводяться до еквівалентних однорідних із більш міцного бетону, враховуючи їхню розрахункову міцність на стиск при вигині.

Як показано на рисунку 2.4, співвідношення напружень між бетоном та шлакобетоном залежить від співвідношення модулів пружності, і розрахунок виконується за поданими формулами.

Висота стислої зони обчислюється за формулою:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 + \left(\frac{1}{n} - 1\right)(2h_0 - c^2) - \frac{2M}{mbR_u n}}$$

Де: $n = \frac{E_m}{E_b}$ - відношення початкових модулів пружності шлакобетону та бетону; c - товщина верхнього шару бетону; m -коефіцієнт умови роботи залізобетонних конструкцій; R_u розрахунковий опір бетону при вигині; h_0 і b робоча висота і ширина перерізу відповідно.



нормальний перетин тришарових шлакозалізобетонних згинаючих елементів при $(x \leq h')$,
 R, F – розрахунковий опір і площа поперечного перерізу розтягнутої арматури

нормальний перетин тришарових шлакозалізобетонних згинаючих елементів при $(x = h')$,
 R, F – розрахунковий опір і площа поперечного перерізу розтягнутої арматури

Рисунок 2.2 - Графіки напружень тришарових шлакобетонних згинальних елементів.

У дослідженні [9] сказано, що в тришарових згинаючих елементах із залізобетону, де тонкі несучі частини виконані з базальтобетону, вичерпання їх несучої здатності може статися в результаті одного з таких випадків:

- повне використання міцності арматури та розтягнутого фібробетону (базальтобетону) при неповному використанні міцності стиснутого бетону;
- повне використання міцності арматури, а також розтягнутого та стиснутого базальтобетону;
- повне використання міцності стиснутого бетону за умови роботи арматури в пружній стадії.

Методи розрахунку міцності таких елементів вказують на те, що контактна поверхня між шарами є важливим фактором у несучій здатності. Було встановлено, що при втраті спільної роботи шарів несуча здатність значно знижується. Тому при розрахунках міцності нормального перерізу таких елементів особливу увагу слід приділяти зонам контакту між шарами, особливо коли в стиснутій зоні знаходяться різні шари. Також під час виготовлення таких елементів потрібні додаткові заходи, що збільшує складність роботи.

2.4.1 Графік деформації бетону

Одним з головних інструментів у вивченні деформацій і руйнування залізобетону є зв'язок між напруженнями і деформаціями. Головна мета досліджень — знайти модель, яка б якомога точніше відображала цю

залежність. Така модель має показувати стан бетону та встановлювати більш реалістичний зв'язок між напруженнями і деформаціями відповідно до сучасних норм. Ця задача є об'єктом багаторічних досліджень. При цьому всі дослідники погоджуються з загальними закономірностями деформації поперечних перетинів залізобетонних конструкцій під навантаженням, хоча математичні моделі, що описують цей зв'язок, та методи розрахунку міцності залізобетонних конструкцій у різних авторів можуть відрізнятися.

Ці відмінності обумовлені різними підходами до бетону, який може бути розглянутий як:

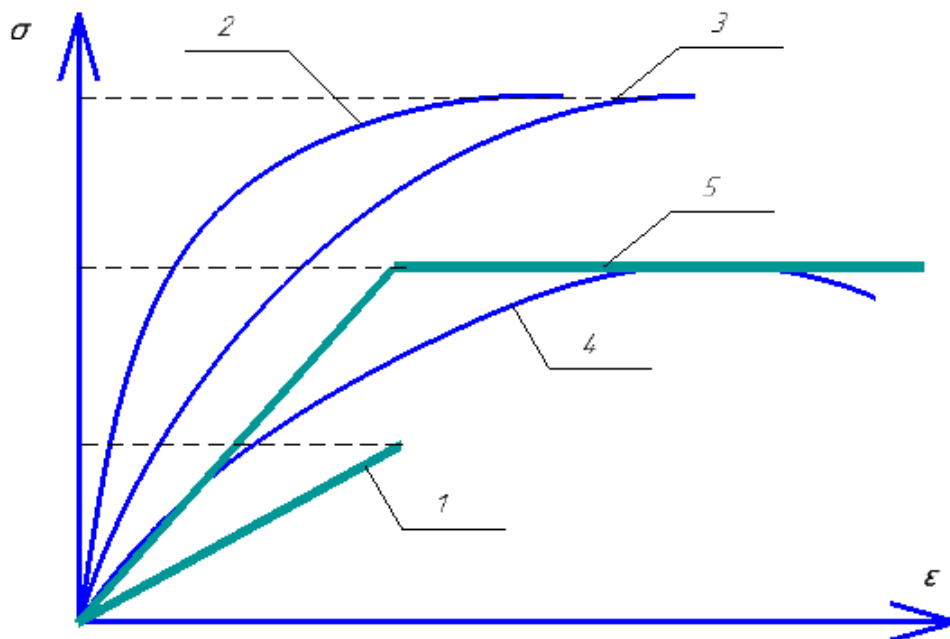
- пружний матеріал;
- пружнопластичний матеріал;
- пластичний матеріал;
- нерівноважно деформований матеріал.

Основні причини нелінійної поведінки залізобетону пов'язані з непружними властивостями бетону і арматури, а також з утворенням та розвитком тріщин.

За даними [15], форма графіка "напруження-деформація" значно залежить від короткочасної міцності бетону. Чим вища короткочасна міцність, тим більша пружна частина на діаграмі. Однак після досягнення максимальних напружень у високоміцних бетонах спостерігається різкий спад, що вказує на крихке руйнування матеріалу.

У роботі [4] аналізуються різні моделі залежності між напруженнями і деформаціями, які представлені на рисунку 4.8. Вони суттєво відрізняються одна від одної. А. Ф. Лолейт (2) описує цю залежність кубічною параболою, а Я.В. Столяров (3) – квадратною параболою. Р. Зеллігер (4) пропонує параболічний закон зміни "напруження-деформація" із спадною частиною.

Експериментальні результати найточніше відображаються кусково-лінійною апроксимацією [2].

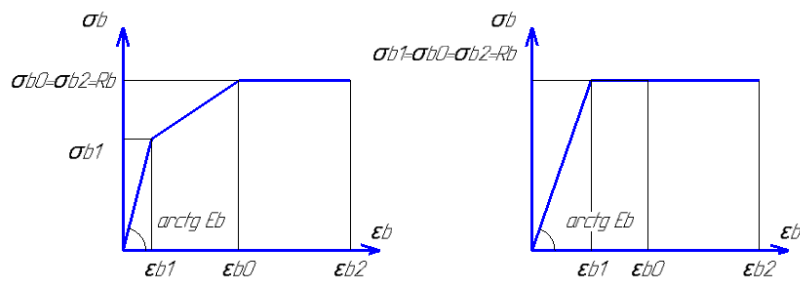


1 - М. Кененом, 2 - А.Ф. Лолейтом, 3 - Я.В. Столяровим, 4 - Р. Зеллигером, 5 - В.І. Мірзашевим

Рисунок 2.3 - Графіки деформації бетону, що застосовуються для оцінки міцності залізобетонних згинальних елементів у нормальних перерізах.

Трилінійну діаграму можна використовувати для оцінки стану напруження і деформації стиснутого та розтягнутого бетону, коли розраховуються тріщини за нелінійною моделлю деформацій, враховуючи короткочасне навантаження. Вона також підходить для оцінки стану бетону у залізобетонних конструкціях без тріщин, враховуючи як короткочасну, так і довготривалу дію навантаження.

Простіша дволінійна діаграма теж може застосовуватися для оцінки напружено-деформованого стану розтягнутого бетону, коли стиснутий бетон працює в пружній стадії, а також у конструкціях з тріщинами, враховуючи тривалу і нетривалу дію навантаження. Похилий відрізок у дволінійній діаграмі, згідно з [12], визначається на основі величини приведенного модуля деформації, який враховує непружні деформації бетону.

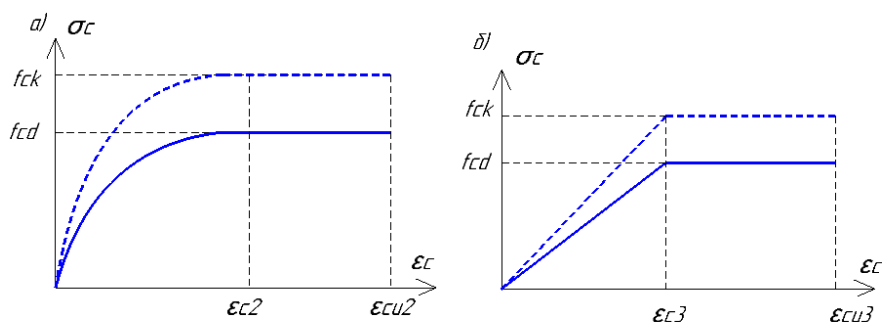


a – трилінійна діаграма стану стисненого бетону;
δ – дволінійна діаграма стану стисненого бетону.

Рисунок 2.4 - Графік стану бетону.

Аналіз різних моделей, які описують поведінку бетону під навантаженням, показав, що спрощена дволінійна діаграма напруження-деформації є найбільш простою та підходить для практичних розрахунків, оскільки з достатньою точністю характеризує напружено-деформований стан бетону.

