Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Факультет будівництва, транспорту та енергетики
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

“Допустити до захисту”
Завідувач кафедри БДМБ, канд. техн. наук, професор
_____Владислав НАСТОЯЩИЙ
"____" _____ 2024 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА

на тему:

" Обґрунтування оптимальних параметрів армованих цегляних стовпів при будівництві багатоповерхового житлового будинку "

Виконав: здобувач групи БІ-23М-2
спеціальності 192
“Будівництво та цивільна інженерія”

_____Сергій Мельник
"___" _____2024 р.

Керівник кваліфікаційної магістерської роботи:
канд. техн. наук, доцент

_____Володимир ЯЦУН
"___"_____2024 р.

Кропивницький – 2024 рік

Центральноукраїнський національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Інститут, факультет, відділення Факультет будівництва, транспорту та енергетики

Кафедра, циклова комісія Будівельних, дорожніх машин і будівництва

Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр

Напрям підготовки 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри, голова циклової комісії
к.т.н. проф. Настоящий В.А.

_____

“____” _____2024 року

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

Мельнику Сергію Олександровичу

(прізвище, ім’я, по батькові)

1. Тема роботи
Обґрунтування оптимальних параметрів армованих цегляних стовпів при будівництві багатоповерхового житлового будинку

керівник проекту (роботи) доцент Яцун В.В.

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

затверджені наказом вищого навчального закладу від “ ” 2024 р. №

2. Строк подання студентом роботи “ 1 ” січня 2025 р.

3. Вихідні дані до роботи
1. Район будівництва – м. Кропивницький

2. Площа забудови – 852 м^2;

3. Висота будівлі – 35 м.

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

1. Науково-дослідницький розділ. 2. Охорона праці.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов’язкових креслень)
1. Мультимедійна презентація, 13 слайдів (А4), у тому числі 7 креслень (А4):
1. Фасад 1-9, фасад А-Г(А4). 2. План першого поверху, (А4). 3. Розріз(А4). 4.Розрахунок монолітної плити перекриття над підвалом(А4). 5. Технологічна карта на цегляну кладку стін типового поверху (А4). 6. Будгенплан(А4). 7. Календарний план (А4).

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Науково-дослідницький	*доцент Яцун В.В.*		
Охорона праці	*доцент Скриннік І.О.*		

7. Дата видачі завдання 2.09.2024

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	*Дослідження стану питання*	*10.09.-15.09.2024*	
2	*Створення методики проведення випробувань*	*15.09.-20.09.2024*	
3	*Проведення натурного експерименту*	*20.09.-25.09.2024*	
4	*Аналіз отриманих даних*	*25.09.-15.10.2024*	
5	*Розробка заходів з охорони праці*	*15.10.-18.10.2024*	
6	*Оформлення альбому документів*	*18.10.-20.11.2024*	

Студент _____ Мельник С.О.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) _____ Яцун В.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Анотація

На основі проведених експериментально- теоретичних досліджень оцінено вплив методу посилення центрально- та позацентрово стиснутих цегляних стовпів та залізобетонних колон з використанням вугле- та скловолокон на їх несучу здатність та розроблено методику розрахунку зазначених конструкцій.

За результатами експериментальних досліджень надано пропозиції щодо методики розрахунку несучих цегляних стовпів (простінків) та залізобетонних колон, посилених зовнішнім армуванням з композиційних матеріалів на основі вугле- та скловолокон, та виконано оцінку існуючих розрахункових підходів до оцінки міцності залізобетонних колон, посилених композиційними матеріалами.

Annotation

Based on the conducted experimental and theoretical studies, the influence of the method of strengthening centrally and eccentrically compressed brick columns and reinforced concrete columns using carbon and glass fibers on their bearing capacity was assessed, and a calculation method for these structures was developed.

Based on the results of experimental studies, proposals were made regarding the calculation method for load-bearing brick columns (sheets) and reinforced concrete columns reinforced with external reinforcement made of composite materials based on carbon and glass fibers, and an assessment of existing calculation approaches to assessing the strength of reinforced concrete columns reinforced with composite materials was performed.

Формат	Зона	Позначення	Позначення	Найменування	Кількість	Примітки
				Документація загальна		
				Знову розроблена		
А4			ЖБ 36. ПЗ	Пояснювальна записка		
				Документація з		
				архітектурно		
				будівельного розділу		
				Знову розроблена		
А4			ЖБ 36. АБ 01	Фасад 1–9, фасад А–Г	1	
А4			ЖБ 36. АБ 02	План першого поверху,	1	
				схема армування плити		
А4			ЖБ 36. АБ 03	Розріз	1	
				Документація з		
				конструктивного розділу		
				Знову розроблена		
А4			ЖБ 36. БК 01	Розрахунок монолітної	1	
				плити		
				перекриття над підвалом		

Зм	Лист	№ документа	Підпис	Дата	ЖБ 36. МР		
Розробив		Мельник			Обґрунтування оптимальних параметрів армованих цегляних стовпів при будівництві багатоповерхового житлового будинку Відомість проекту	Літера	Лист	Листів
Перевірив.		Яцун				М	1	2
						ЦНТУ гр. БІ–23М–2		
Н. контр.		Дарієнко						
Затвердив.		Настоящий						

Формат	Зона	Позначення	Позначення	Найменування	Кількість	Примітки
				Документація з		
				організаційно –		
				технологічного розділу		
				Знову розроблена		
А4			ЖБ 36. ОТР 01	Технологічна карта на	1	
				цегляну кладку		
				стін типового поверху		
А4			ЖБ 36. ОТР 02	Будгенплан	1	
А4			ЖБ 36. ОТР 03	Календарний план	1	
				Науково-дослідна частина		
А4				Науково-дослідна частина	6	

					ЖБ 36. МР	Лист
						2
Зм	Лист	№ документа	Підпис	Дата		

Вступ

Останні 10÷15 років в Україні значно збільшився обсяг робіт з реконструкції будівель різного призначення з метою продовження їхнього життєвого циклу.

Проблема підвищення міцності цегляних та залізобетонних конструкцій актуальна як під час проектування нових, так і у разі посилення існуючих конструкцій, а також при реконструкції старих будівель у зв'язку з їх надбудовою, збільшенням рівня навантаження на конструкції або зміною розмірів архітектурно-планувальних осередків. Якщо при проектуванні будівель та споруд зазначена проблема вирішується за рахунок застосування високоміцних матеріалів та армування, то при реконструкції та посилення – за рахунок використання конструктивних методів посилення: металевих або залізобетонних (розчинних) обойм, зовнішнього армування чи методом ін'єктування.

Залізобетонні, розчинні та металеві обойми дозволяють значно підвищити несучу здатність цегляних та залізобетонних конструкцій, але трудомісткі, що вимагають багато часу на своє зведення, включають мокрі процеси і суттєво збільшують переріз підсилюваного елемента та, відповідно, вага конструкцій.

Нині як у нас у країні, так і за кордоном для посилення різних конструкцій широко застосовують композиційні матеріали на основі скло- та вуглецевого волокон. Ефективність застосування цих матеріалів для посилення конструкцій пов'язана з тим, що їх міцнісні та деформативні характеристики (міцність при розриві, модуль пружності та відносне подовження при розриві) суттєво відрізняються від аналогічних характеристик типових матеріалів (метал, бетон, розчин), що застосовуються для посилення конструкцій. Крім цього, питома вага композиційних

посилення будь-яких формою конструкцій. Ці матеріали мають малу товщину (від 0.1 до 2мм), легко піддаються переднапрузі, а у разі потреби - легко ремонтуються.

Складові композиційного матеріалу є довговічними і мають гарною витривалістю. Посилення композиційними матеріалами є менш трудомістким та енерговитратним процесом порівняно з іншими способами посилення.

Відсутність або незначний обсяг досліджень у галузі використання вугле- та скловолокон для посилення центрально- та позацентрово стислих цегляних та залізобетонних конструкцій, а також відсутність нормативної бази ускладнює завдання, що стоїть перед інженерами-конструкторами з оцінки рівня надійності прийнятих проектних рішень щодо посилення конструкцій матеріалами з вугле- та скловолокон.

1. Характеристика роботи

Актуальність роботи обумовлена значними обсягами робіт з реконструкції, ремонту та посилення будівель та споруд, у тому числі історичних пам'яток та пам'яток архітектури, і виникає у зв'язку з цим проблемою раціонального та надійного проектування посилення конструкцій з використанням композиційних матеріалів на основі вугле- та скловолокон.

Мета роботи на основі проведених експериментально-теоретичних досліджень оцінити вплив методу посилення центрально- та позацентрово стиснутих цегляних стовпів та залізобетонних колон з використанням вугле- та скловолокон на їх несучу здатність та розробити методику розрахунку зазначених конструкцій.

Наукова новизна роботи полягає в наступному:

— вперше отримані експериментальні дані про міцність та деформативності центрально- та позацентрово стислих несучих цегляних стовпів (простінків), посилених матеріалом на основі вуглеволокна;

— експериментально досліджено вплив різних схем посилення центрально- і позацентрово стислих несучих цегляних стовпів (простінків) за допомогою бандажів з вуглеволокна на їхню здатність. Виконано аналіз характеру їхнього руйнування залежно від прийнятих схем посилення;

— вперше отримані експериментальні дані про міцність та деформативності центрально- та позацентрово стислих несучих залізобетонних колон, посилених матеріалами на основі вугле- та скловолокна залежно від величини ексцентриситету докладання сил;

— експериментально досліджено ефективність застосування для посилення центрально- та позацентрово стислих несучих залізобетонних колон композиційних матеріалів на основі вугле- та скловолокон.

Виконано аналіз характеру їхнього руйнування залежно від прийнятих схем посилення;

— за результатами експериментальних досліджень надано пропозиції щодо методики розрахунку несучих цегляних стовпів (простінків) та залізобетонних колон, посилених зовнішнім армуванням з композиційних матеріалів на основі вугле- та скловолокон, та виконано оцінку існуючих розрахункових підходів до оцінки міцності залізобетонних колон, посилених композиційними матеріалами.

Практичне значення роботи:

— за результатами експериментальних досліджень отримано дані про несучої здатності центрально- та позацентрово стиснутих цегляних та залізобетонних колон, посилених вугле- та скловолокном як при дискретному розташуванні бандажів (смуг) з композиційного матеріалу по висоті конструкцій, так і при суцільному їх обертанні (аналог залізобетонної обойми);

- запропоновано емпіричні залежності для оцінки міцності цегляних та залізобетонних колон, посилених елементами зовнішнього армування з композиційних матеріалів, для використання їх у проектній практиці при розробці проектів посилення;

- результати експериментальних досліджень та запропоновані залежності були використані проектувальниками при розробці проектів посилення несучих цегляних стовпів і простінків, а також залізобетонних колон з використанням композиційних матеріалів на основі вугле- та скловолокон на будівельних об'єктах на території України.

2. Огляд існуючих рішень

Проведено огляд теоретичних та експериментальних науково-дослідних робіт з даної тематики, виконаних вітчизняними та зарубіжними фахівцями.

Для підвищення міцності й стійкості різних конструкцій потрібне армування, застосовуване, у тому числі, і для кам'яної кладки, що забезпечує підвищення її міцності за рахунок сприйняття арматурами розтяжних зусиль. У якості посилення системи армування кам'яної кладки авторами пропонується використовувати тканні композитні матеріали. Композитні матеріали мають високу межу міцності при розтягу, що обумовлює їхню високу ефективність для армування. Використання даних матеріалів забезпечить збільшення терміну служби конструкцій, оскільки композитні матеріали не піддані корозії й стійкі до механічного зношування. Також однією з переваг тканих композитних матеріалів є гнучкість, що дозволить армувати конструкції складні по конфігурації або робити защемлення армуючого матеріалу у ряд кладки.

Використання тканих композитних матеріалів дозволяє зменшити товщину розчинних швів, що позитивно впливає на монолітність конструкції, отже, і на її міцність. У порівнянні зі звичайною арматурою, що використовується для армування цегельної кладки, товщина композитних матеріалів має величину в діапазоні від 0,2 до 0,5 мм. Зменшення товщини швів кам'яної кладки гарантоване сприяє зниженню теплопровідності конструкції в цілому.

Більшість композитних матеріалів мають високу хімічну стійкість, що є актуальним, оскільки кладочний розчин є лужним середовищем с ph 9-11. Стійкість до впливу агресивних середовищ досягається за рахунок застосування спеціальних просочень тканинних композитних матеріалів. Просоченнями можуть служити латексні, силіконові, поліуретанові й інші

склади.

В Україні проблемі посилення міцності та деформативності кам'яних конструкцій, з використанням різних матеріалів (метал, залізобетон, розчин) та схем, присвячені роботи М.Д. Бровченко, С.Д. Дайдбекова, А.А. Даймова, А.А. Ємельянова, В.А Камейко, Р.М. Квітницького, В.А.Кішкіна, Н.М. Козлова, Н.С. Мещерякова, Н.С. Новожилова, Н.М. Онуфрієва, С.В. Полякова, І.С. Реброва, В.К. Соколова, та ін.

У працях Ю.В. Бондаренко, О.М. Воронова, В.Т. Гроздова, А.Л. Шагіна, та ін. Дано аналіз різних варіантів посилення кам'яних та залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель та споруд.

Експериментально-теоретичні дослідження роботи центральноі і позацентрово стислих залізобетонних колон, посилених обоймою із сталевих куточків, пов'язаних між собою поперечними хомутами, виконані проф. А.П. Васильєвим, Г.К. Байдельдінова, В.Г. Жемчужниковим та Є.І. Гамаюновим.

Вперше в Україні застосування композиційного матеріалу у вигляді приформованої 2-3 шарової смуги зі склотканини при посиленні кам'яних простінків було виконано у 1982 році фахівцями Харківського державного технічного університету.

Вивченням роботи залізобетонних конструкцій, посилених композиційними матеріалами, що займалися О.З. Аксельрод, А.Л. Мочалов, Н.В. Фаткуллін, Ю.Г. Хаютын, В.Л. Чернявський.

Під керівництвом проф. В.А. Клевцова у 2006 р. опубліковано «Посібник з посилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами».

Детальний аналіз досліджень у галузі посилення несучих залізобетонних конструкцій з використанням композитних матеріалів, виклад основ проектування посилення згинання залізобетонних

конструкцій та технології виконання робіт з їх посилення на роботах представлені у проф., А.А. Шиліна, к.т.н. В.А. Пшеничного та Д.М. Картузова.