В європейських нормах та в керівництві до Єврокоду 2 пропонуються два варіанти визначення несучої здатності поперечного перерізу: діаграма "парабола-прямокутник" (рисунок 2.5 а) і "дволінійна залежність між напруженнями та відносною деформацією", або діаграма Прандтля (рисунок 2.5 б).



a – "Параболічно-прямокутна" діаграма для стисненого бетону;
δ – дволінійна діаграма для стисненого бетону (діаграма Прандтля)

Рисунок 2.5 - Графіки стану бетону у стиснутій зоні згідно з Єврокодом 2.

2.5 Планування експерименту. Методика виготовлення та тестування залізобетонних згинальних елементів із верхнім шаром з високоміцного бетону.

2.5.1 Експериментальні зразки для досліджень

2.5.2 Програма проведення експерименту

Дослідні балки виготовлялися в лабораторії у збірно-розбірній металевій опалубці, маючи двошарову структуру: нижній шар з важкого бетону та верхній з високоміцного бетону.

Товщина верхнього шару становила 46-51 мм, залежно від площі перерізу арматури. Схема армування балок зображена на рисунку 1.6. Для армування використовувалися зварні плоскі каркаси в елементах з арматурою класів А400 і А500С, а для арматури А600 застосовували в'язані плоскі каркаси.

Монтажна та поперечна арматура мали такі особливості:

- в елементах з арматурою А400 і А500С використовували арматуру В500 діаметром 6 мм.
- в елементах з арматурою А600 використовували арматуру А240 діаметром 8 мм.
- крок поперечної арматури становив 40-50 мм.

Бетонування виконували поетапно: спочатку готували суміш для верхнього шару з високоміцного бетону, перемішуючи спочатку сухі компоненти, а потім додаючи воду.

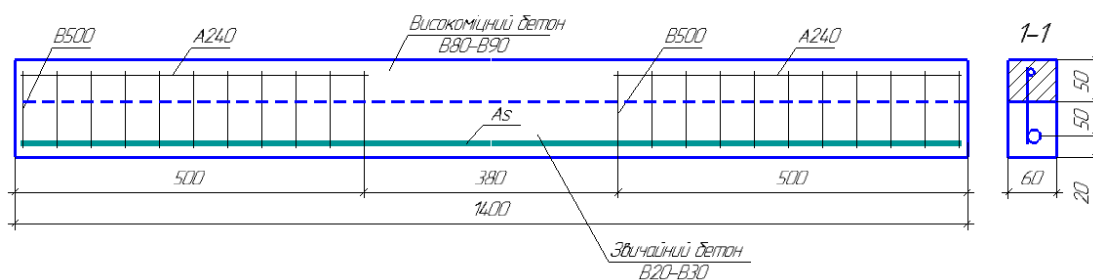


Рисунок 2.6 – Схема армування балок

Бетон замішували в бетономішалці приблизно 10 хвилин. Потім готову суміш заливали у металеву форму і ущільнювали на вібростолі, щоб досягти максимальної щільності. Після цього зробили так само ще одну звичайну бетонну суміш

Для перевірки міцності та деформацій бетону у кожній партії виготовляли по 3-4 контрольні зразки у вигляді призм розміром 70х70х280 мм. Щоб визначити клас бетону, робили ще 3-4 кубики розміром 100х100х100 мм.

Форми для балок знімали через 60-72 години. Балки та зразки витримували у нормальних умовах (температура 20-25°C, вологість 75-90%), з постійним зволоженням протягом перших семи днів. Далі вони знаходилися на повітрі до 28 днів. Готова балка показана на рисунку 2.7.



Рисунок 2.7 – Зовнішній вигляд залізобетонної балки, в якій використано високоміцний бетон у зоні стиснення.

Геометричні параметри виготовлених залізобетонних елементів містяться в Таблиці 2.1

Таблиця 2.1 – Параметри виготовлених елементів.

Шифр елементів	Ширина болок b, мм	Висота болок h, мм	Висота нижнього шару h _{ни} , мм	Висота верхнього шару h _{вш} , мм	Захисний шар a, мм	Площа повздовжньої арматури A _s , мм ²	Процент армування т, %
B12-A400-1	59	119	69	50	18	112	1,86
B12-A400-2	59	120	69	51	17	113	1,85
B14-A400-1	60	120	71	49	21	154	2,59
B16-A400-1	60	119	70	49	21	155	2,59
B16-A400-2	60	120	72	48	24	201	3,51
B12-A500-C-1	60	119	72	47	25	201	3,50
B12-A500-C-2	60	120	69	51	18	112	1,83
B14-A500-C-1	60	119	69	50	19	112	1,83
B14-A500-C-2	59	121	71	50	20	154	2,58
B16-A500-C-1	59	120	71	49	21	155	2,59
B16-A500-C-2	60	120	72	48	20	158	2,69
B12-A600-1	60	120	69	51	18	113	1,85
B12-A600-2	60	120	69	51	18	112	1,85
B14-A600-1	60	120	71	49	21	152	2,56
B14-A600-2	60	120	71	49	21	154	2,57
B16-A600-1	60	120	72	48	24	203	3,52
B16-A600-2	60	120	73	47	24	201	3,51

Примітка:

h – загальна висота поперечного перерізу елементів;

h_{ни.ш.} – висота нижнього шару з бетону марки В20-В30;h_{вш.ш.} – висота верхнього шару з високоміцного бетону марки В80-В90;

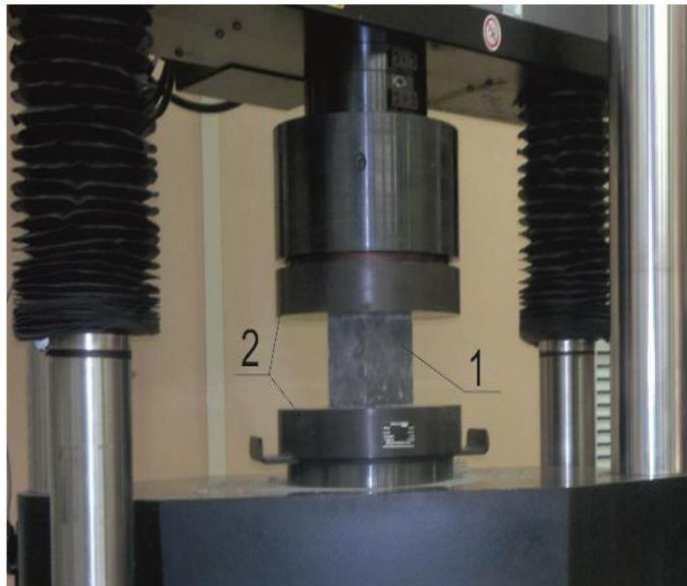
b – ширина поперечного перерізу елементів.

2.5.3 Метод дослідження

Випробування контрольних кубиків і призм проводили після 28 днів їхнього природного твердіння на універсальному пресі. Метод перевірки міцності зразків відповідав стандарту ДСТУ Б В.2.7-43-96. Перед тестуванням зразки ретельно перевіряли, щоб їх поверхня була рівною, без

дефектів, тріщин чи порожнин. Зразки встановлювали на опорну плиту преса так, щоб їхні торці були перпендикулярні до поздовжньої осі.

Під час випробувань центрування кубиків виконувалося за допомогою міток на нижній плиті преса. Навантаження зразків здійснювали безперервно з постійною швидкістю до моменту їх руйнування (рисунок 2.8).



1 – Контрольний кубик із високоміцного бетону;

2 – Нижня та верхня опорні плити преса.

Рисунок 2.8 – Процес випробування бетонного кубика на стиск.

Випробування кожного зразка тривало від 5 до 8 хвилин. Призми центрували за фізичною віссю, а правильність центрування перевіряли шляхом вимірювання поздовжніх деформацій на всіх чотирьох боках призми. Навантаження фіксували за допомогою датчика сили моделі С6 а/200т/ZL. Для вимірювання поздовжніх і поперечних деформацій бетону використовували тензорезистори типу FLA-30-11, підключені до пристрою MGCplus, який у режимі реального часу записував показники датчиків протягом випробування. Призми навантажували безперервно зі швидкістю

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						38
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

0,3-0,4 МПа/с. Процес випробування бетонної призми на стиск зображено на рисунку 2.9.



1 – Високоміцна бетонна призма;

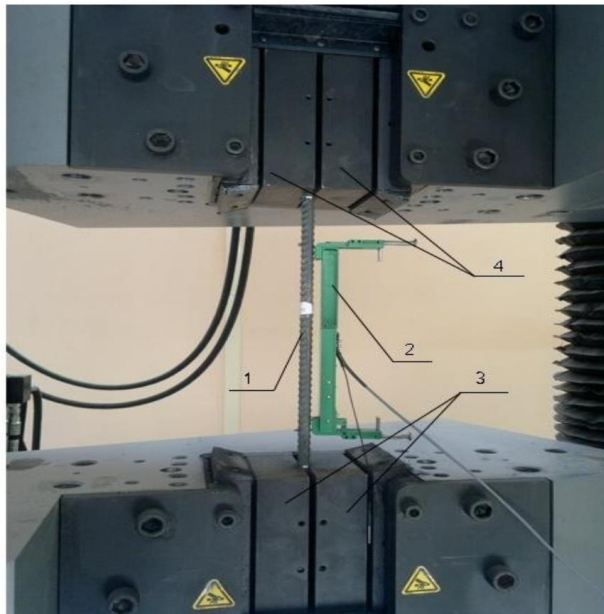
2 – Датчик сили;

3 і 4 – Нижня та верхня опорні плити випробувального преса.

Рисунок 2.9 – Процес випробування бетонної призми на стиск.