Серед зарубіжних досліджень слід зазначити роботи фахівців Каліфорнійського університету – G. Hegemier, F. Seible, V. Karbhari. S. Matthys, H. Toutaji, K. Audenaert, JB Mauder, MJ Priestly на основі експериментальних досліджень запропонували розрахункові моделі поведінки залізобетонних конструкцій, посилених композиційними матеріалами.

Мною досліджено аналіз існуючих за кордоном і в Україні методик розрахунку несучої здатності залізобетонних та кам'яних конструкцій, посилених різними матеріалами. В Україні В.М. Бондаренко та А.Л. Шагіним на основі розробленої В.М. Бондаренко нелінійної теорії залізобетону запропоновано методику розрахунку згинальних залізобетонних елементів у склопластиковій оболонці.

За результатами оглядового аналізу сформульовано мету роботи та визначено основні напрямки досліджень.

3. Експериментальна частина

Програма експериментальних досліджень включала випробування п'яти серій зразків цегляних стовпів по три зразки-близнюки в кожній серії. Як видно з рис.1, посилення зразків I÷III серій перерізом 38×51см здійснювалося смугами з вуглеволокнистої тканини шириною 60мм у чотири шари через 1,2 та 4 ряди по висоті стовпів. У зразках IV серії посилення проводилося шляхом суцільного обертання цегляних стовпів вуглеволокнистою тканиною в два шари (моделювалася схема посилення у вигляді обойми). Схема посилення зразків V серії перерізом 38×77см була ідентична зразкам II серії.

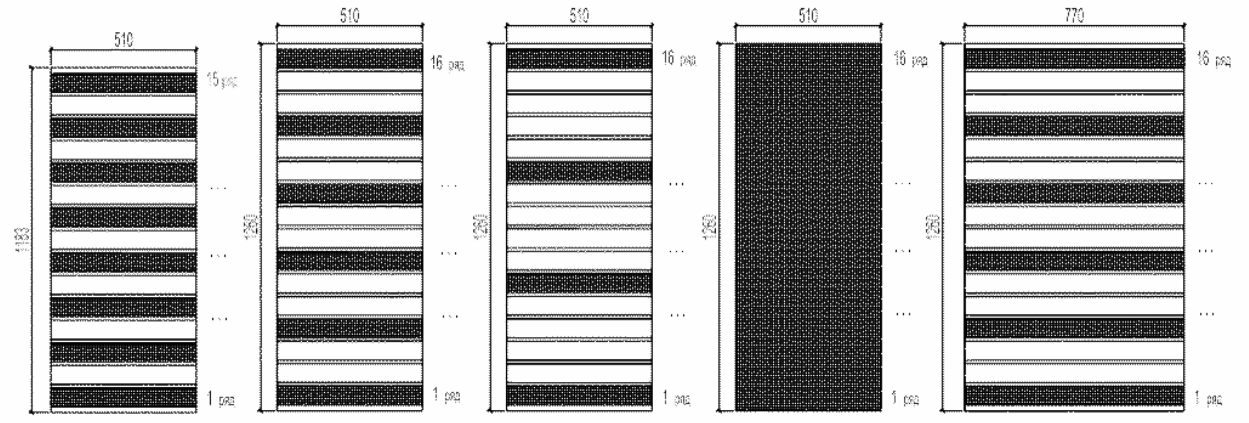


Рис. 1. Вид експериментальних зразків цегляних стовпів серій I÷V.

З кожної поставленої з цегельного заводу партії цегли виготовлялися паралельно з експериментальними (посиленими) зразками цегляних стовпів I÷V-ї серії еталонні (непосилені) зразки.

Результати випробувань еталонних зразків дозволяли оцінитиефективністьзапропонованого в цій роботі способу посилення за допомогою традиційних, непідсилених конструкцій цегляних стовпів. вуглеволокна

Для посилення цегляних стовпів використовувалася

вуглеволокниста канина марки «Sika Wrap Hex 230C», розроблена в Швейцарському інституті досліджень випробувань матеріалів, з наступними характеристиками (властивості вихідного волокна): модуль пружності — 230 000 МПа, міцність при розтягуванні — 3 450 МПа, - 1.5%, поверхнева щільність - 230 г/м2, Товщина тканини - 0.12 мм.

Посилення цегляних стовпів за допомогою вуглеволокна здійснювалося за такою технологією: поверхня кладки на ділянках наклейки смуг шириною 60 мм з вуглеволокнистої тканини очищалася від пилу та зачищалася наждачним папером; зачищена поверхня покривалася спеціальною ґрунтовкою марки

«Sikaeposem medul» (водна дисперсія епоксидної смоли). Після цього поверхня цегляної кладки вирівнювалася за допомогою тиксотропної безусадкової фіброшпаклівки марки «Mapegrout Thixotropic». Вуглеволокнисту тканину, нарізану на смуги, наклеювали на поверхню цегляної кладки за допомогою клею Sika dur (клей на основі епоксидної смоли) в чотири шари.

Випробування зразків проводилися згідно з ГОСТ 8829-94. На початку та наприкінці кожного ступеня навантаження проводилися виміри деформацій кладки за допомогою індикаторів годинного типу з ціною розподілу 0.01 мм. На одному із зразків I-ї, III-ї та IV-ї серій для оцінки зміни напружено-деформованого стану смуг посилення були використані тензодатчики деформацій з базою L=50мм, наклеєні на смуги тканини з вуглеволокна.

Аналіз результатів випробувань цегляних стовпів, посилених смугами з вуглеволокна, дозволяє зазначити таке:

- при навантаженнях, що становлять (0.8÷0.9)×Nрозр, відбувається відшарування смуг з вуглеволокна від поверхні цегляної кладки. При цьому відшарування вуглеволокна починалося з довгого боку (b=51 см) дослідного зразка і відбувалося не по

Аналіз результатів випробувань цегляних стовпів, посилених смугами з вуглеволокна, дозволяє зазначити таке: при навантаженнях, що становлять (0.8÷0.9)×Nрозр, відбувається відшарування смуг з вуглеволокна від поверхні цегляної кладки. При цьому відшарування вуглеволокна починалося з довгого боку (b=51 см) дослідного зразка і відбувалося не по клейовому контактного шару, а по поверхневому шару цегли (фото на рис.2).



Рис. 2. Відшарування волокна

Як видно з графіка на рис. 3, на посилених зразках I-ї та II-ї серії через наявність бандажів поперечні деформації кладок більш ніж у п'ять разів менше. Тобто через високу адгезію клейового складу до матеріалу кладки міцність його зчеплення з цеглою перевищувала міцність поверхневого шару цегли ніж в (непосилених)еталонних зразках.

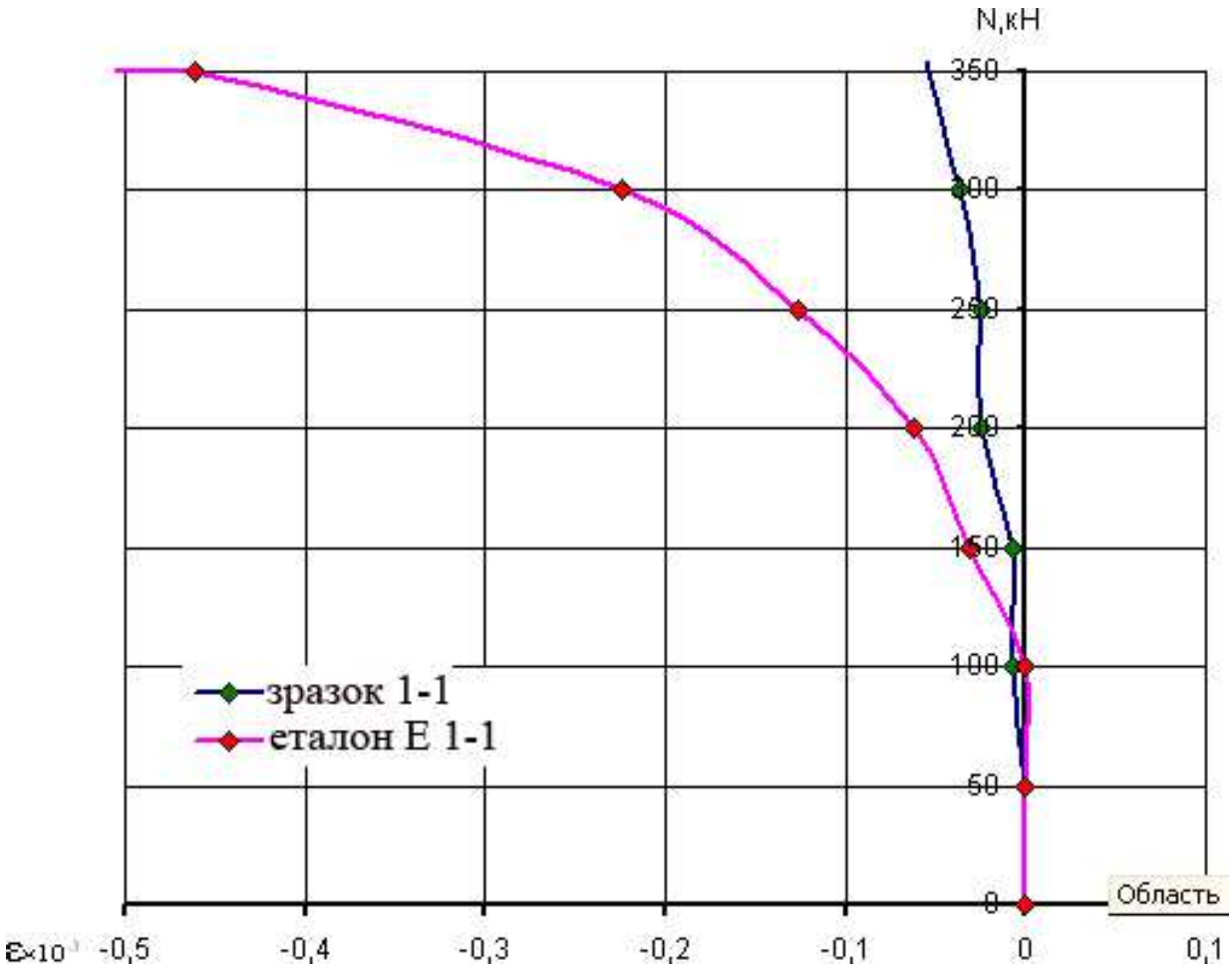


Рис. 3. Графік деформацій

Внаслідок цього відбулось збільшення несучої здатності кладки за рахунок більше повного використання міцності її елементів цегли та розчину.

Руйнування дослідних зразків I-ї, II-ї та V-ї серій починалося з розриву найбільш напруженої середньої по висоті стовпа смуги (саме біля вуглецевого волокна в перерізі по висоті стовпа мають місце поперечні деформації) з миттєвим руйнуванням (роздавлюванням) цегли.

Руйнування зразків III-ї серії передувало, при навантаженнях (0.7÷0.8)×N утворенням окремих вертикальних тріщин між смугами з вуглеволокна.

У зразках IV-ї серії при навантаженнях, що становлять (0.8÷0.85)×Nрозр, на графіках вуглеволокна, N=f(ε) за даними

тензодатчиків, приклеєних до тканини була відзначена поява майданчиків плинності. Вказане свідчило про подовження тканини. При цьому було відзначено її відшарування від цегли. У процесі подальшого навантаження зразків відбувався розрив обойми з одночасним руйнуванням кладки.

У зразках V-ї серії перетином 38×77 см, посилених смугами з вуглеволокна через два ряди (як і в зразках II серії) з установкою в середині довгої сторони поперечних зв'язків зі стрижнів Ø10, пропущених через товщу кладки (рис. 1д), руйнування відбувалося як і в зразках II серії.

На рис. 4 показаний характер руйнування зразків I÷V серій.





Рис.4. Експериментальні зразки

У таблиці наведено 1 дані обробки випробувань результатів зразків кладки цегли I÷V серій.

Існуючі емпіричні залежності, що визначають міцність кладки, посиленої арматурними сітками або обоймами (сталевою, залізобетонною, розчинною), мають вигляд:

$$\mathbf{Rs= f (R0, Rвус)} \quad (1)$$

де Rs- Міцність армованої (посиленої) кладки; R0- Міцність неармованої кладки; Rус– збільшення міцності кладки для заданого варіанту. Порівняльний аналіз результатів випробувань цегляних стовпів

Таблиця 1

Серія (марка) зразка	Розміри поперечного перерізу, см	Відносна міцність кладки (%)	
Еталон	38×51	**100**	
Перша серія (через ряд)	38×51	**240**	
Друга серія (через два ряди)	38×51	**160**	**166**
V-я (через два ряди+Ø10)	38×77	**172**	
III-я (через чотири ряди)	38×51	**133**	
IV-я (цілком)	38×51	**260**	

Враховуючи, що при дискретному посиленні цегляних стовпів (простінків) смугами з вуглеволокна, елементи посилення - бандажі - розташовані не в обсязі кладки (як це має місце при армуванні сіткою), а по її зовнішній поверхні, здійснимо оцінку впливу бандажів з вуглеволокна на міцність кладки шляхом введення коефіцієнта поверхневого армування кладки (відсоток армування кладки по поверхні).

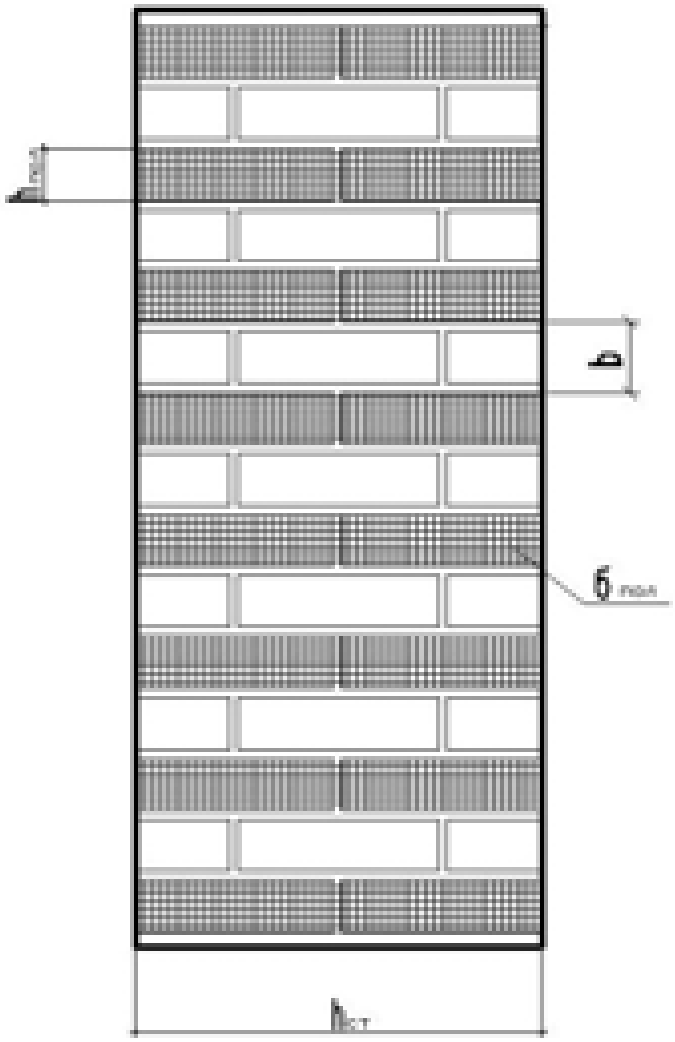


Рис.5. Схема кладки

$$\mu_{пов} = \frac{S_{арм}}{S_{ст}} \times 100 \qquad (2)$$

де $\mu пов$- коефіцієнт поверхневого армування стін;

Sарм— площа поперечного перерізу смуги (бандажів) із вуглеволокна завтовшки $\delta см$, визначається за формулою:

$Sарм=2\delta смhсм$Sст— площа ділянки довжиною сторони стовпа, що припадає на одну смугу з вуглеволокна визначається за формулою:

$Sст=2hст\ (hсм+b)$,

де hст- довжина більшої сторони цегляного стовпа;

см, δсм – відповідно, висота та товщина смуги (бандажу з вуглеволокна); b – відстань між смугами із вуглеволокна.

Формула для визначення збільшення міцності кладки, посиленою смугами з вуглеволокна матиме вигляд:

$$R_{yc} = \frac{2 \cdot \mu_{пов} \cdot R_{yz}}{100} \quad (3)$$

На рис.6 наведено графіки залежності величі збільшення міцності кладки, посиленої смугами з вуглеволокна, від відстані між осями смуг, побудованими на основі формул, що використовуються при оцінці міцності кладки, посиленої:

залізобетонною обоймою $R_{yc} = \frac{3 \cdot \mu_2}{1 + \mu_2} \times \frac{R_{xw}}{100}$; 1

обоймою з розчину $R_{yc} = \frac{2.8 \cdot \mu_2}{1 + 2 \cdot \mu_2} \times \frac{R_{xw}}{100}$; 2

сталевою обоймою $R_{yc} = \frac{2.5 \cdot \mu_2}{1 + 2.5 \cdot \mu_2} \times \frac{R_{xw}}{100}$; 3

вуглеволокном за різними методиками $R_{yc} = \frac{3 \cdot \mu_3}{1 + 3\mu_3} \times \frac{\kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot R_{carbone}}{100}$ 4

$R_{yc} = \frac{2 \cdot \mu_{пов} \cdot R_{yz}}{100}$ 5.

деμ2іμ3- відсотки армування кладки за обсягом,

μпов- відсоток поверхневого армування кладки.

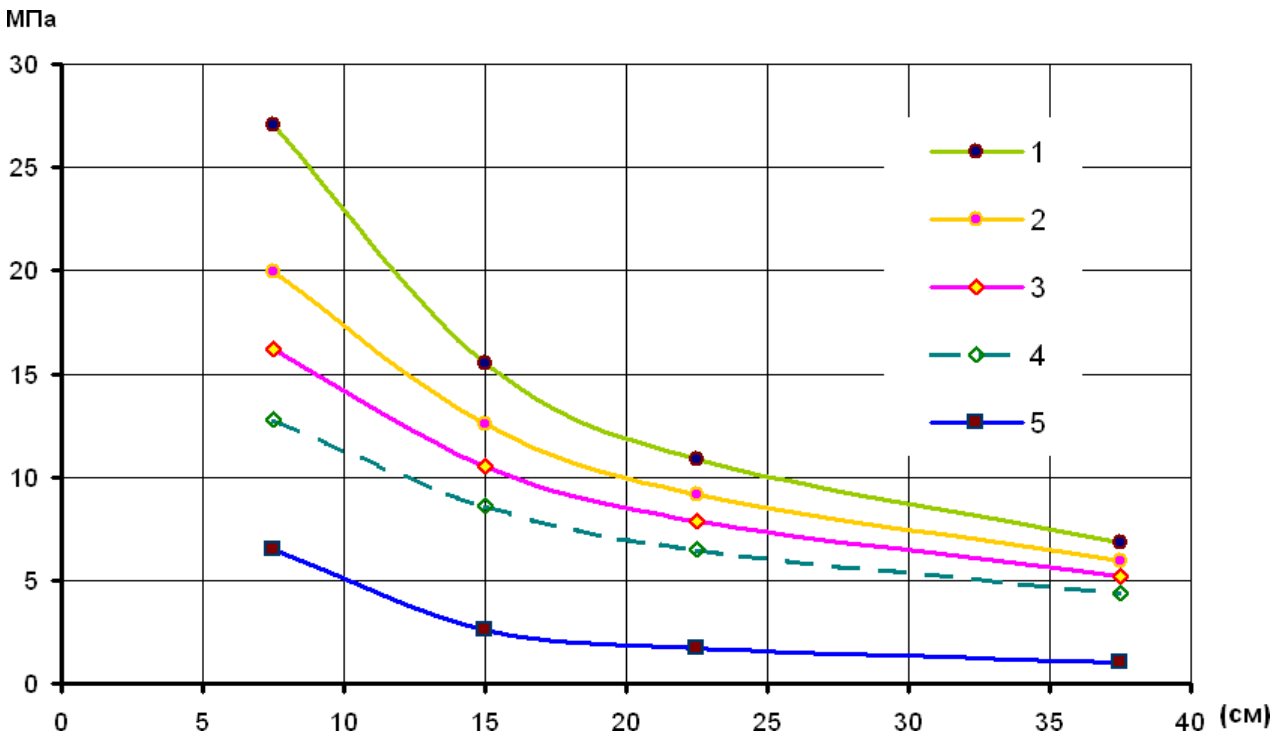


Рис.6 Графіки залежності величини збільшення міцності кладки

Порівняльний аналіз експериментальних та теоретичних величин міцності армованої кладки з використанням формули, запропонованої в дисертації, показує, що вона загалом досить точно дозволяє оцінити ефект посилення кладки обоймою. Підтвердженням зазначеного є показане на рис.7 порівняння результатів розрахунку міцності цегляних стовпів за формулою (2.2), посилених за допомогою бандажів з вуглеволокна, і цегляних стовпів за формулою СНиП для кладки, посиленою арматурною сіткою Ø4 з коміркою 40× розташування бандажів та арматурних сіток.

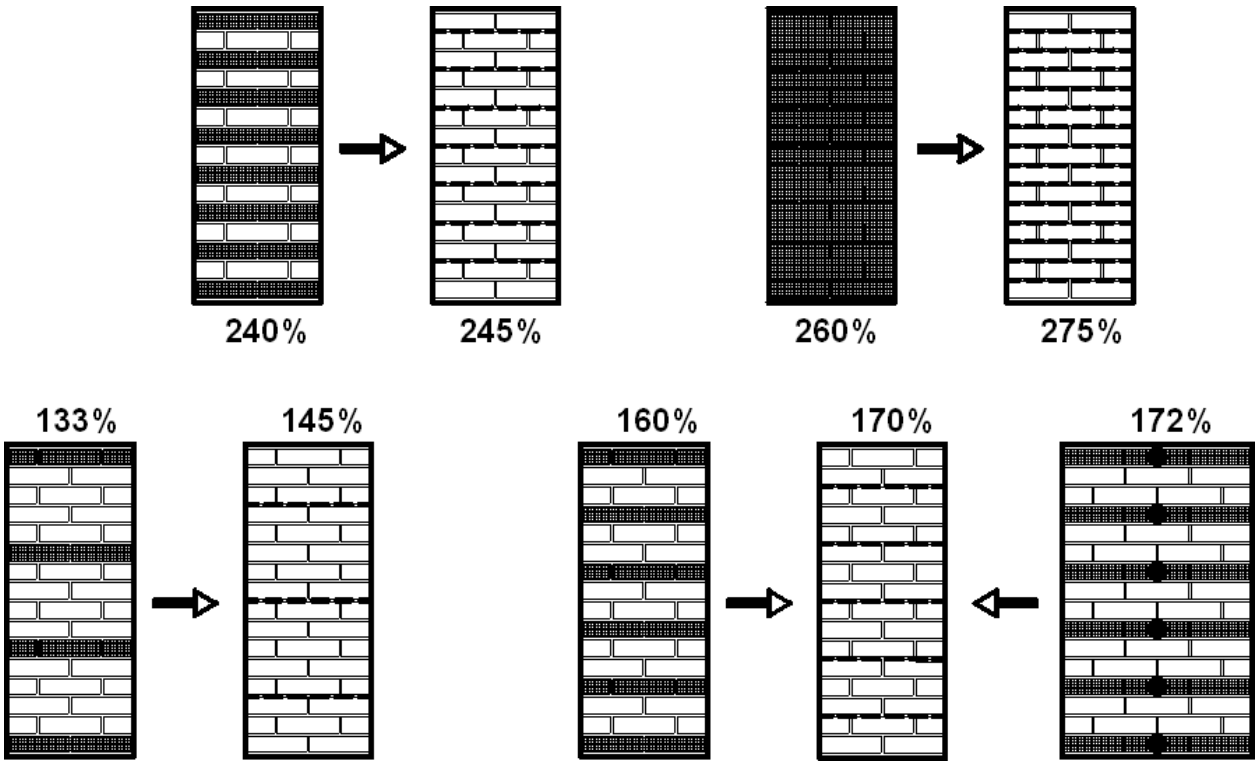


Рис.7. порівняння результатів розрахунку міцності цегляних стовпів

Програма експериментальних досліджень включала:

- Оцінку ефективності застосування розглянутих конструктивних схем посилення залізобетонних колон вуглеволокном за різних величин ексцентриситету застосування навантаження до конструкції;

- оцінку впливу різних конструктивних схем посилення залізобетонних колон елементами зовнішнього армування зі скло- та вуглеволокон (пристрій бандажів та обойм з вугле- та скловолокон, а також приклеювання композиційного матеріалу в розтягнутій зоні перерізу) на їх несучу здатність.

Під час проведення експериментальних досліджень було розглянуто такі конструктивні схеми посилення колон:

- посилення за допомогою обойм з вугле- та скловолокнистої тканини шляхом повного обгортання (в два шари для вуглеволокна і один шар для скловолокна) дослідного зразка (І-я серія, рис.8б);

- посилення за допомогою бандажних стрічок шириною 50 мм з вугле- (в два шару) або скловолокон (в один шар), розташованих з певним кроком (284 мм) за висотою зразка і вздовж його розтягнутих граней (шириною 130 мм - для вуглеволокна, 80 мм – для скловолокна) – зразки II-ї серії, рис. 8в.

Посилення позацентрово стиснутих колон вертикальною смугою з вуглеволокнистої тканини, наклеєної в розтягнутій зоні бетону з трьох її сторін (III-я серія, рис.8г).

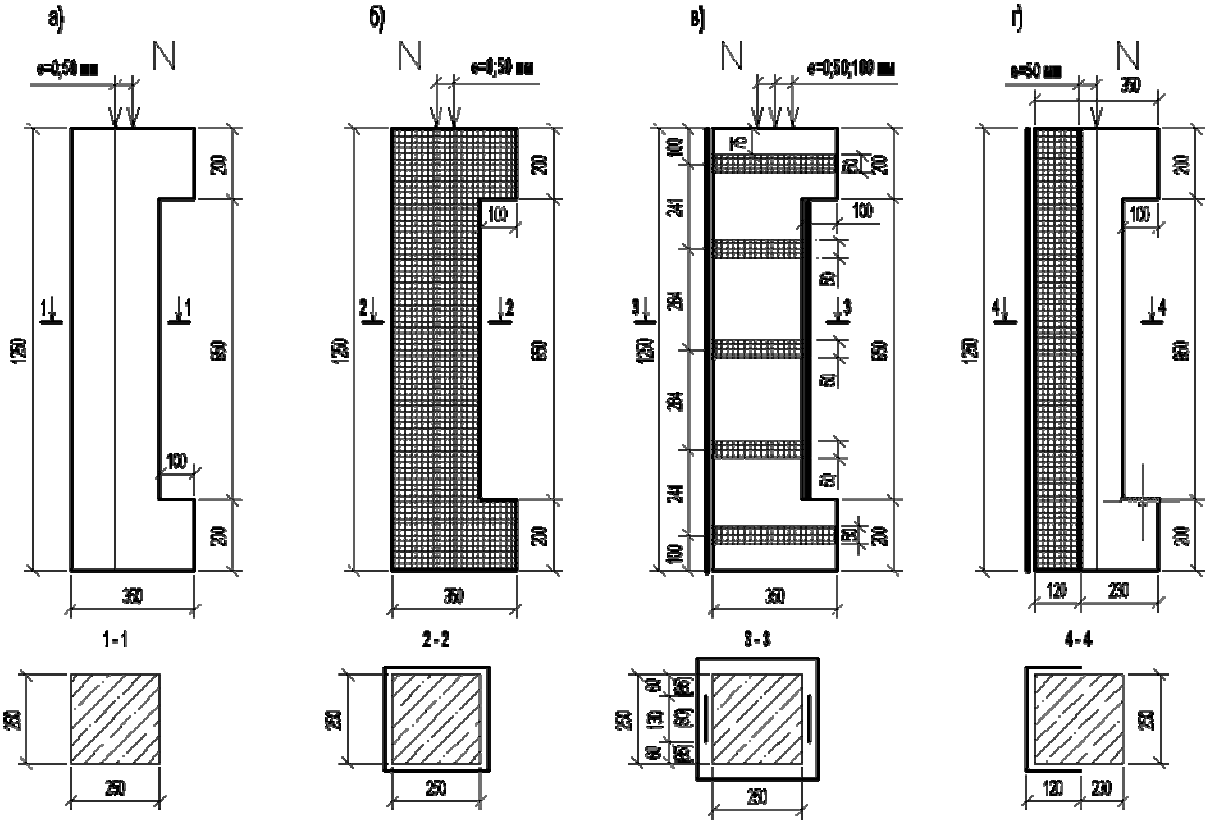
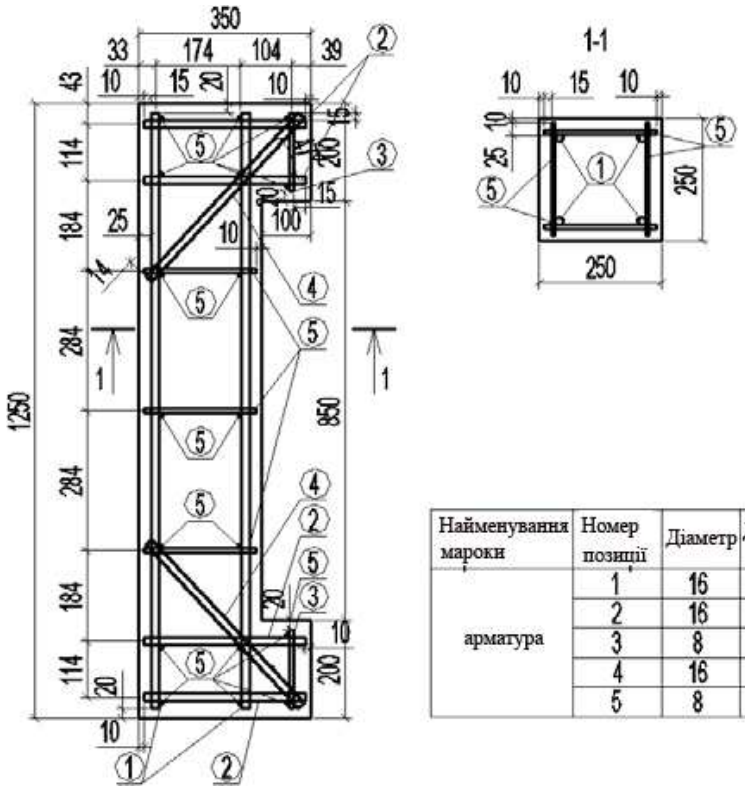


Рис.8. Схеми посилення

Схема армування дослідних зразків залізобетонних колон наведено на рис.9.