Метод випробування арматури на розтяг відповідав сучасним вимогам [9]. Подовження арматури вимірювали за допомогою екстензометра з базою 200 мм (див. рис. 2.10).

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						39
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



1 – тестована арматура; 2 – екстензометр; 3 – нижні губки випробувального преса; 4 – верхні губки випробувального преса.

Рисунок 2.10 – Тестування арматури на розтягнення.

Контрольні кубики, призми та дослідні зразки випробовували в один день. Тестування балок виконували на гідравлічному пресі INSTRON-600. Метод випробувань відповідав актуальним нормам [3, 4]. На поверхні балок закріпили тензорезистори FLA-30-11, а на арматурі – FLA-5-11, дані з яких автоматично зчитував вимірювальний комплекс MGCplus.

Цей же комплекс також реєстрував прогини балок. Тиск від преса передавався на балку через траверсу і ролики у вигляді двох зосереджених сил, розташованих у третинах довжини прольоту. Схему навантаження балок можна побачити на рисунку 2.11.

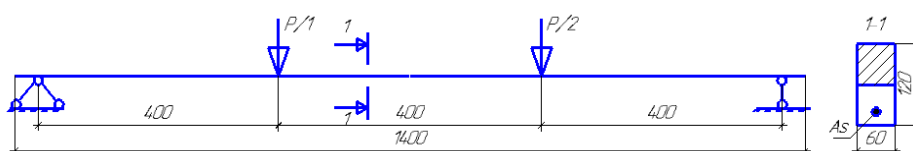


Рисунок 2.11 – Схема навантаження балок

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						40
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Перед тестуванням балок проводили уважний огляд їх зовнішнього вигляду, фіксували всі дефекти (зовнішні порожнини, усадкові або інші тріщини) у протоколі випробувань. Також визначали фактичні розміри поперечного перерізу кожного зразка, а після випробування заміряли захисний шар арматури, фактичну висоту перетину та розташування розтягнутої арматури з середини й країв елементів.

Після завершення випробувань знову заміряли поперечний переріз поблизу місця руйнування, щоб врахувати ці дані в розрахунку міцності зразка. Зразки також фотографували з обох сторін, а на розгортці балок позначали тріщини, місця розташування приладів та місця руйнування.

Максимальне зусилля, яке фіксував датчик у момент руйнування зразка, вважалось за руйнівне навантаження, а значення, при якому арматура починала текти, вважалось за граничне навантаження. Навантаження передавалось на балку через траверс, два сталевих ролики та сталеві пластини на тонкому шарі розчину.

Для вимірювання прогинів у середній частині зразка використовували прогинометр типу WA-Electronic. Загальний вигляд установки для випробувань залізобетонних згинальних елементів із верхнім шаром з високоміцного бетону зображений на рисунку 2.12.



Рисунок 2.12 – Загальний вигляд установки залізобетонної балки на пресі.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						41
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Датчик сили, прогиномір і тензодатчики були підключені до вимірювального комплексу MGCplus, який автоматично записував усі дані під час випробувань. Під час тестування дослідних балок візуально контролювали ширину відкриття нормальних тріщин за допомогою 10-кратного мікроскопа, цифрового мікроскопа з 50х – 500х збільшенням, а також штангенциркуля.

2.6 Дослідження двошарових залізобетонних конструкцій, що піддаються згинанню, де верхній шар виконаний з високоміцного бетону.

2.6.1 Підсумки тестування контрольних зразків

2.6.1.2 Міцність високоміцного та звичайного бетону на кубах і призмах

На відміну від звичайного бетону, кубики з високоміцного бетону ламалися більш різко, з гучним тріском, а сам бетон розлітався на дрібні шматки (див. рисунок 2.13). Після випробувань кубиків з високоміцного та звичайного бетону розраховували середню міцність, середнє квадратичне відхилення, коефіцієнт варіації та клас бетону. Зразки з явними дефектами, такими як порожнечі, тріщини або викривлення, відбраковувалися.



Рисунок 2.13 – Вигляд зруйнованого кубика з високоміцного бетону

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						42
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Руйнування призм починалося з утворення вертикальних тріщин, після чого зразок швидко розпадався. Зазвичай перші тріщини з'являлися при навантаженнях, що були майже критичними. Часто поява тріщин призводила до негайного руйнування зразка, яке було різким, крихким і супроводжувалося гучним тріском. У таких випадках зразки зазвичай розліталися на дрібні шматочки (див. рисунок 2.14).



Рисунок 2.14 - Зруйнована призма з високоміцного бетону

Зазвичай тріщини і початок руйнування з'являлися у верхній або нижній частині призми. Руйнування проходило по похилій площині, як і у кубиків, утворюючи клин, який далі розколював призму у вертикальному напрямку.

Високоміцний бетон має характерну особливість — крихкість, яку важливо враховувати при визначенні розрахункових показників для таких бетонів.

На поверхні більшості призм можна було побачити мережу тонких усадкових тріщин, розташованих горизонтально і вертикально. Однак перші тріщини, які виникали під навантаженням, зазвичай не були пов'язані з цими поверхневими тріщинами, а з новими, які призводили до руйнування призми.

Попри те, що перед випробуванням призми ретельно центрували по фізичній осі, через неоднорідність бетону зусилля під час тестування розподілялися нерівномірно. Через це деякі зразки, які мали бути стиснутими центрально, фактично ставали позацентрово стиснутими. Це вплинуло на зниження відносної міцності призм і нерівномірність їх деформації. Статистичні результати обробки цих випробувань описані в роботі [7].

Дослідник О. Я. Берг вважає, що бетон середньої міцності починає руйнуватися ще до повного вичерпання своєї несучої здатності, і цей процес є поступовим, а не миттєвим. Він починається з утворення мікротріщин у структурі бетону, які далі розвиваються під впливом навантаження. Це пояснює раптове і крихке руйнування зразків з високоміцного бетону.

Наш аналіз експериментальних даних підтверджує цю гіпотезу. Діаграма залежності відносних деформацій від відносних напружень (див. рисунок 2.15) демонструє, що при навантаженнях до 0,85 від граничних R_{bt} поведінка бетону є майже лінійною. Перехід до нелінійної фази відбувається через інтенсивне утворення мікротріщин, яке передує руйнуванню бетону. Після досягнення критичної межі мікротріщин, зразок руйнується раптово, вибухоподібно і без попередження.

Під час випробувань, за даними поздовжніх і поперечних тензодатчиків, у бетонному зразку, що піддавався стиску, виникали як поздовжні стискаючі, так і поперечні розтягуючі напруження. При цьому руйнування стискаючого зразка відбувалося через розрив бетону у напрямку, перпендикулярному до дії навантаження.

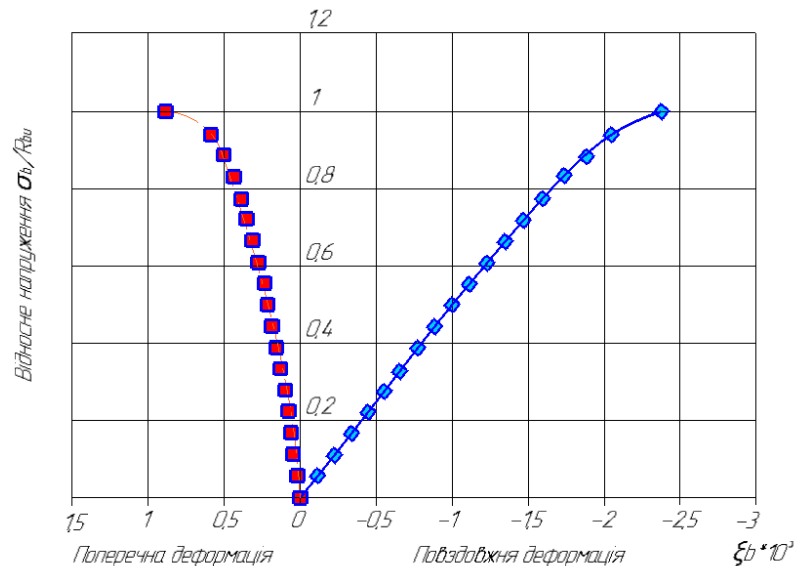


Рисунок 2.15 - Типова діаграма "відносне напруження - відносна деформація високоміцного бетону" для призм під час стиску.

Згідно з лінійною теорією міцності, запропонованою О. Я. Бергом [16], для матеріалів з різним опором розтягу і стиску процес утворення мікротріщин можна зафіксувати за допомогою вимірювання поздовжніх ε_z і поперечних ε_{xy} деформацій з подальшим обчисленням значень та побудовою графіків зміни відносного об'єму бетону.

$$\theta = \varepsilon_z + 2\varepsilon_{xy}$$

і диференційного коефіцієнта поперечних деформацій

$$\bar{\nu} = \frac{\Delta \varepsilon_{xy}}{\Delta \varepsilon_z}$$

Де $\Delta \varepsilon_{xy}$ - зростання поперечної деформації., $\Delta \varepsilon_z$ - зростання поздовжньої деформації.

Для високоміцного бетону обраного складу інтенсивне утворення мікротріщин починається при напруженнях, що становлять 0,85-0,9 від граничних. R_{bt} .