Найменування мароки	Номер позиції	Діаметр	Довжина, м	Вага позиції, кг	кільк. елем.	Вага марки, кг	Кільк. марок	Загал. вага, кг
арматура	1	16	1,21	1,91	4	17,12	12	205,44
	2	16	0,33	0,52	8			
	3	8	0,16	0,06	4			
	4	16	0,46	0,73	4			
	5	8	0,23	0,09	24			

Рис.9. Схема армування дослідних зразків

Зразки важкого бетону виготовлялися на формувальних стендах лабораторії. Одночасно із заводськими виробами формувалися колони з полімербетону. Міцність важкого бетону дослідних зразків визначалася у лабораторії. Контроль міцності бетону здійснювався за результатами випробувань кубів 10×10×10 см, а також на основі використання методів контролю, що не руйнують: методом відриву зі сколюванням і за допомогою склерометра Шмідта.

Для посилення зразків колон використовувалися композиційні матеріали фірми Sika, властивості вихідних волокон яких наведені в табл.2. Посилення зразків здійснювалося за такою технологією: проводилася розмітка поверхні зразків залізобетонних колон відповідно за конструктивною схемою посилення, потім бетонна поверхня зразків у місцях наклейки волокна очищалася частинок цементного молока, пилу та шліфувалася (грані шліфувалися зі створенням кутових фасок радіусом 15мм). Зачищені ділянки покривалися спеціальною ґрунтовкою Sikafloor

EpoCem Modul в один шар за допомогою пензля. Тканина композиційного матеріалу, розкроєна на лінії необхідної довжини, наклеювалася на підготовлену бетонну поверхню зразка за допомогою клею «Sikadur-330», що має наступні характеристики: щільність 1.31г/см3; міцність на розтяг — 30 МПа; модуль пружності 3800 МПа (через 7 діб при tотв= +23?С).

Порівняльні характеристики композиційних матеріалів

Таблиця 2

Властивості волокон композиційних матеріалів	I-а та II-а серії «Sika Wrap Hex 230C» (вуглево локно)	III-я серія «Sika Wrap 530C» (вуглево локно)	I-а та II-а серії «Sika Wrap 100G» (скловолок но)
Модуль пружності, МПа	230 000	231 000	76 000
Міцність при розтягуванні, МПа	3450	3800	2 300
Відносне подовження при розриві, %	1.5	1.64	2.8
Товщина тканини, мм	0.12	0.293	0.36

Випробування зразків проводилися при центральному та позацентровому прикладанню навантаження (е=0, 5 та 10 см). Реальний

ексцентриситет визначався за епюрою деформацій, отриманої в процесі обтискання зразка.

Вимірювання величин вертикальних деформацій здійснювалися за допомогою індикаторів вартового типу з ціною розподілу 0.01 мм. Крім цього, у кожній серії залізобетонних колон не менше, ніж на одному із зразків на бетоні та на композиті були наклеєні тензодатчики з базою 50 мм.

Виміри деформацій проводилися на кожному кроці навантаження в два етапи: безпосередньо після застосування навантаження і після витримки.

Відповідно до програми робіт було випробувано дві групи зразків фрагментів колон: з важкого бетону та полімербетону.

Оскільки при розробці методики розрахунку залізобетонних колон, посилених вуглеволокном, розглядалася можливість використання підходу, запропонованого проф. А.П. Васильєвим та Г.К. Байдельдінова, то при аналізі результатів експериментальних досліджень бралися до уваги наступні три випадки позацентрового стиску:

- 1-й випадок (великі ексцентриситети) — e0/h ≥ 0.32. Міцність елемента характеризується досягненням розтягнутої арматури її розрахункового опору або роздавлювання бетону в стиснутій зоні зразка з втратою стійкості (витисненням) стиснутої арматури;
- 2-й випадок (малі ексцентриситети) 0.32 > e0/h > 0.17. Граничний стан елемента характеризується наявністю зон стиснення та розтягування.;
- 3-й випадок (найменші ексцентриситети) e0/h ≤ 0.17. Поперечний переріз елемента повністю стислий.

Теоретична несуча здатність колон визначалася за формулами:

$N_{теор} = R_{пр}^{н} \cdot A_b + R_{sc}^{н} \cdot (A_s + A_s')$ - для 3-го випадку (найменших ексцентриситетів);

$N_{теор} = [R_{пр}^{н} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')] / e$ - для 2-го та 3-го випадків (малих та великих ексцентриситетів).

На основі аналізу результатів випробувань експериментальних зразків першої серії встановлено наступне.

1.При руйнуванні дослідних зразків першої серії мав місце 3-й випадок позацентрового стиску. Розрив смуг як з вуглеволокнистої, так і зі скловолокнистої тканини відбувався у всіх зразках у їх нижній зоні з одночасним руйнуванням (роздробленням) стиснутої зони бетону. Причина розриву смуг із вуглеволокна – витиск дільниці робочої арматури між хомутами.

При цьому максимальне поперечне зусилля в зоні розриву смуги з вуглеволокна становило: $N_{раз}=R_{ут}\times A_{ут}$ = 34 500×2×0.012×15=12 420 кгс = 124.2 кН.

При встановленому поперечному зусиллі величина деформацій розтягування бетону класу В40 склала

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{N}{A \times E} = \frac{12420}{15 \times (2 \times 0.012) \times 360000} = 0.0958$$

За даними нормативних документів величина граничних деформацій розтягу бетону становить 0.0001. Значна відмінність у величинах деформацій розтягування, отриманих з дослідів та наведених у нормах, обумовлено руйнування бетону відбулося, в основному, через витиск арматури.

2.При руйнуванні зразка два (e0/h ≈ 0.32) розрив смуги з вуглеволокна стався у верхній зоні колони. У цьому ж перерізі в стиснутій зоні мало місце витиск арматури в момент руйнування зразка. Порівняння величин деформацій стиснення бетону (за даними індикаторів) та вуглеволокна (за даними тензодатчиків) дозволяє констатувати, що при посиленні залізобетонних колон за допомогою двошарової обойми з вуглеволокнистої тканини, обойма з вуглеволокна та бетон колон працюють спільно до навантаження, що становить (0.5÷0.7)×Nрозр.

На основі аналізу результатів випробувань експериментальних

зразків II-ї серії, посилених смугами з вугле- та скловолокнистої тканини, встановлено наступне.

1.Руйнування дослідних зразків II-ї серії при e0/h ≤ 0.17 (випадок самих малих ексцентриситетів) характеризується рівномірним обтисканням бетону в середній та опорній зонах колон. У момент руйнування (роздроблення) бетону стиснутої зони відбувався одночасний розрив смуг з вуглеволокна і витріщення поздовжньої робочої арматури.

2.Руйнування дослідних зразків при 0.32 > e0/h > 0.17 (випадок малих ексцентриситетів) характеризується роздробленням бетону та випукуванням арматури в стиснутій зоні бетону з одночасною появою волосяних тріщин урозтягнутої грані бетону колон. У момент утворення тріщин відбувалося відлипання вертикальних смуг від поверхні бетону.

3. У дослідних зразках II-ї серії при e0/h ≥ 0.32 при навантаженнях, близьких до руйнівної, (0.85÷0.95)×Nрозр, відбувалося відлипання вертикальної смуги із вуглеволокнистої тканини з утворенням тріщин у розтягнутій зоні зразка. У момент руйнування мало місце роздавлювання бетону в стиснутій зоні з витисненням арматури та розривом смуг зі скловолокнистої тканини. Тобто в момент руйнування мало місце вичерпання несучої здатності стиснутої зони бетону та стиснутої арматури.

4. Порівняння величин деформацій бетону та вертикальних та горизонтальних смуг із вуглеволокна, наклеєних на бетон показало, що при обтиснення бетону надійне зчеплення стрічки з бетоном забезпечується до навантажень, що становлять (0.5÷0.6) ×Nрозр. Напруга у стрічці в момент розриву дорівнює:

σстрічки= 2300 000×2.4×10-3=5 520 кгс/см2<< Rстрічки= 34500 кгс/см2.

Таке значне зниження величини напруги, при якому стався розрив смуги з вуглеволокнистої стрічки, пов'язано з тим, що в момент руйнації

через місцеве витиснення арматури відбулася не розтяжка стрічки, а її точковий розрив.

Аналіз результатів випробувань зразків II-ї серії та порівняння їх із показниками міцності еталонних зразків дозволяє відзначити наступне:

– при посиленні дослідних зразків колон бандажами (смужками) збільшення несучої здатності для позацентрово стиснених колон II-ї серії при e0/h < 0.17, склало 27% (для бандажів із вуглеволокна) та 18% (для бандажів із скловолокна);

– при позацентровому стиску колон при 0.32 > e0/h > 0.17 та e0/h > 0.32 збільшення несучої здатності колон встановлено, що ефект обойми відсутній.

Аналіз результатів випробувань зразків III серії, посиленої шляхом наклейки тканини в один шар на розтягнуту зону бетонної поверхні колон, показав наступне.

1. При досягненні руйнівного навантаження мала місце утворення похилої тріщини в розтягнутій зоні зразка. При цьому вуглеволокно в розтягнутій зоні зразків практично повністю сприйняло зусилля розтягування і дозволило виключити руйнування конструкції більш ранньої стадії. При цьому, за даними вимірювань деформації за допомогою індикаторів (на бетоні) і тензодатчиків (на вуглеволокні) напруги у розтягнутій зоні на бетоні та вуглеволокнистій тканині в момент, близький до руйнування, склали, відповідно, 21.8 МПа та 97.3 МПа.

2. Величини крайових напруг у стислій зоні бетону в момент, близький до руйнуванню, становили 48.2 МПа, за нормативної призменной міцності бетону 49.1 МПа.

3. Порівняння результатів випробувань зразків III-ї серії з показниками міцності еталонних зразків дозволяє відзначити, що при позацентровому стиску колон (при e0/h ≈ 0.32) збільшення несучої здатності колон становить 18%.

У таблиці 5 наведено порівняння експериментальних значень нормативної міцності бетону (*Rн пр*) та руйнівного навантаження (*Nрозр*) з аналогічними характеристиками, обчисленими за формулами.

Таблиця 5

Результати розрахунку міцності залізобетонних колон І-ї серії (посилення за допомогою обойми з вуглеволокна)

Марка зразка	Експ. руйнівне навант.,	Нормативна призмена міцність бетону	Приведена призмена міцність бетону, визначена по формулам (МПа)/ несуча здатність колони – N_i (кН)			$N_{разр}/N_i$		
			по ф-л	по ф-л	по ф-л	ф-ла	ф-ла	ф-ла
1	2	3	4	5	6	7	8	9
$К_{ут}$1-1	3 750	33.4	53.2/3758	86.4/5834	52.6/3703	0.99	0.64	1.01
$К_{ут}$1-2	3 650	33.4	53.2/3758	86.4/5834	52.6/3703	0.97	0.63	0.99
$К_{ут}$1-3	2 600	48.4	69.4/2720	101.4/3890	67.6/2656	0.96	0.67	0.98
$К_{ст}$1-1	2 800	31.8	52.8/3616	84.8/5734	51.0/3622	0.77	0.49	0.77
$К_{ст}$1-2	2 905	31.8	52.8/3616	84.8/5734	51.0/3622	0.80	0.51	0.80

Як видно з даних, наведених у стовпцях 7 і 9, результати розрахунку несучої здатності колон, посилених обоймами з вуглеволокнистої тканини, за формулами (3.1) та (3.4) досить добре збігаються з результатами експерименту.

Розбіжність у результатах експерименту та розрахунку залізобетонних конструкцій, посилених скловолокном, пов'язана, ймовірно, з його високою деформативністю (відносне подовження скловолокна більш ніж удвічі вище, ніж у вуглеволокна, що не враховується у зазначених емпіричних залежностях).

У таблиці 6 наведено порівняння експериментальних значень

нормативної призмової міцності бетону та руйнівного навантаження з аналогічними характеристиками, обчисленими за формулами.

Таблиця 6

Результати розрахунку міцності залізобетонних колон II-ї серії (посилення за допомогою бандажів із вуглеволокна)

Марка зразку	Експ. руйнівне навант., $N_{разр}$ (кН)	Нормативна призменна міцність бетону $R^{н}_{пр}$ (МПа)	Приведена призмена міцність бетону, визначена по формулам (МПа) / несуча здатн. – N_i (кН)		$N_{разр}/N_i$	
			по ф-л	по ф-л	ф-ла	ф-ла
1	2	3	4	5	6	7
$К_{ут}$ 2-1	3 300	36.8	**46.1/3316**	**40.2/2947**	**1.00**	**1.12**
$К_{ут}$ 2-2	3 586	40.3	**49.6/3534**	**43.7/3164**	**1.01**	**1.13**
$К_{ут}$ 2-3	2 600	50.9	**60.2/2191**	**54.3/2000**	**1.19**	**1.30**
$К_{ут}$ 2-4	2 300	36.8	**46.1/1632**	**40.2/1456**	**1.41**	**1.58**
$К_{ут}$ 2-5	1 783	43.5	**52.8/1093**	**46.9/991**	**1.63**	**1.80**
$К_{ут}$ 2-6	1 550	43.5	**52.8/1035**	**46.9/934**	**1.50**	**1.66**
$К_{ст}$2-1	2 758	32.3	**41.6/3034**	**35.7/2664**	**0.91**	**1.03**
$К_{ст}$2-2	2 167	37.5	**46.8/1874**	**40.9/1667**	**1.16**	**1.30**
$К_{ст}$2-3	2 133	39.9	**49.2/1926**	**43.3/1720**	**1.11**	**1.24**
$К_{ст}$2-4	1 600	33.4	**42.7/945**	**37.8/838**	**1.69**	**1.91**

Як видно з результатів розрахунку, наведених у стовпцях 6 та 7, достатньо гарні збіги експериментальних даних з результатами розрахунку мали місце лише для випадків малих ексцентриситетів та центральної програми навантаження. Для випадку великих ексцентриситетів розбіжності між експериментальними даними та розрахунковими значеннями істотні. Це підтверджує зазначений вище факт, що при великих ексцентриситетах ефект від посилення конструкцій за допомогою бандажів відсутній.

У ході досліджень було проведено ще два етапи експериментів. У першому етапі випробувано шість моделей зразків, які являють собою цегельні стовпи 250х250 мм висотою 4 ряди з різними видами армування. Для підготовки зразків використані наступні матеріали: цегла марки М 150, кладочний розчин М 75, склотканина марки Т-23, композитна й металева кладочні сітки із гніздом 50х50 мм діаметром 4 мм. Основні характеристики склотканини й сталі наведено в таблиці 7.

Таблиця 7. Порівняння фізико-механічних характеристик скловолокна й сталі

Матеріал	Модуль Юнга, ГПа	Межа міцності при розтягу, МПа	Деформація при розриві, %	Питома вага, г/см3
Скловолокно	85-90	2500	4,5-5,5	2,46-2,49
Сталь	206	250-400 (плинність) 350-600 (розрив)	20-30	7,8

Товщина розчинних швів цегельних стовпів прийнята: вертикальних - 10 мм, горизонтальних армованих – 16 мм, горизонтальних неармованих 12 мм. Товщина швів, армованих або неармованих зразків, витримувалася однакової з метою підвищення точності випробувань, крім можливих змін міцності кладки за рахунок товщини шару розчину.

Випробування проведені на гідравлічному пресі МС-1000 за ДСТ 32047-2012 «Кладка кам'яна. Метод випробування на стиск».

Модель № 1 являє собою неармований цегельний стовп, випробування якого необхідно для оцінки ефективності всіх видів армування. Схема й реалістичне зображення наведене на рис.10.

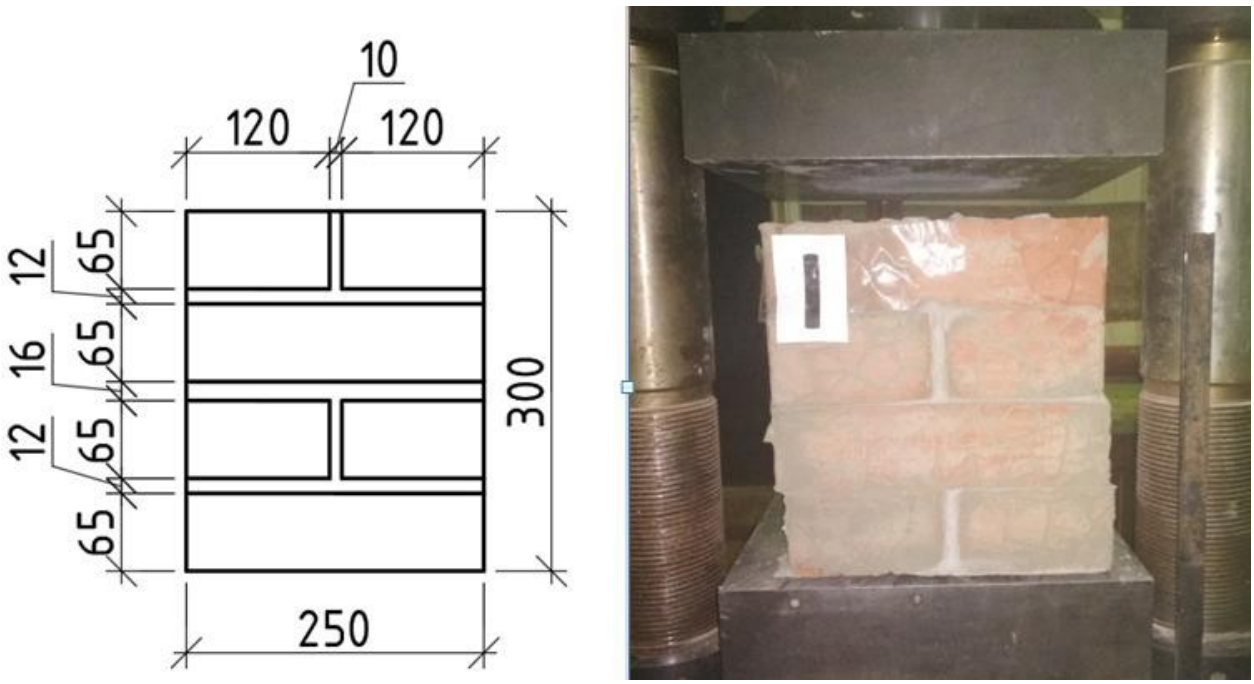


Рисунок 10. Модель зразків № 1 (неармований цегельний стовп)

Для визначення результативності армування кладки склотканиною розроблена модель № 2, у якій краї полотна склотканини заведені в розчинний шов між третім і четвертим рядами, що моделює характер защемлення армуючого шару в масиві кладки, наприклад, у кладці стіни. Защемлення композитних матеріалів також виконують при посиленні будівельних конструкцій. Схема й реалістичне зображення наведено на рис. 11.

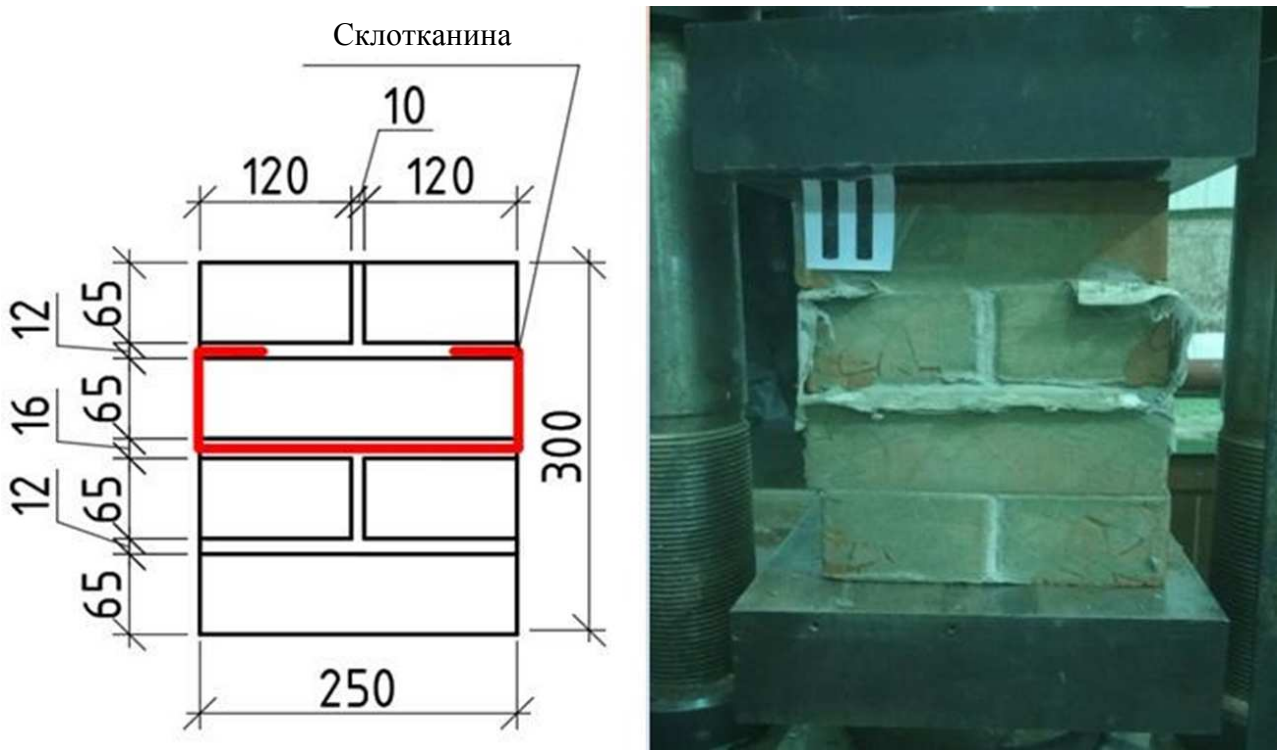


Рисунок 11. Модель зразків № 2 (цегельний стовп, армований склотканиною)

Для визначення міцності зразка з армуванням металевою кладочною сіткою випробувана модель № 3. Випробування даної моделі необхідно для проведення аналітичного порівняння класичного армування із пропонованими системами армування композитними тканинними матеріалами. Схема й реалістичне зображення наведене на рис. 12.

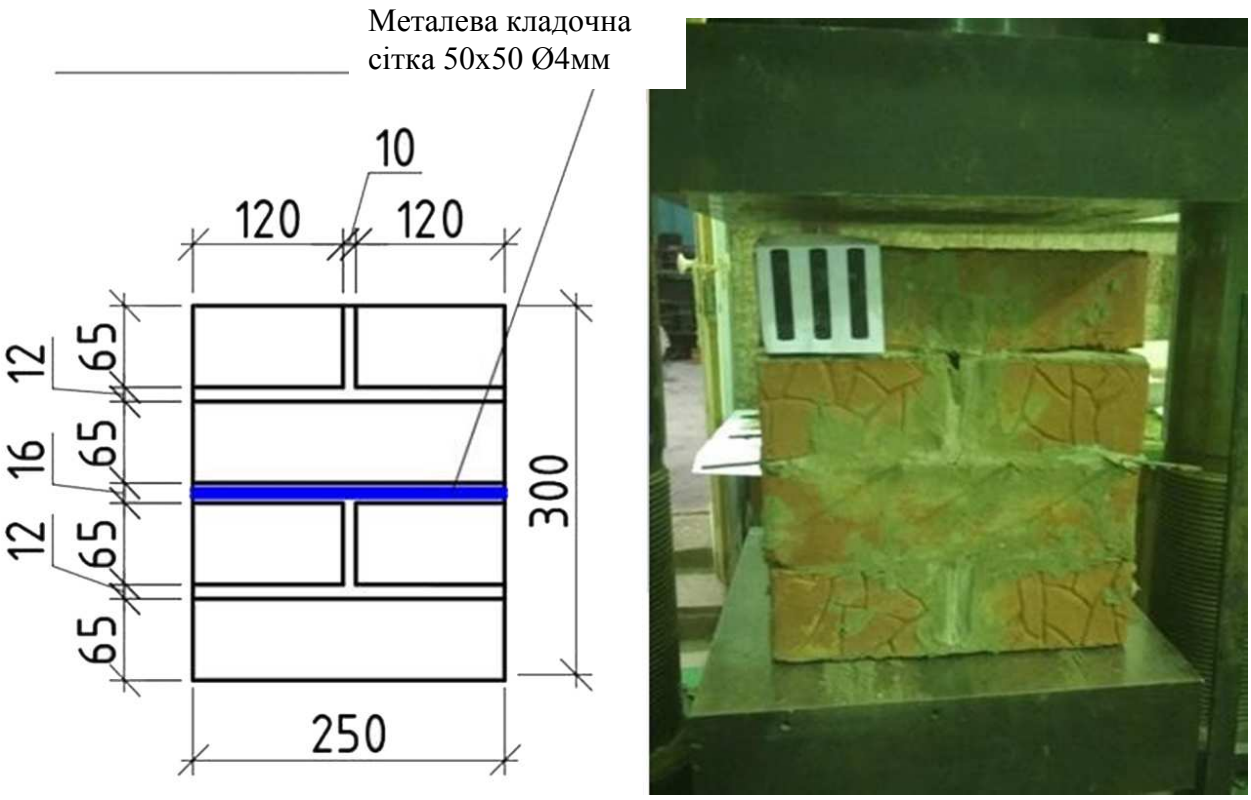


Рисунок 12. Модель зразків № 3 (цегельний стовп, армований металевою кладочною сіткою)

Модель № 4 виконана у вигляді цегельного стовпа, армованого композитної кладочной сіткою.

Схема й реалістичне зображення наведене на рис. 13.