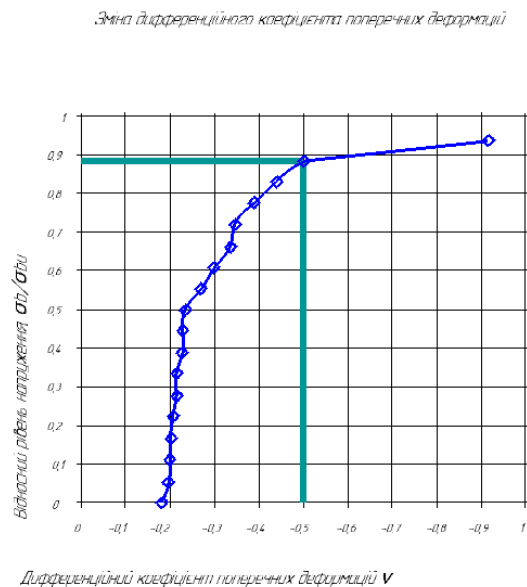
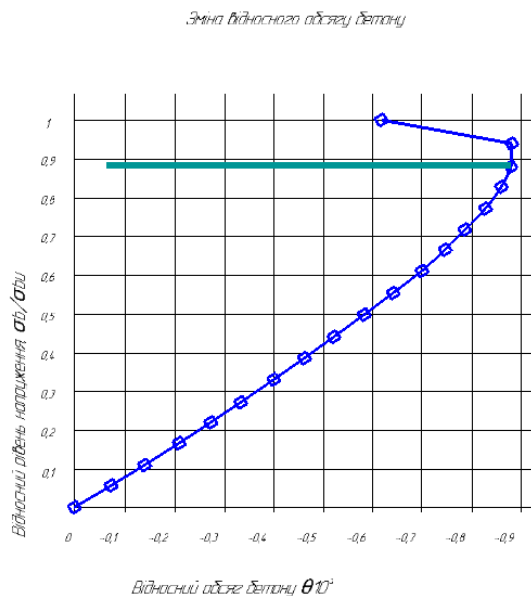


Рисунок 2.16 - Діаграми для визначення рівня утворення мікротріщин високоміцного бетону під час стиску

Щоб визначити клас бетону та його нормативну призмову міцність, отримані дані пройшли статистичну обробку. Обробка результатів випробувань призм і кубиків включала такі етапи:

- обчислення середніх значень і характеристик розсіювання міцності призм і кубиків як у середині серії, так і в усій партії зразків;
- відсіювання великих помилок за допомогою максимального відносного відхилення;
- попередня перевірка гіпотези нормального розподілу за середнім абсолютним відхиленням [6, 7];
- детальна перевірка нормальності розподілу;
- визначення довірчих інтервалів для вимірювань.

Результати статистичного аналізу показали, що отримані дані підпорядковуються закону нормального розподілу, що підтверджує стабільність процесу виготовлення дослідних зразків протягом усього періоду.

2.6.1.3 Підсумки випробувань арматури на розтягнення

У другому розділі вже згадувалося, що для зміцнення балок було обрано простий плоский каркас з поздовжньою арматурою класів А400, А500С і А600С, діаметрами 12, 14 та 16 мм. З діаграм "напруження – відносні деформації" видно, що арматура класу А600 (рисунок 2.7), як і арматура класів А400 та А500С (рисунки 2.5 і 2.6), має чітко виражену зону плинності, а не умовну межу.

2.6.2 Аналіз міцності нормального перетину залізобетонних балок з верхнім шаром із високоміцного бетону

2.6.2.1 Результати тестування балок

Основна увага під час тестування балок, що згинаються, була зосереджена на їхній поведінці в середній частині, де діяв чистий згин, під впливом короточасного навантаження. Усі балки випробовувалися до повного руйнування. Результати показали, що руйнування починалося з розтягнутої зони (перший випадок). При цьому напруження в арматурі досягали межі плинності, а деформації арматури також наближалися до граничних значень. Деформації у найбільш стиснутому шарі бетону не досягали граничних показників, а напруження в зоні стиснення були менші за межу міцності бетону на стиск.

Досягнення межі плинності арматури в розтягнутій зоні не одразу призводило до втрати несучої здатності нормального перетину, оскільки елементи ще певний час витримували зовнішнє навантаження. Остаточне зниження міцності залежало від швидкого розвитку тріщин у розтягнутій зоні та зсуву в зоні стиснення.

Фінальне руйнування виникало через роздроблення бетону у стиснутій зоні. Після завершення тестування робили замальовки тріщин і фіксували характер руйнування стиснутої зони бетону. Кожен елемент фотографували, а фотографії наведених балок можна побачити на рисунках



Рисунок 2.17 - Зображення зруйнованих балок з арматурою класу А400 діаметром 12, 14 та 16 мм.



Рисунок 2.18 - Вигляд зруйнованих балок з арматурою А500 діаметром 12, 14 і 16 мм

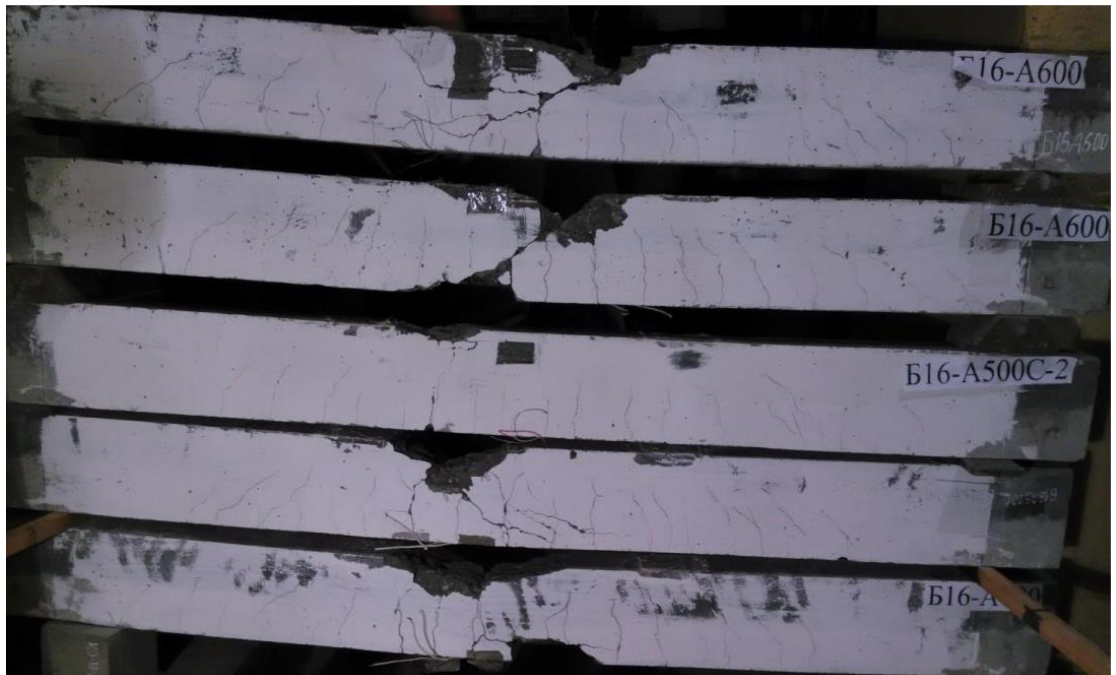


Рисунок 2.19 - Вигляд зруйнованих балок з процентом повздовжнього армування $\mu_s = 3.51\%$ класів А400, А500С і А600.

Під час тестування балок не спостерігалось утворення контактних тріщин на межі між двома шарами. Нижній шар звичайного бетону і верхній з високоміцного бетону працювали разом до повної втрати несучої здатності балок (рисунок 2.20). Це стало можливим завдяки одночасному укладанню та ущільненню свіжих бетонних сумішей, без технологічної перерви.

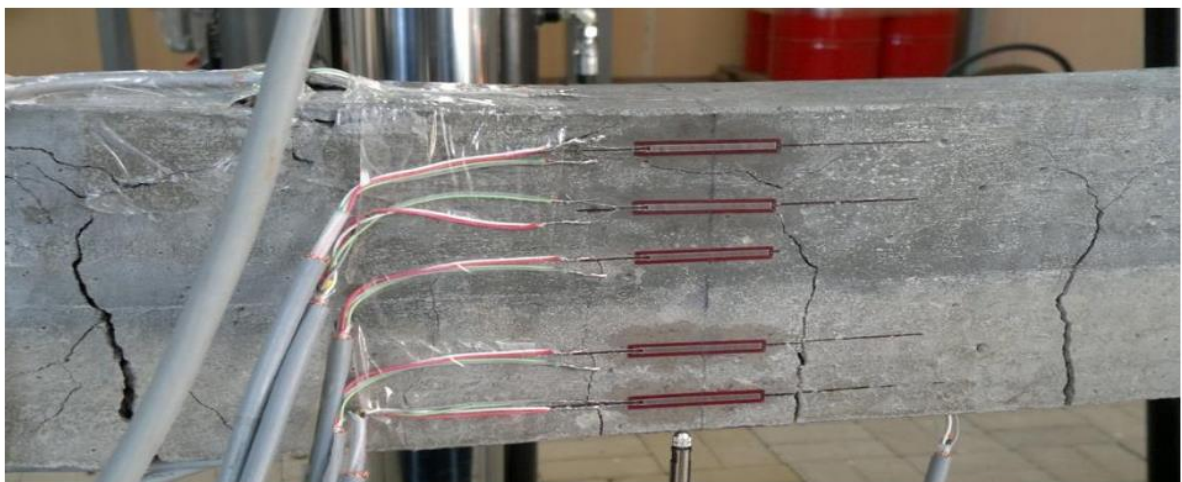


Рисунок 2.20 - Утворення тріщин у нормальному перерізі залізобетонних балок, що згинаються, з використанням високоміцного бетону в стиснутій зоні.

2.6.3 Оцінка результатів тестування залізобетонних балок, що згинаються, з високоміцним бетоном у стиснутій зоні

Дослідні балки були спроектовані так, щоб уникнути їх руйнування поза зоною постійного згинального моменту. Як підтвердили випробування, усі зразки зруйнувалися в нормальному перерізі в середній частині, причому жодна з них не мала розриву арматури в розтягнутій зоні [5].

Руйнування починалося саме з розтягнутої зони, коли арматура досягала межі плинності. Про це свідчать результати вимірювання деформацій арматурних стрижнів та аналіз залежності «деформація – навантаження» для кожної дослідної балки (рисунки 2.21 – 2.22). Після досягнення плинності деформації арматури значно зростали навіть при незначному підвищенні навантаження.

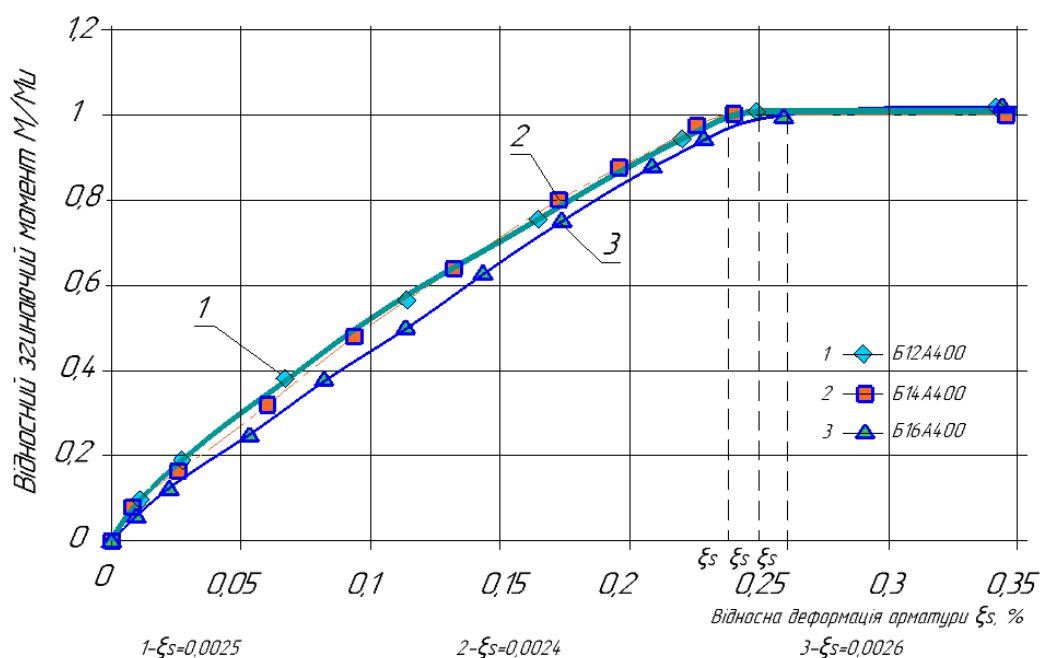


Рисунок 2.21 - Типові діаграми зміни відносних деформацій арматури класу А400 в балках під час згинання.

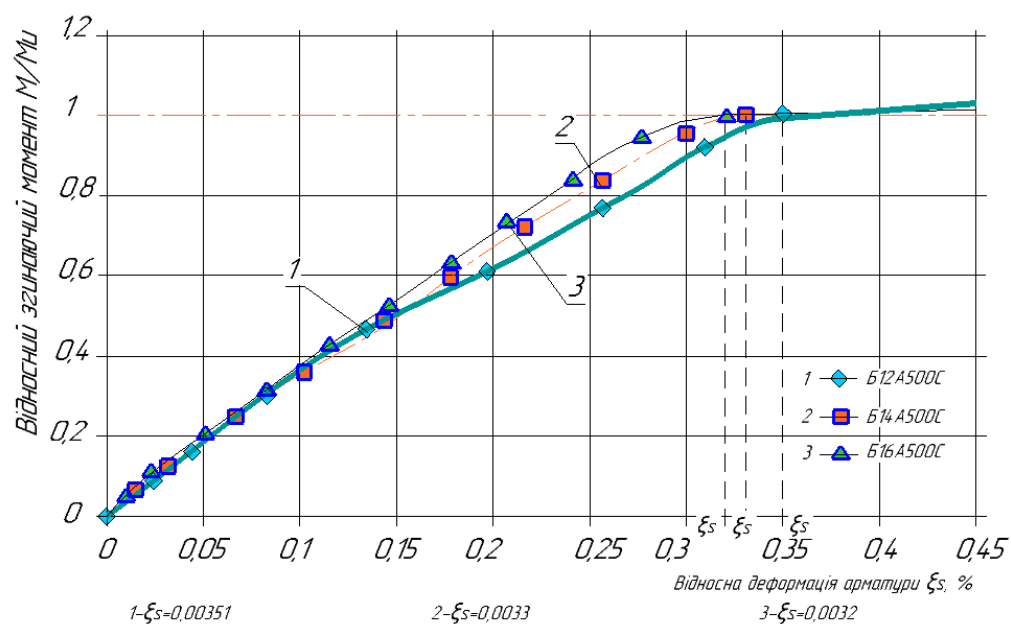


Рисунок 2.22 - Типові діаграми зміни відносних деформацій арматури класу A500C у балках під час згинання.

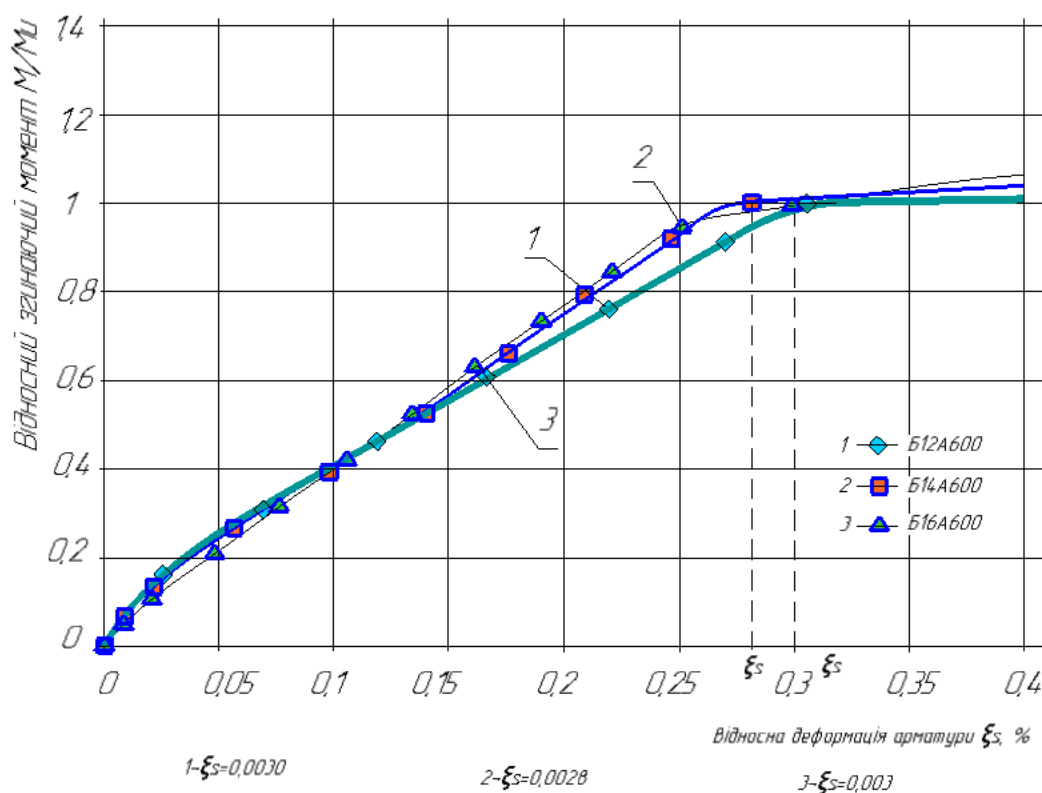


Рисунок 2.23 - Типові діаграми зміни відносних деформацій арматури класу A600 в балках під час згинання

Зі збільшенням деформацій арматури та стиснутого бетону, а також зростанням прогинів, візуально було видно ознаки, які свідчили про наближення до руйнування. Нормальні тріщини в балках сягали майже всієї їх висоти та розгалужувалися у верхній частині, а їх ширина сягала 1-2 мм.

Діаграми на рисунках 2.21-2.23 демонструють значне збільшення деформацій арматури за межу плинності. Символом ϵ_s на діаграмах позначені деформації арматури в момент досягнення межі плинності, при цьому наведено відповідні значення ϵ_s для кожного типу арматури.

Виміри тензодатчиків показали, що відносні деформації стиснутого волокна в перерізах при досягненні арматурою межі плинності не досягали граничних значень, тобто деформації в стиснутій зоні у всіх випробуваних балках були менші, ніж деформації бетону, отримані під час тестування призм на стиск (рисунки 2.24 – 2.25).

У зоні стиснення бетону, навіть якщо використовується багато поздовжньої арматури або арматура дуже міцна, напруження не досягали максимальних значень. В залежності від кількості арматури та її межі плинності, напруження коливались від 63% до 95% від тих граничних показників, які були визначені під час випробувань контрольних зразків на стиск.