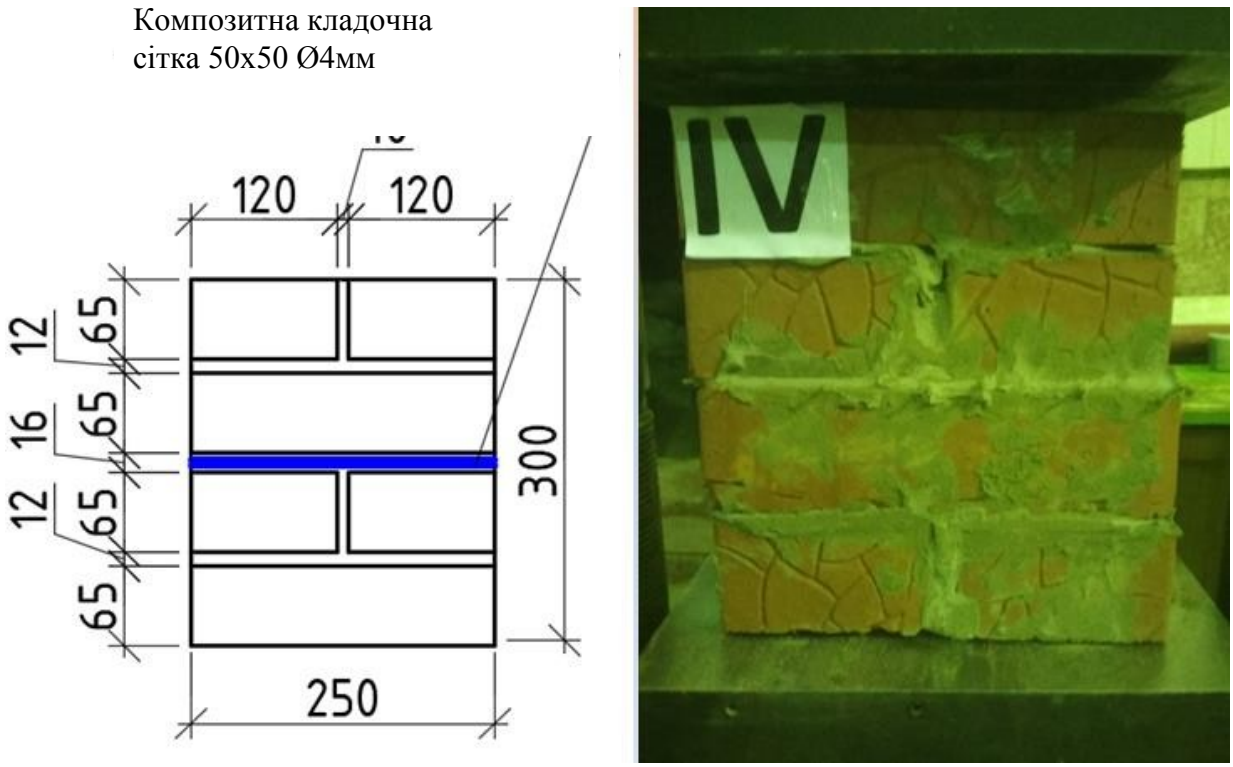


Рисунок 13. Модель зразків № 4 (цегельний стовп, армований композитною кладочною сіткою)

Склотканина має низьку ринкову вартість у порівнянні з металевою арматурою, з урахуванням даного фактора розглянута можливість застосування армування кладки склотканиною через 2 ряди, крім армування металевою сіткою. Модель № 5 – являє собою цегельний стовп, армований склотканиною між 1 і 2, а також 3 і 4 рядами кладки. Схема й реалістичне зображення наведене на рис. 14.

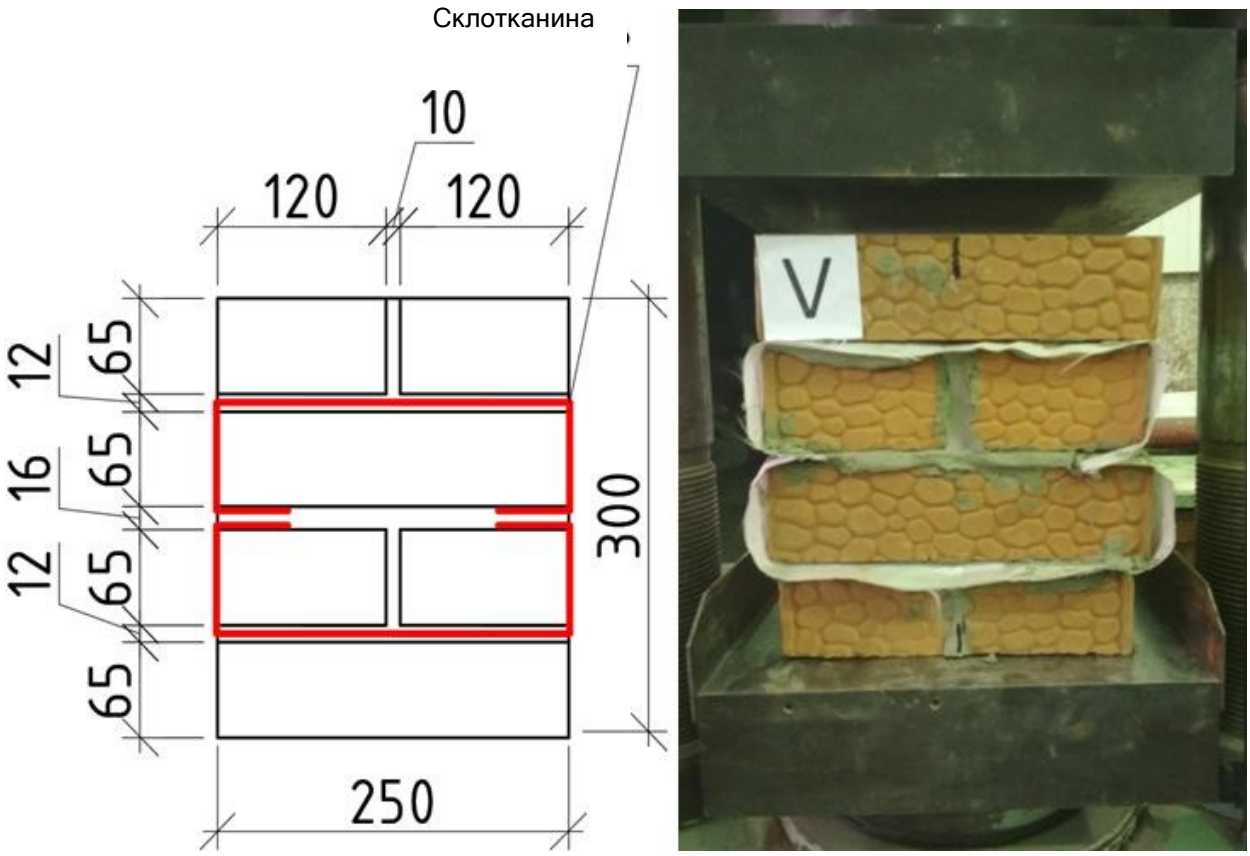


Рисунок 14. Модель зразків № 5 (цегельний стовп, армований склотканиною через 2 ряди)

Розглянута можливість комбінованого способу армування кладки, представленого моделлю № 6. Система являє собою чергування паралельного армування композитної кладочної сітки й скло тканинного матеріалу, кожний з яких укладався через 2 ряду. Застосування даної системи армування передбачається авторами у випадках сприйняття кладкою значних навантажень і при роботі кладки в екстремальних умовах: у випадках передбачуваних нерівномірного осідання фундаменту, в умовах посиленого навантаження кладки, при сприйнятті кладкою навантаження з більшими ексцентриситетами, з метою армування простінків перших поверхів висотних будинків, у сейсмонебезпечних районах. Схема й реалістичне зображення наведене на рис. 15.

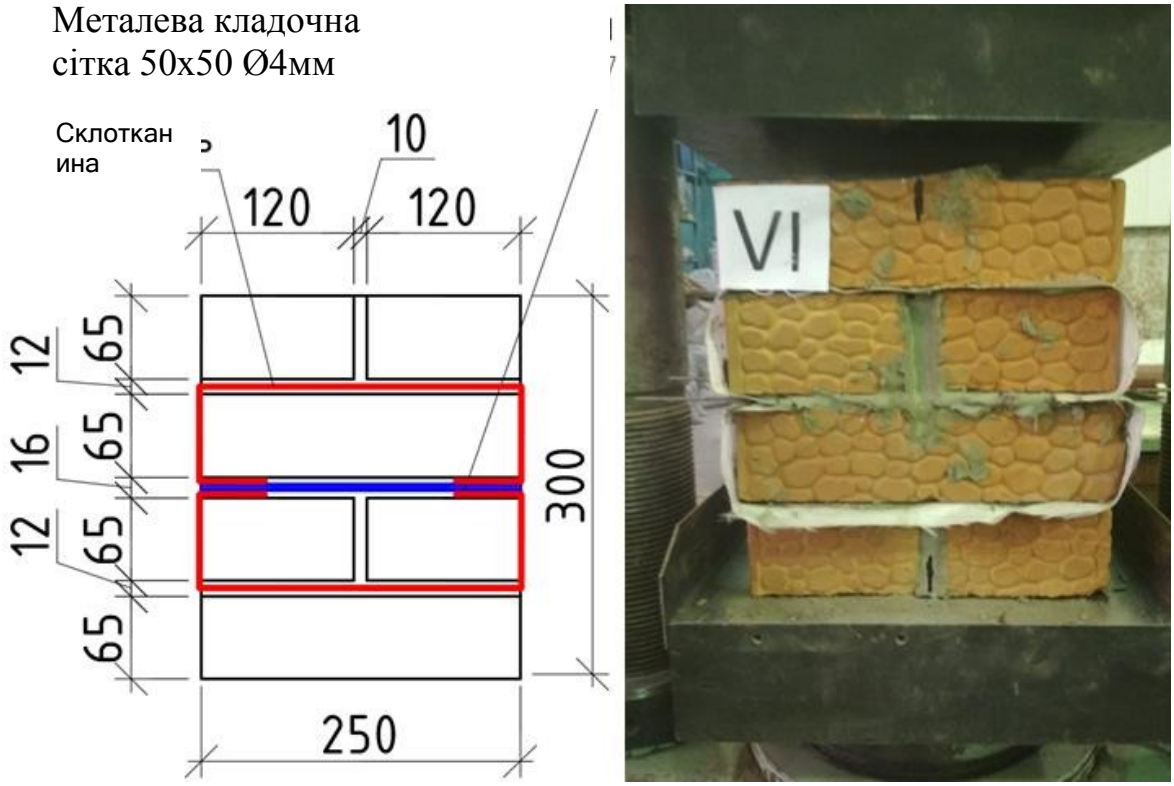


Рисунок 15. Модель зразків № 6 (цегельний стовп із комбінованим армуванням)

У моделях під номерами 2, 5, 6 склотканина защемляється у вищележачих і нижчележачих рядах, моделюючи анкеровку в масиві кладки. Для армування моделей № 3 і № 6 використана металева сітка розміром 300х300 із гніздом 50 мм діаметром 4 мм. Для армування моделі № 4 використана композитна кладочна сітка розміром 300х300 із гніздом 50 мм діаметром 4 мм.

Випробування зразків на стиск проводилося до руйнування кам'яної кладки. За критерій руйнування прийняті умови необоротної зміни початкового стану кам'яної конструкції, до яких відноситься утворення тріщин у кладочних елементах і (або) розчинних швах, роздроблення матеріалу, взаємне ковзання частин кладки.

Отримані результати випробувань зведено в таблицю 8.

Таблиця 8. Результати випробувань цегельних стовпів з різними видами армування

N – навантаження, установлене при випробуванні зразка при руйнуванні, кН					
Модель I (неармований стовп)	Модель II (стовп, армований одним шаром склотканини між 2 і 3 рядами)	Модель III (стовп, армований метал. сіткою)	Модель IV (стовп, армований композитною сіткою)	Модель V (стовп, армований двома шарами склотканини через 2 ряду)	Модель VI (стовп із комбінованим армуванням: металевою сіткою й склотканиною)
160	195	220	205	215	659

Другий етап експериментів полягав у визначенні міцності зчеплення армуючого композитного матеріалу із кладочним розчином. Було ухвалено рішення випробувати дві моделі зразків:

1) зразок з неармованим розчинним швом;

2) зразок з розчинним швом, армованим склотканиною.

Схема зразка з неармованими розчинними швами представлена на рис. 16.

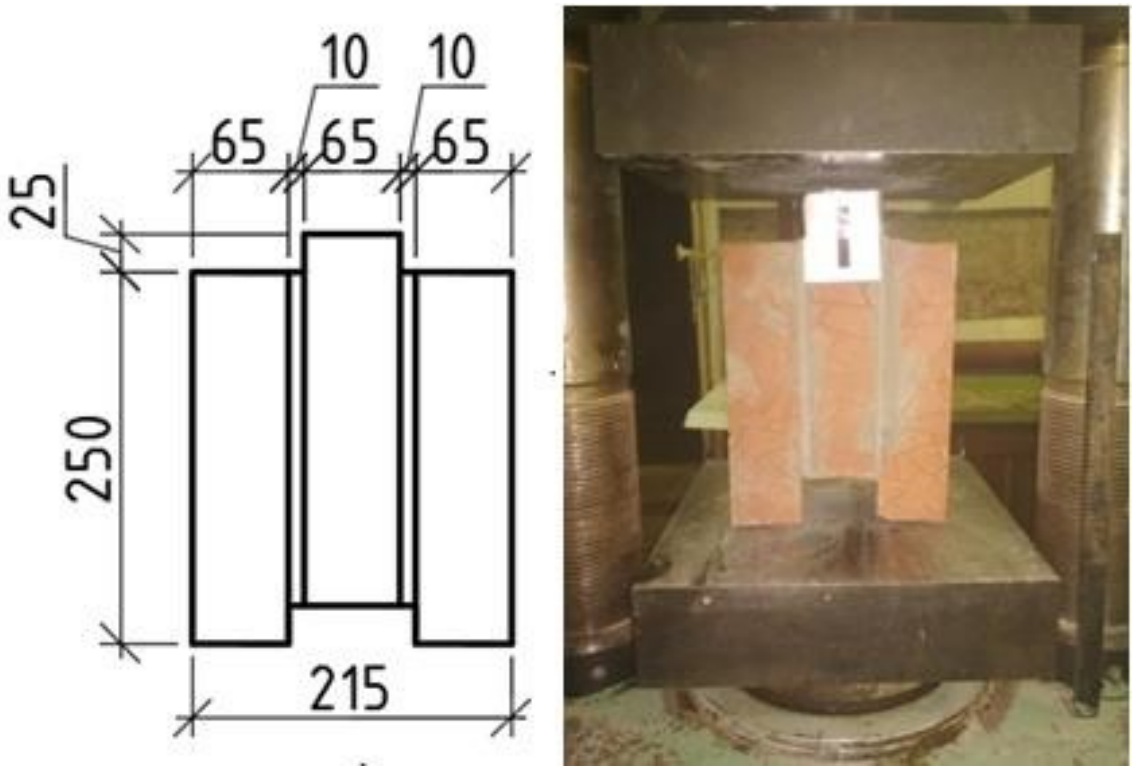


Рисунок 16. Зразок з неармованими розчинними швами

Схема зразка з розчинними швами, армованими склотканинним матеріалом, представлена на рис. 17.