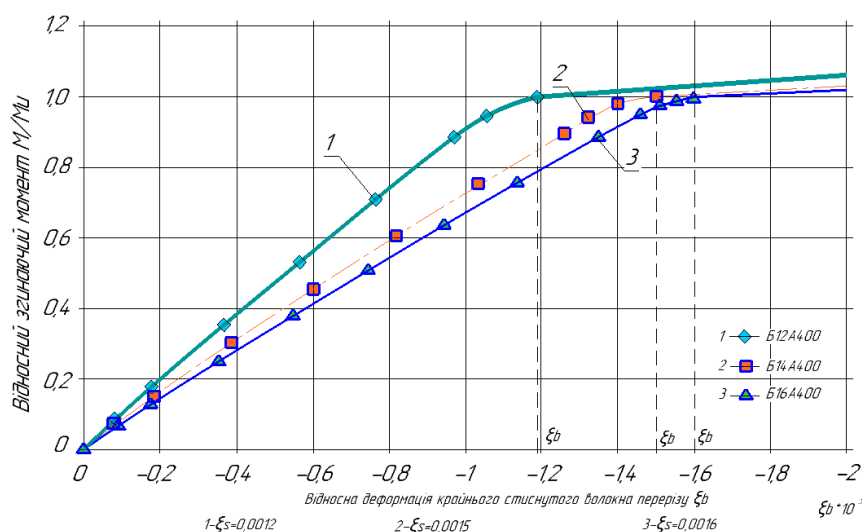


Рисунок 2.24 - Типові графіки зміни відносних деформацій арматури A400 у балках під час згину.

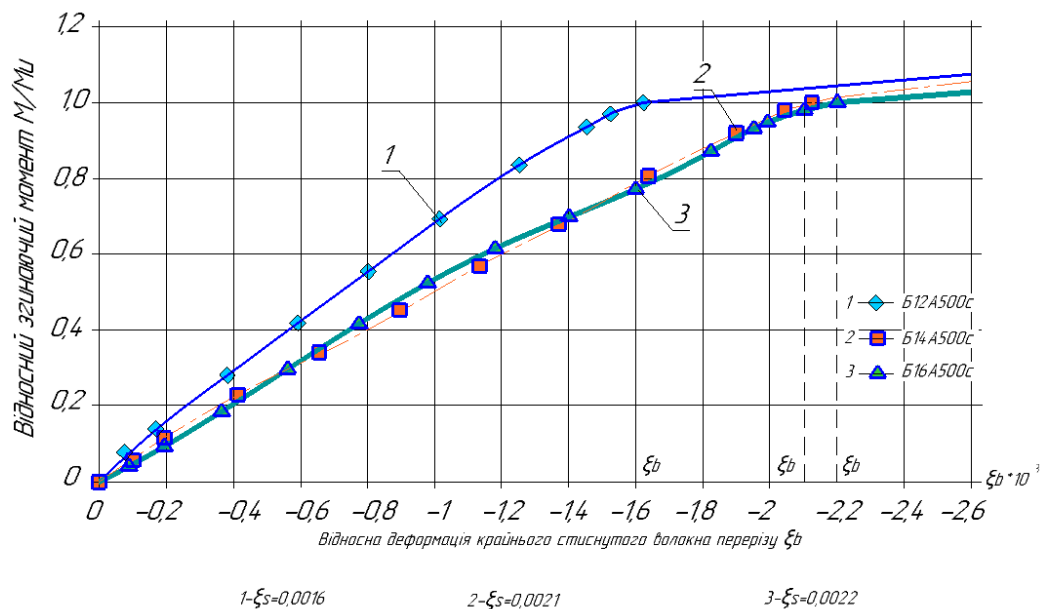


Рисунок 2.25 - Типові графіки зміни відносних деформацій крайніх зовнішніх стиснутих волокон арматури А500С у балках під час згину.

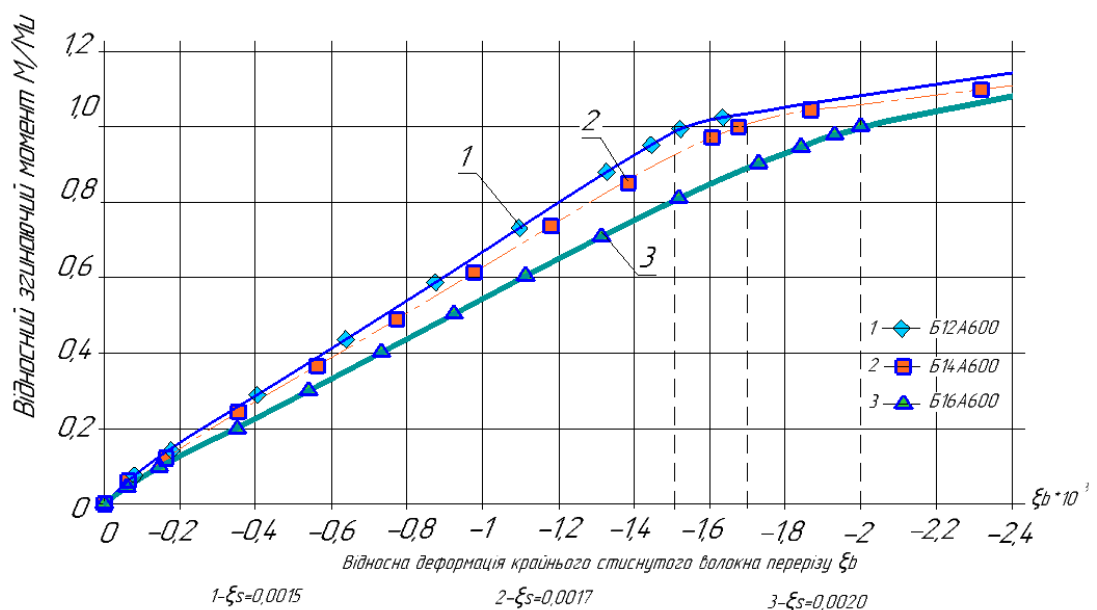


Рисунок 2.26 - Типові графіки зміни відносних деформацій крайніх стиснутих волокон бетону при згині в балках з арматурою А600.

З діаграм на рисунках 2.24-2.26 видно, що відносні деформації крайніх волокон стиснутої зони високоміцного бетону змінюються майже лінійно, поки арматура не досягне плинності. Після цього збільшення навантаження призводить до розвитку пластичних деформацій у бетоні. В міру того, як зростають пластичні деформації у стиснутій зоні, навантаження

на елемент поступово збільшується до моменту втрати несучої здатності. Для елементів з арматурою А400 та А500С це зростання становить 6-8%, а для елементів з арматурою А600 – до 12%.

Експериментальні дослідження показали, що головними факторами, які впливають на несучу здатність двошарових балок, є відсоток поздовжнього армування, межа плинності арматури та застосування високоміцного бетону в стиснутій зоні згинаючих елементів.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						54
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

3 ОХОРОНА ПРАЦІ

3.1. Загальна характеристика об'єкту

Проектом передбачено будівництво будинку культури в місті Ковель, основною метою якого є забезпечення населення умовами для задоволення культурних, духовних та моральних потреб. Це громадський об'єкт, що слугуватиме для проведення культурно-масових заходів, таких як вистави, концерти, зустрічі та інші події, спрямовані на підвищення рівня культурного та суспільного життя міста.

Особливості місця будівництва

Будинок культури будується в сейсмічно-активному районі з сейсмічністю 7 балів, що зумовлює підвищені вимоги до конструктивної надійності та стійкості будівлі. Усі конструкції та матеріали підібрані з урахуванням цього фактора, щоб забезпечити безпеку відвідувачів і персоналу навіть за умов можливих сейсмічних коливань.

Кількість відвідувачів і режим роботи

Будівля розрахована на одночасне перебування:

- Максимальна кількість працюючих: 120 осіб.
- Максимальна кількість присутніх людей (відвідувачів): 800 осіб.

Режим роботи будинку культури є однозмінним, що забезпечує комфортне функціонування об'єкта без перевантаження інженерних систем та забезпечує належні умови для обслуговування відвідувачів.

Безпека і комфорт

Об'єкт не містить небезпечних факторів, таких як використання шкідливих хімічних речовин або устаткування, що могло б створити загрозу для здоров'я людей. Проект розроблений відповідно до вимог нормативних документів, щоб забезпечити безпечне та комфортне перебування людей у приміщеннях будинку культури.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						55
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

3.2. Безпека ґрунтів основ і фундаментів

Будівництво будинку культури виконується на ґрунтах першої категорії — глинистих ґрунтах з вмістом гальки середньої уламковості. Цей тип ґрунтів характеризується високою стабільністю, що забезпечує надійну основу для будівлі та не потребує додаткових заходів для запобігання зсувам.

Стійкість фундаментів

Стійкість фундаментів гарантується завдяки належному облаштуванню котловану з відкосами необхідної крутизни на початкових етапах будівництва. Це рішення дозволяє уникнути деформацій ґрунту навколо фундаментів під час проведення земляних робіт.

Поведінка ґрунтів при підтопленнях

Додатковою перевагою обраного типу ґрунтів є відсутність схильності до повзучості. У разі можливих підтоплень стабільність ґрунтової основи і, відповідно, стійкість споруди залишаються незмінними, що мінімізує ризик деформацій і пошкоджень фундаментів.

Таким чином, вибір конструктивних рішень та типу ґрунтів забезпечує безпечну і довговічну експлуатацію будівлі без необхідності в особливих заходах для підтримки стійкості фундаментів.

Стійкість будівлі та конструкцій до землетрусів

Будинок культури будується у сейсмічно-активній зоні, тому всі конструкції розраховані на сейсмічні навантаження, що дозволяє зберегти цілісність будівлі при землетрусах до 8 балів без критичних пошкоджень. Конструктивні елементи забезпечують необхідну жорсткість та надійність для безпеки відвідувачів і персоналу.

Водовідлив з будівельного котловану

Будівництво ведеться поряд з річкою Тиса, тому ґрунтові води розташовані близько до поверхні. Для пониження рівня ґрунтових вод під час будівництва застосовуються ежекторні іглофільтрові установки для

осушення котловану, що дозволяє вести роботи без надмірного насичення ґрунту вологою.

Захист від підтоплення ґрунтів водами

Для запобігання підтоплення будівлі передбачено кільцевий дренаж на відстані 5 метрів від будівлі. Ця система відводить ґрунтові води в понижену частину рельєфу позаду будинку, де немає споруд, з подальшим відведенням води до водозбірних колекторів.

Захист від затоплення

Через небезпеку затоплення від річки Тиса, поблизу якої розташоване місто Тячів, територія захищена кількома дамбами. У разі прориву дамб і підйому рівня води запланована евакуація людей на плоский дах будинку, де вони зможуть дочекатися рятувального транспорту, такого як гелікоптери.

Відвід дощових і поверхневих стоків

Дощові та поверхневі стоки відводяться через систему внутрішнього водовідведення та наземні каналізаційні канали. Водозбірні воронки для дощових стоків встановлені вздовж стін на відстані 1,5 м одна від одної, а каналізаційні канали — на відстані 7 м навколо будівлі, що забезпечує належний відвід води.

Прогнозування надзвичайних ситуацій

Для забезпечення стійкості конструкцій до землетрусів передбачено жорстке з'єднання між колонами та ригелями, а плити перекриття об'єднані у жорсткий диск з використанням арматурних випусків і бетону, що забезпечує додаткову жорсткість.

- При землетрусі: персонал евакуюється через сходові клітки та евакуаційні драбини на відкриту ділянку. Будівля, у разі незначних пошкоджень, може бути відреставрована для подальшої експлуатації.

- При затопленні: необхідно по можливості закрити всі отвори та піднятися на дах для подальшої евакуації.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						57
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- Після затоплення: виконується осушення території та самої будівлі, відновлення інженерних комунікацій, особливо електрики та зв'язку.

- У разі пожежі: в першу чергу проводиться евакуація людей через усі доступні виходи, сходи та вікна. У будинку розташований пожежний пост та засоби для гасіння пожежі. Після ліквідації пожежі проводяться відновлювальні роботи для подальшого функціонування будівлі.

Надійність інженерних комунікацій

Система інженерних комунікацій будинку культури спроектована з урахуванням надійності і стійкості до надзвичайних ситуацій, забезпечуючи безперебійне функціонування навіть в умовах аварій чи природних катастроф.

Водопостачання

Водопостачання здійснюється централізовано з міської водопровідної системи. У разі виникнення надзвичайних ситуацій передбачено облаштування автономних (резервних) джерел водопостачання за допомогою декількох свердловин, що дозволяє здійснювати аварійне водопостачання без залежності від зовнішніх джерел.

Газопостачання

Газопостачання надходить з міської газової станції. Для забезпечення безпеки під час надзвичайних ситуацій передбачено встановлення аварійних засувки на газовій мережі, що дозволяє швидко перекрити подачу газу в разі необхідності, мінімізуючи ризик виникнення пожеж чи вибухів.

Зв'язок і резервне електропостачання

Для забезпечення надійного зв'язку у випадку землетрусу чи інших катастроф передбачено резервний телефонний зв'язок, що забезпечує можливість підтримки зв'язку в екстрених ситуаціях. Резервне електропостачання здійснюється від генератора потужністю 50 кВт, що дозволяє підтримувати основні системи будівлі, зокрема освітлення та системи опалення і вентиляції.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						58
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Прокладання комунікацій

Комунікаційні мережі, прокладені під проїзними частинами доріг, захищені від пошкоджень шляхом прокладання у трубах на безпечній глибині. Це дозволяє уникнути роздавлення труб і забезпечує їхню збереженість навіть за інтенсивного навантаження на дорожнє покриття.

Відведення забруднень і відходів

Система відведення забруднень і відходів підключена до міських очисних споруд, що забезпечує належну утилізацію відходів відповідно до екологічних вимог.

Такі заходи забезпечують високий рівень надійності інженерних комунікацій будинку культури та мінімізують ризики переривання їх роботи під час можливих аварій чи катастроф.

Протипожежна профілактика та пожежна безпека

Генеральний план

Архітектурно-планувальні рішення генерального плану будинку культури в місті Тячів розроблені з урахуванням вимог до протипожежної безпеки, санітарних норм, транспортної доступності та технологічних потреб. Будинок культури — це громадська будівля, оточена адміністративними, торговими та соціально-побутовими спорудами. Ліворуч від будівлі розташовані парк з дитячим ігровим майданчиком і природний ставок.

Доступ до будинку культури забезпечений через два основні в'їзди:

- З вулиці Т. Шевченка
- З вулиці Карпатської

Ширина доріг навколо будівлі становить від 5,5 до 9,5 м, що дозволяє вільне пересування транспортних засобів, у тому числі пожежної техніки. Передбачений майданчик для розвороту розміром 20 × 20 м, що забезпечує можливість маневрування пожежних машин. Під'їзд для пожежної техніки

забезпечено з обох боків будівлі по всій її довжині, що дозволяє швидкий доступ до будівлі в разі виникнення пожежі.

Для пожежогасіння організовано господарсько-протипожежний водопровід з встановленими пожежними гідрантами, що дозволяє забезпечити безперебійне водопостачання для пожежогасіння.

Вогнестійкість будівельних конструкцій та будівлі

Проектований будинок культури належить до другого ступеня вогнетривкості відповідно до ДБН В 1.1-7-2002, що зумовлено використанням негорючих матеріалів:

- Несучі конструкції виконані з каменю, залізобетону та металу, які відрізняються високою стійкістю до впливу високих температур.

- Огороджуючі елементи виконані з негорючих листових матеріалів, що мінімізує ризик розповсюдження вогню всередині будівлі.

Застосування таких матеріалів підвищує рівень безпеки будівлі та забезпечує тривалу стійкість конструкцій під час пожежі, дозволяючи провести евакуацію людей та здійснити пожежогасіння з мінімальними ризиками для персоналу та відвідувачів.

Таким чином, проєкт будинку культури враховує всі необхідні вимоги протипожежної безпеки, забезпечуючи надійну інфраструктуру для захисту людей і майна від можливих загроз, пов'язаних із пожежами.

Таблиця 3.1.

Основні конструктивні елементи будинку.	Мін. границя вогнестійкості (год)	Висновки
1. Система складових кліток	2.5	Відповідає
2. Цегляні стіни		
а) зовнішні	2.5	Відповідає
б) внутрішні	2.5	Відповідає
3. Вітражі (вікна)	1.4	Відповідає
4. З/б плити покриття	1.0	Відповідає
5. Перегородки гіпсобетонні	1.8	Відповідає
6. Колони	2.5	Відповідає

Шляхи евакуації

Актовий зал будинку культури має зручні виходи прямо на вулицю і ще один вихід до вестибюля. Це робить евакуацію безпечною та швидкою. Кількість і розташування виходів відповідають сучасним вимогам пожежної безпеки за ДБН "Протипожежний захист" і ДБН для громадських будівель.

- Напрямок відкривання дверей: у великих залах двері відкриваються у бік виходу (до коридору), а в менших приміщеннях — всередину.

- Ширина коридорів становить 1,5 метра, що навіть більше за норму для евакуації.

- Сходові клітки мають ширину 2,2 метра, що теж відповідає стандартам безпеки.

- Пожежні драбини встановлені на даху та в місцях перепаду висот. Вони знаходяться на висоті 2,5 метра від землі, що забезпечує додаткові шляхи для евакуації.

Зовнішнє та внутрішнє пожежогасіння

Система пожежогасіння налаштована відповідно до ДБН. Будівля має об'єм 20,3 м³ і належить до другої категорії вогнестійкості. Площа території становить 1,94 га.

- Зовнішнє пожежогасіння: розрахункова витрата води складає 20 л/с. Пожежні гідранти з діаметром 100 мм розміщені у колодязях на відстані 15 м від будівлі, забезпечуючи доступ для пожежної техніки.

- Внутрішнє пожежогасіння: пожежні крани підключені до кільцевої протипожежної системи з витратою води 15 л/с. Напір води становить 35 м, а резерв води зберігається у підземних резервуарах біля будівлі.

Блискавкозахист

Будівля обладнана системою захисту від блискавок відповідно до ДСТУ, належить до третьої категорії захисту.

- Блискавкозахисна сітка з осередками 12×12 м і струмовідводи захищають будівлю.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						61
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- Заземлення виконано зі сталі з кутниковими електродами (50×50 мм, довжина 2,5 м) і з'єднане смугою 40×4 мм по периметру фундаменту.

- Всі металеві конструкції будівлі підключені до заземлюючого пристрою, який розташований на безпечній відстані від входів, щоб уникнути вторинних ефектів блискавки.