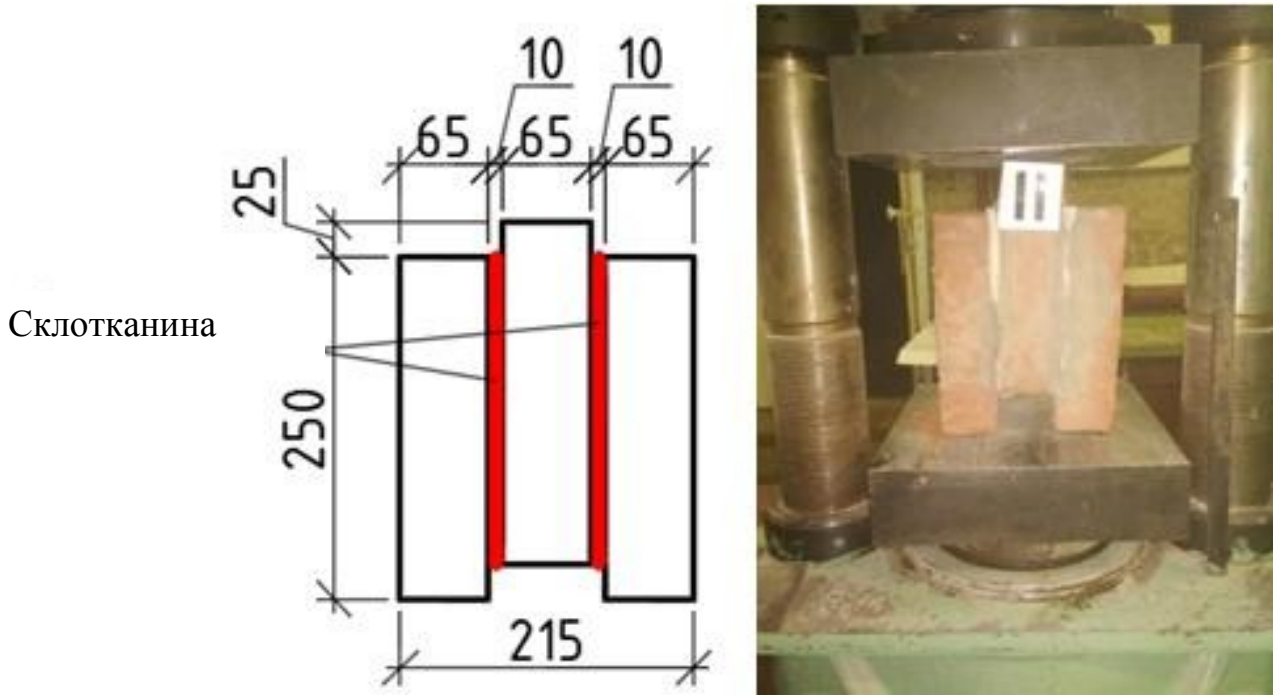


Рисунок 17. Зразок з розчинними швами, армованими склотканинним матеріалом

На підставі аналізу результатів випробування перших двох зразків зроблений вивід про недостатність зчеплення склотканинного матеріалу із кладочним розчином. Це пояснюється гладкою поверхнею скловолокна, одержуваного в основному, за рахунок застосування різного роду просочень.

У якості необхідних додаткових заходів з метою підвищення міцності зчеплення тканих композитів із кладочним розчином пропонується використання методу «просочуванням піском» склополотна. Процес «просочування піском» широко застосовується для виготовлення композитної арматури. В експериментальних дослідженнях для просочування піском склополотна був застосований пісок дрібної фракції, наносимий на тканий матеріал з використанням епоксидної смоли. Заготовлені матеріали склотканини з піском представлені на рис. 18.



Рисунок 18. Застосування склотканини з піском для підвищення міцності зчеплення

Схема зразка з розчинними швами, армованими склотканинним матеріалом з піском, представлена на рис. 19.

Склотканина
з піском

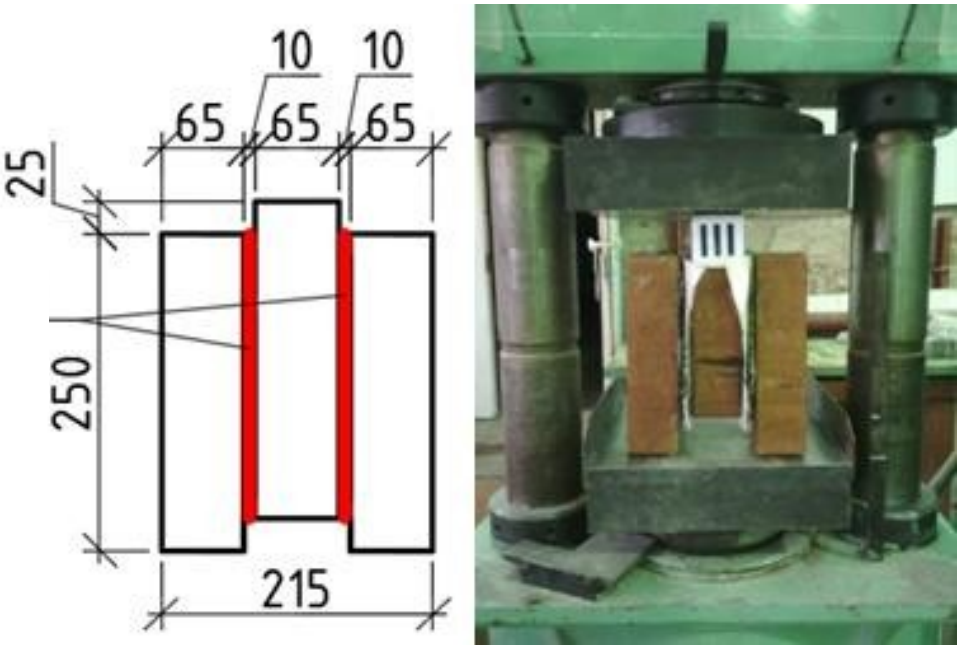


Рисунок 19. Зразок з розчинними швами, армованими склотканинним матеріалом з піском

Результати експерименту по визначенню зчеплення зведено в таблицю 9.

Таблиця 9. Результати експерименту по визначенню міцності зчеплення армованих і неармованих розчинних швів в обсязі кам'яної кладки

P – навантаження, установлене при випробуванні зразка при зсуву, кН			
	1 частина експерименту		2 частина експерименту
Серія випробувань	Модель I –не армований розчинний шов	Модель II – з розчинним швом, армованим склотканиною	Модель III – з розчинним швом, армованим склотканиною з піском
1	53	45	56
2	55	44	54
Середнє значення	54	44,5	55

4. Результати й обговорення

За результатами, представленим у таблиці 7 і отриманим у ході першого етапу експерименту по випробуванню цегельних стовпів з різними видами армування, по формулі (1) визначена межа міцності на стиск. Результати зведено в таблицю 10.

$$R_{cm} = \frac{N}{A},$$

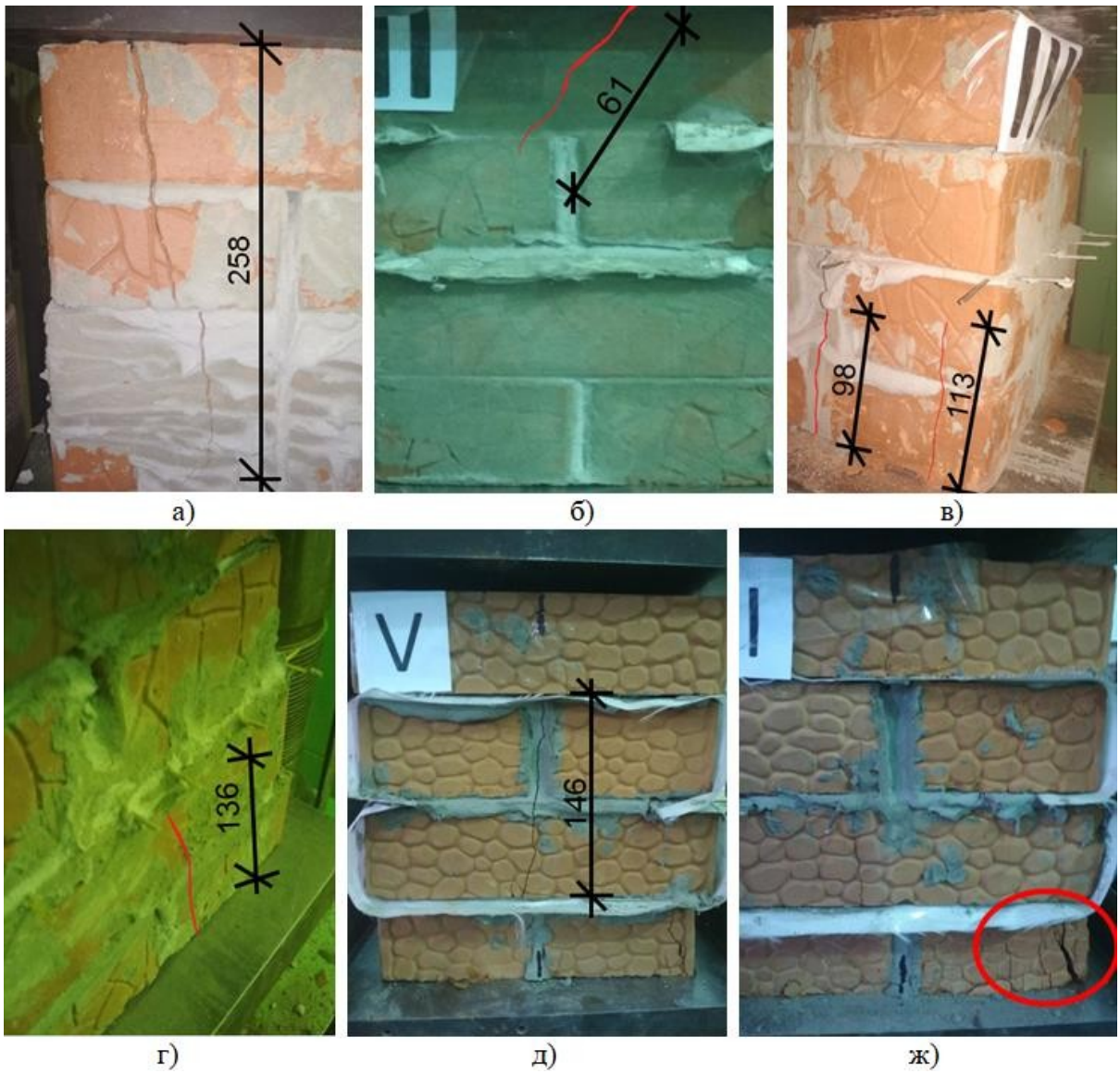
де N – навантаження, установлене при випробуванні зразка при руйнуванні, МН;

А – площа, до якої прикладено навантаження, м^2.

Таблиця 10. Межа міцності на стиск цегельних стовпів з різними видами армування

Межа міцності на стиск, МПа					
Модель I (неармований стовп)	Модель II (стовп, армований одним шаром склотканини між 2 і 3 рядами)	Модель III (стовп, армований метал. сіткою)	Модель IV (стовп, армований композитною сіткою)	Модель V (стовп, армований двома шарами склотканини через 2 ряди)	Модель VI (стовп із комбінованим армуванням: металевою сіткою й склотканиною)
2,56	3,12	3,52	3,28	3,44	10,5

Характер руйнування зразків являє собою утвір наскрізних паралельних і похилих тріщин. У випадку з моделлю зразка № 6 (модель із комбінованим армуванням) руйнування являло собою роздроблення цегли в нижній частині цегельного стовпа (рис. 20).



а) б) в)

г) д) ж)

Рисунок 20. Характер руйнування моделей цегельних стовпів з різними варіантами армування: а) неармований цегельний стовп; б) цегельний стовп, армований склотканиною; в) цегельний стовп, армований склотканиною; г) цегельний стовп, армований композитною кладочною сіткою; д) цегельний стовп, армований склотканиною через 2 ряди; ж) цегельний стовп із комбінованим армуванням (чергування металевої сітки з композитним матеріалом)

Як видно з результатів другого етапу експериментів по визначенню зчеплення кладочного розчину, цегли й армуючого матеріалу саме пізніше руйнування настало в зразків, армованих склотканиною з піском. Характер

руйнування зразків представлений на рис. 12.



а) б) в)

Рисунок 21. Характер руйнування зразків: а) зразок з неармованими розчинними швами; б) зразок з розчинними швами, армованими склотканинним матеріалом; в) зразок з розчинними швами, армованими склотканинним матеріалом з піском

Руйнування моделей зразків № 1 (зразок з неармованими розчинними швами) і № 3 (зразок з розчинними швами, армованими склотканиною з піском) пройшло по границі контакту кладочного розчину й цегли, у моделі зразка № 2 (зразок з розчинними швами, армованими склотканиною) – по границі контакту склотканини й кладочного розчину.

Випливає вивід про достатнє забезпечення зчеплення склотканини з піском з розчином, що дає навіть кращі результати зчеплення в порівнянні з характером роботи розчину із цеглою.

Висновки

В результаті проведених експериментально-теоретичних досліджень міцності та деформативності центрально- та позацентрово стиснутих цегляних та залізобетонних колон, посилених вугле- та скловолокном, вирішені наступні завдання.

1. Вперше отримані дані про міцність та деформативність центрально- та позацентрово стислих цегляних колон (простінків) із співвідношенням сторін 1:1.3 і 1:2, посилених смугами з вуглеволокнистої тканини, при різному її розташуванні по висоті конструкції.

2. На основі аналізу результатів експериментальних випробувань центрально- та позацентрово стиснутих цегляних колон (простінків), посилених дискретно по висоті зразків смугами з вуглеволокнистої тканини, запропоновано емпіричну залежність для оцінки їхньої міцності.

3. Отримано експериментальні дані про міцність та деформативність центрально- та позацентрово стиснутих залізобетонних колон, посилених смугами з вугле- та скловолокон, при різних ексцентриситетах докладання сил до зразків.

Встановлено, що при її0/h ≥0.32 (випадок великих ексцентриситетів) ефект від посилення колон смугами (бандажами) з вугле- та скловолокон відсутній.

4. Проаналізовано існуючі розрахункові методики при оцінці міцності залізобетонних колон, посилених вуглеволокном. Встановлено область їх застосування залежно від прийнятої конструктивної схеми посилення (обойми або дискретно розташовані по висоті конструкцій бандажі з вуглеволокна).

5. Запропоновано емпіричну залежність для оцінки міцності залізобетонних колон, посилених дискретно розташованими за їхньою висотою смугами з вугле- та скловолокон.

6. Отримані на основі експериментально-теоретичних досліджень результати рекомендовані для застосування в інженерній практиці розробки проектів посилення цегляних і залізобетонних колон.