Ці заходи гарантують надійний захист від блискавок, безпечну евакуацію та ефективне пожежогасіння, що забезпечує захист відвідувачів і персоналу будинку культури в надзвичайних ситуаціях.

3.3. Вимоги з охорони праці та техніки безпеки при виконанні робіт

Земляні роботи

1. Земляні роботи дозволено виконувати лише за наявності затвердженого проєкту виконання робіт (ПВР).

2. У разі виконання котловану в зоні проходження підземних комунікацій обов'язково запросити представника організації, яка експлуатує дані комунікації, для контролю робіт.

3. У розроблених котлованах необхідно забезпечувати відповідні схили, а вертикальні стінки тимчасово зміцнювати спеціальними кріпленнями.

4. Під час роботи транспортних та земляних машин по насипу забезпечується безпечна відстань до бровки не менш ніж 0,5 м.

5. У нічний час робочі місця повинні бути освітлені, відповідно до нормативних вимог.

6. Спуск та підйом робітників з котлованів організовується за допомогою сходів з шириною не менш ніж 0,8 м, обладнаних поручнями.

7. Від краю котловану встановлюють огорожі з попереджувальними знаками та надписами.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						62
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

8. Під час роботи екскаватором заборонено перебування робітників під ковшем, стрілою, а також з боку забою. Екскаватор має переміщуватися лише по рівній поверхні.

9. Під час розробки ґрунту бульдозером забороняється здійснювати повороти з навантаженим або зануреним ковшем, а також висувати відвал за край схилу виїмки.

10. Навантаження ґрунту на автомобілі здійснюється зі сторони заднього або бокового борту.

Влаштування цегляної кладки

1. При виконанні кам'яної кладки необхідно дотримуватись проєктних технологічних карт, які включають заходи безпеки, вимоги щодо транспортування матеріалів, встановлення риштувань і підмостів.

2. Цеглу на робоче місце подають у пакетах на піддонах із використанням спеціальних захватів, обладнаних огорожами для запобігання падінню цегли.

3. Риштування і підмості повинні бути стійкими та надійними. Стояки трубчастих риштувань установлюються на дерев'яні прокладки товщиною 50 мм, які розташовують на вирівняній ділянці та закріплюють крюками до стін під час виконання кладки.

4. Над входами до сходових кліток необхідно встановлювати навіси розміром 2×2 м для захисту працівників.

5. Робочий настил риштувань облаштовується інвентарними решітчастими щитами, а підмості – огорожами висотою не менше 1 м.

6. До початку кладки на наступному поверсі повинні бути встановлені сходові майданчики, марші та балкони з привареними огорожами.

Монтажні роботи

1. Допускаються до монтажних робіт робітники, які пройшли ввідний інструктаж з техніки безпеки.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						63
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2. До монтажних та зварювальних робіт на висоті допускаються тільки монтажники та зварювальники з відповідними кваліфікаціями та медичними довідками.

3. На будівельному майданчику повинні бути встановлені попереджувальні знаки, виділені небезпечні зони, огорожені проходи та освітлені робочі місця в нічний час.

4. Всі працівники, що беруть участь у монтажних роботах, повинні носити каски, а при роботі на висоті – спеціальні пояси, які закріплюються на надійних елементах конструкцій.

5. Монтажні крани встановлюються на рівній і стабільній основі. Кожен кран повинен мати пристрій, що обмежує вантажопідйомність, та сталі канати, які необхідно регулярно перевіряти.

6. При вітрі понад 6 балів монтажні роботи на висоті зупиняють, а конструкції утримують розтяжками.

7. При вітрі понад 5 балів монтаж листових конструкцій не проводиться.

8. Заборонено проводити зварювальні роботи під час дощу, грози, снігопаду або вітру більше 0,5 м/с. Зварювальник повинен бути одягнений у спецодяг та користуватися монтажним поясом.

3.4. Охорона навколишнього природного середовища

1. Основними джерелами забруднення є побутові стоки санвузлів, які надходять до міської каналізаційної мережі.

2. Рельєф ділянки похилий, а водопостачання здійснюється через місцеву водомережу.

3. Електроенергія постачається з трансформаторної підстанції, тепlopостачання – від міської тепломережі.

4. Загальна екологічна ситуація ділянки оцінюється як задовільна. Споруда розташована на початку паркової зони, поруч з якою знаходяться готель, будинок районної ради, аптека тощо.

5. У будівлях, що прилягають, відсутні виробничі процеси, які могли б забруднювати навколишнє середовище.

6. Зниження шуму в приміщеннях досягається за рахунок віброізолюючих основ під вентиляційне обладнання та встановлення звукопоглинаючих екранів у залах.

7. Радіоактивне забруднення та електромагнітне випромінювання відсутні, присутній лише природний радіаційний фон.

8. Перед початком будівництва здійснюється рекультивація ґрунтового шару. Знімається шар ґрунту товщиною до 30 см, який потім використовують для благоустрою.

9. Дрібні будівельні відходи застосовують для зворотної засипки, інші вивозять на утилізацію або на звалище.

10. По завершенню будівництва проводиться озеленення території шляхом висадження дерев.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						65
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

ВИСНОВКИ ПО РОБОТІ

1. Усі досліджувані елементи, як з арматурою А400 і А500С, так і з арматурою А600, починали руйнуватися з розтягнутої зони. Напруження в арматурі досягали межі плинності, а відносні деформації досягали своїх максимальних значень.

2. Напруження та відносні деформації в крайньому стиснутому шарі бетону в усіх досліджених елементах не досягали своїх граничних значень навіть у граничному стані (момент плинності розтягнутої арматури).

3. Шар високоміцного бетону ефективно працював разом зі звичайним бетоном, поки несуча здатність повністю не вичерпувалась, і між шарами не з'являлися контактні тріщини. Висота стиснутої зони під час випробувань залишалася в межах верхнього шару з високоміцного бетону.

4. Досліди підтвердили можливість використання високоміцної арматури класу А600 без попереднього напруження в двошарових залізобетонних елементах, що згинаються, з високоміцним бетоном у стиснутій зоні. При цьому ширина розкриття тріщин і прогин елементів не перевищували допустимих меж.

5. Було визначено, що ширина розкриття нормальних тріщин при граничному навантаженні становить від 0,3 до 0,4 мм.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						66
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

CONCLUSIONS ON THE WORK

1. All the tested elements, both with A400 and A500C reinforcement and with A600 reinforcement, began to fail from the tensile zone. The stresses in the reinforcement reached the yield strength, and the relative deformations reached their maximum values.

2. The stresses and relative strains in the extreme compressed concrete layer in all the studied elements did not reach their limit values even in the ultimate state (yield moment of the stretched reinforcement).

3. A layer of high-strength concrete worked effectively together with conventional concrete until the bearing capacity was completely exhausted and contact cracks appeared between the layers. The height of the compressed zone during the tests remained within the upper layer of high-strength concrete.

4. Experiments have confirmed the possibility of using high-strength reinforcement of class A600 without prestressing in two-layer reinforced concrete bending elements with high-strength concrete in the compressed zone. The crack opening width and deflection of the elements did not exceed the permissible limits.

5. It was determined that the opening width of normal cracks at the ultimate load ranged from 0.3 to 0.4 mm.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						67
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», Київ, 2006.
2. СН 549-82 «Будівельні конструкції з легких і пористих бетонів», Київ, 1982.
3. ДСТУ 2874-82 «Вода питна», Київ, 1982.
4. ДСТУ Б В.2.5-57:2011 «Трубопроводи каналізаційні керамічні», Київ, 2011.
5. ДСТУ 9583-75 «Трубопроводи водопостачання», Київ, 1975.
6. Гвоздьов А.А., Стрілецький Я.В., Столяров Я.В. «Основи проектування залізобетонних конструкцій», Київ, 1996.
7. Мешкаускас Ю.І., Акбулатов Ш.Ф., Король Е.А. «Багатошарові залізобетонні конструкції», Київ, 2004.
8. Булгаков В.С. «Міцність і деформативність залізобетонних конструкцій», Київ, 2001.
9. Передериенко І.Д., Мешкаускас Ю.І. «Проектування міцності тришарових конструкцій із шлакобетону», Київ, 2010.
10. Мельников Г.І. «Методи розрахунку багатошарових конструкцій», Київ, 2015.
11. ДБН В.2.5-64:2012 «Зовнішні мережі та споруди водопостачання та каналізації», Київ, 2012.
12. Булгаков В.С., Мурашев В.І. «Розрахунок та проектування залізобетонних конструкцій», Київ, 2003.
13. Саканов К.Т. «Вплив форми поперечного перерізу на несучу здатність залізобетонних елементів», Київ, 2007.
14. Безухов К.І. «Дослідження міцності залізобетонних конструкцій при різних рівнях армування», Київ, 2010.

					МБК 2319231 ПЗ	Лист
						68
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Кафедра "Будівельні, дорожні машини і будівництво"

Допустити до захисту
зав. кафедрою БДМБ
канд. техн. наук, професор
_____ Настоящий В.А.
" ____ " _____ 2024 р.

Ілюстраційні матеріали
до магістерської роботи
(20 слайдів)

на тему:

**Аналіз міцності залізобетонних балкових конструкцій із
застосуванням високоміцного бетону в зоні стиску**

Керівник магістерської роботи
канд. техн. наук, доцент
_____ Скриннік І.О.
" ____ " _____ 2024 р.

Виконав студент гр. БІ-23М-2
спеціальності
192 Будівництво та цивільна інженерія

_____ Палівода О.В.
" ____ " _____ 2024 р.