Ефективність запропонованих методів посилення підтверджена практикою будівництва під час проведення робіт з реконструкції будівель та споруд.

7. Армування кладки склотканиною (через 2 ряди кладки) має підвищену міцність (Rкл=3,44 Мпа), отримані значення близькі до значень результатів випробування зразків із класичним методом армування, а саме металевими сітками (Rкл=3,52 Мпа).

8. Результати експериментальних досліджень виявили високу ефективність комбінованої системи армування, що включає металеву кладочную сітку й склополотно, при укладанні кожного виду із кроком через 2 ряди кладки, при цьому міцність зразків досягала максимальних значень, рівних Rкл=10,5 Мпа.

9. Для гарантованої роботи в лужному середовищі розчинів повинні застосовуватися склотканинні матеріали, що володіють спеціальним просоченням: латексними, силіконовими, епоксидними, парафіновими составами.

10. Запропоноване застосування методу просочування піском склотканинних матеріалів з метою забезпечення необхідних сил зчеплення даної системи армування з розчином.

11. Просочування піском полотен склотканини досягається підвищенням зчеплення аруючого тканинного композитного матеріалу із кладочним розчином. Руйнівне навантаження зразка, армованого склотканиною з піском, становить 55 кн, що на 23,6 % перевищує аналогічний показник 44,5 кн, отриманий при випробуванні зразків з розчинним швом, армованим тканинним композитним матеріалом без піску.

5. Охорона праці

5.1 Роботи з бетону та залізобетону

Транспортування бетонних сумішей на будівельний майданчик здійснюється автобетоновозами. Для опалубки застосовується збірно-розбірна інвентарна система дрібнощитового типу «Модостр».

При монтажі збірної опалубки для стін, ригелів та зводів потрібно передбачити облаштування робочих настилів шириною не менше 0,8 м з відповідними огородженнями.

При укладанні бетону з бункера відстань між нижньою частиною бункера та вже покладеним бетоном або поверхнею, на яку виконується укладання, має бути не більше 1 м, якщо інші параметри не вказані у проєкті провадження робіт (ППР).

Під час подачі бетону за допомогою бетононасоса необхідно:

- видаляти всіх працівників, не задіяних у процесі, від бетоновода на час продувки на відстань не менше 10 м;
- розміщувати бетоноводи на спеціальних прокладках, щоб зменшити вплив динамічних навантажень на арматурний каркас і опалубку при подачі бетону.

5.2 Ізоляційні роботи

Під час підготовки гарячих мастик та проведення ізоляційних робіт, що супроводжуються виділенням пожежонебезпечних речовин, робочі місця мають бути оснащені первинними засобами пожежогасіння. У зонах проведення таких робіт, а також у приміщеннях, де виділяються шкідливі й пожежонебезпечні речовини, не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб.

Бітумну мастику слід транспортувати на робочі місця здебільшого за допомогою бітумопроводів або ємностей, піднятих вантажопідіймальними механізмами. У разі ручної доставки гарячого бітуму використовуються металеві бачки з формою усіченого конуса, зверненого широкою частиною донизу, із запірними пристроями та герметичними кришками.

При проведенні ізоляційних робіт усередині апаратів чи закритих приміщень робочі місця повинні бути обладнані вентиляцією (провітрюванням) та місцевим освітленням від електромережі з напругою не вище 12 В, з арматурами у вибухозахищеному виконанні.

5.3 Монтажні роботи

Підйом вантажів над майданчиками для складування та автотранспортом, що розвантажується, проводять на висоту не більше 5 м від поверхні землі. Підйом на більшу висоту дозволяється лише після переміщення вантажу всередину будмайданчика на відстань не менше 10 м від тимчасових огороджень.

Забороняється пересування монтажників по встановлених конструкціях, якщо не можна забезпечити мінімальну ширину проходу з огородженнями, без використання спеціальних страхувальних пристосувань (натягнутого уздовж ферми або ригеля каната для кріплення карабіна запобіжного поясу). Місця і способи кріплення каната, а також довжина його секцій мають бути зазначені в ППР.

5.4 Покрівельні роботи

Зони проведення покрівельних робіт, що виконуються з використанням газополум'яного способу, повинні бути обладнані як мінімум двома евакуаційними виходами (сходами) та забезпечені первинними засобами пожежогасіння.

Підйом на покрівлю та спуск з неї необхідно здійснювати тільки по внутрішніх сходах або спеціально обладнаних для підйому на дах сходах.

Виконання вогневих робіт має здійснюватися за нарядами-допусками, підписаними особою, відповідальною за пожежну безпеку на будівельному майданчику. Інженерно-технічні працівники та робітники, залучені до виконання вогневих робіт, повинні проходити навчання за програмою пожежно-технічного мінімуму, після якого видається кваліфікаційне посвідчення та талон про проходження ПТМ із щорічною перевіркою знань.

Відстань від газового балона до опалювальних приладів повинна бути не менше 1 м, до газового пальника й інших джерел відкритого вогню – не менше 10 м, до електролічильників, вимикачів та іншого електрообладнання – не менше 1 м.

Місця виконання покрівельних робіт повинні бути оснащені засобами пожежогасіння відповідно до норм:

- порошковий вогнегасник об’ємом 10 л або два по 5 л на 200 м² покрівлі;

- ємності з водою об’ємом не менше 0,2 м³;

- ящики з піском об’ємом не менше 0,5 м³;

- протипожежне полотнище розмірами 1,5 × 1,5 м або 2 × 2 м.

При проведенні робіт на покрівлях площею від 1000 м² і більше в ППР слід передбачити облаштування тимчасового протипожежного водопроводу для забезпечення пожежогасіння.

5.5 Вимоги пожежної безпеки

Усі будівельно-монтажні роботи, організація будівельного майданчика, робочих зон і робочих місць повинні здійснюватися з дотриманням "Правил пожежної безпеки при проведенні будівельно-монтажних робіт".

Відхилення від цих правил мають узгоджуватися з місцевими органами державного пожежного нагляду у встановленому порядку.

На будівельному майданчику повинен бути визначений протипожежний режим відповідно до наказу або інструкції, затвердженої керівником будівельної організації. Відповідальність за дотримання пожежної безпеки покладається на керівника генпідрядної організації або його заступника. Дотримання заходів пожежної безпеки під час роботи субпідрядників забезпечують керівники цих організацій та призначені наказами лінійні керівники.

Заборонено використовувати для сушіння або обігріву приміщень нагрівальні прилади з відкритими елементами (жаровні, мангали, електроплитки та інші електронагрівальні пристрої, у тому числі саморобні).

До споруджуваних і експлуатованих будівель (зокрема тимчасових), а також до місць відкритого зберігання будматеріалів із груп горючості Г1-Г4 та конструкцій класів пожежної небезпеки К1-К3, повинен бути забезпечений вільний під'їзд.

Місця тимчасового зберігання горючих відходів на території будівельного майданчика повинні знаходитися на відстані не менше 18 м від наявних будівель і споруд. Промаслену тканину, металеву стружку та інші матеріали, схильні до самозаймання, необхідно зберігати окремо від інших горючих відходів у закритих контейнерах з негорючих матеріалів.

Розпалювання багать на території будмайданчика заборонено. Паління дозволяється тільки у спеціально відведених місцях.

Будівлі та споруди мають бути забезпечені первинними засобами пожежогасіння згідно.

Зварювальні та інші роботи з відкритим вогнем повинні проводитися відповідно до "Правил пожежної безпеки та техніки безпеки при проведенні

вогневих робіт на підприємствах" та "Правил пожежної безпеки при проведенні будівельно-монтажних робіт".

Місця проведення вогневих робіт повинні бути очищені від горючих матеріалів на відстані не менше 5 м. Відстань від газового балона до опалювальних приладів має становити не менше 1 м, до газової горілки та інших джерел тепла з відкритим вогнем — не менше 10 м, до газового пальника — не менше 10 м, а до електролічильників, вимикачів та іншого електрообладнання — не менше 1 м.

Для нульових захисних (заземлювальних) провідників повинні використовуватися тільки спеціально призначені для цього елементи. Лінії заземлення слід приєднувати до заземлювачів не менше ніж у двох точках, бажано з протилежних сторін. Заборонено використовувати як заземлювачі трубопроводи водопостачання, каналізації, опалення та інші аналогічні системи.

У тимчасових будівлях заборонено використання світильників відкритого типу. Прокладання електричних мереж через огороджувальні конструкції має виконуватись у металевих гільзах із ущільненням негорючими матеріалами.

Після завершення робочого дня слід забезпечити централізоване відключення електропостачання побутових приміщень.

При розробці ППР на генеральному плані будівництва необхідно позначити місця для встановлення пожежних щитів, яких має бути не менше двох, і їхнє розташування повинне бути рівномірним.

Пожежні щити повинні мати мінімальний набір ручного пожежного інструменту та вогнегасників:

- сокири — 2 шт.;
- ломи та лопати — 2 шт.;
- залізні багри — 2 шт.;
- відра, пофарбовані в червоний колір — 2 шт.;

- вогнегасники — 2 шт.;
- протипожежне полотнище — 1 шт.;
- ящик із піском — 1 шт.;

- ємність з водою (за плюсової температури повітря) — 1 шт.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Підвищення експлуатаційних властивостей цегляної кладки зовнішніх стін огороджувальних конструкцій / Т. П. Кропивницька, М. А. Саницький, Р. М. Семенів, А. Т. Камінський // Науковий вісник будівництва. – 2018. – Т. 91, № 1. – С. 146 – 151.

2. Основи виробництва стінових та оздоблювальних матеріалів: підручн / Р. Ф. Рунова, В. І. Гоц, О. Г. Гелевера та ін. – 3-є вид. – К.: Основа, 2017. – 528 с.

3. Марціх А. С. Гідроізоляційні будівельні розчини на основі портландцементів, модифікованих комплексною добавкою, що містить неочищені вуглецеві нанотрубки: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.05 / А. С. Марціх. Київський національний університет будівництва і архітектури. – К., 2016. – 21 с.

4. Котів Р. М. Декоративні багатокомпонентні цементи та модифіковані будівельні штукатурні розчини на їх основі: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.05 / Р. М. Котів; Національний університет «Львівська політехніка». – Львів, 2013. – 22 с.

5. Затірка Н. Про класифікацію нанорідин і теплообмін / Н. Затірка // Матеріали 7 Всеукраїнської студентської науково-технічної конференції «Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання», 2014. – Т.: ТНТУ, 2014. – Том 1. – 198 с.

6. ДСТУ Б EN 413-1:2015. Цемент для мурування. Частина 1. Склад, технічні умови та критерії відповідності (EN 413-1:2011, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2016. – 33 с.

7. ДСТУ Б EN 413-2:2015. Цемент для мурування. Частина 2. Методи випробувань. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 24 с.

8. ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови. – К., 2009. – 44 с.

9. ДСТУ Б В.2.7-126:2011. Суміші будівельні сухі модифіковані. Загальні технічні умови. – К., 2011. – 39 с.

10. ДСТУ Б В.2.6–207:2015. Розрахунок і конструювання кам’яних та армокам’яних конструкцій. – К., 2015. – 293 с.

Зміст

Вступ

1. Характеристика роботи

2. Огляд існуючих рішень

3. Експериментальна частина

4. Результати й обговорення

Висновки

5. Охорона праці

5.1 Роботи з бетону та залізобетону

5.2 Ізоляційні роботи

5.3 Монтажні роботи

5.4 Покрівельні роботи

5.5 Вимоги пожежної безпеки

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

Додатки

Додаток 2

Загальна характеристика будівлі

Споруджуваний об'єкт: – 9-ти поверховий житловий будинок із суспільними приміщеннями.

Клас будівлі

Будинок 2 рівня відповідальності.

Коефіцієнт надійності-0,95.

Ступінь вогнестійкості 2.

Клас конструктивної пожежної небезпеки 3.

Клас функціональної пожежної небезпеки Ф1.3.

Розрахунок залізобетонного сходового майданчика

Необхідно розрахувати ребристу плиту двухмаршевого сходового майданчика. Ширина плити –1220 мм; товщина – 60 мм; ширина сходової клітки -2600 мм.

Тимчасове нормативне навантаження 3 кН/м^2. Коефіцієнт надійності по навантаженню γf =1.2. Бетон класу В25. Арматури каркасів зі сталі кл. А-III, сіток зі сталі кл. Вр-I.

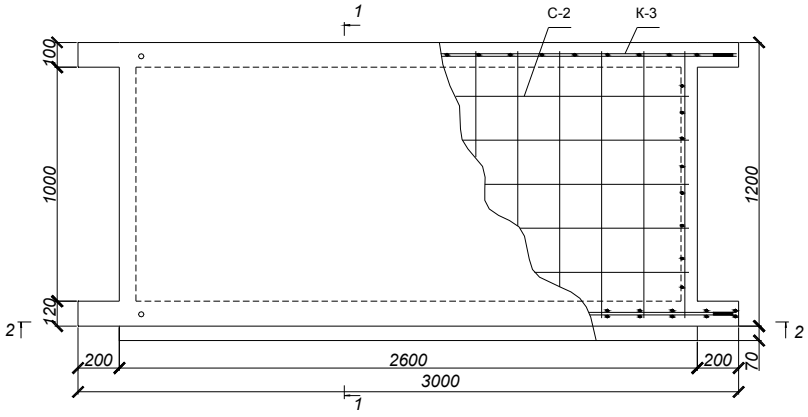


Рисунок – План сходового майданчика

Визначення навантажень

Власна нормативна вага плити при h1f = 6 см.

$$q^n=0.06x25000=1500 \text{ Н/м}^2.$$

Розрахункова вага плити q=1500 х 1.1=1650 Н/м^2.

Розрахункова вага лобового ребра (за винятком ваги плити):

$$q=(0.29 \text{ х } 0.11+0.07 \text{ х } 0.07) \text{ х } 1 \text{ х } 25000 \text{ х } 1.1=1000 \text{ Н/м}^2.$$

Розрахункова вага крайнього пристіночного ребра:

$$q=0.14 \text{ х } 0.09 \text{ х } 1 \text{ х } 25000 \text{ х } 1.1=350 \text{ Н/м}.$$

Тимчасове розрахункове навантаження Р=3 х 1.2=3.6 кН/м.

При розрахунку майданчикової плити розглянемо роздільно полку, пружну забиту в ребрах, лобове ребро, на яке опираються марші й

пристіночне ребро, що сприймає навантаження половини прольоту полки плити.

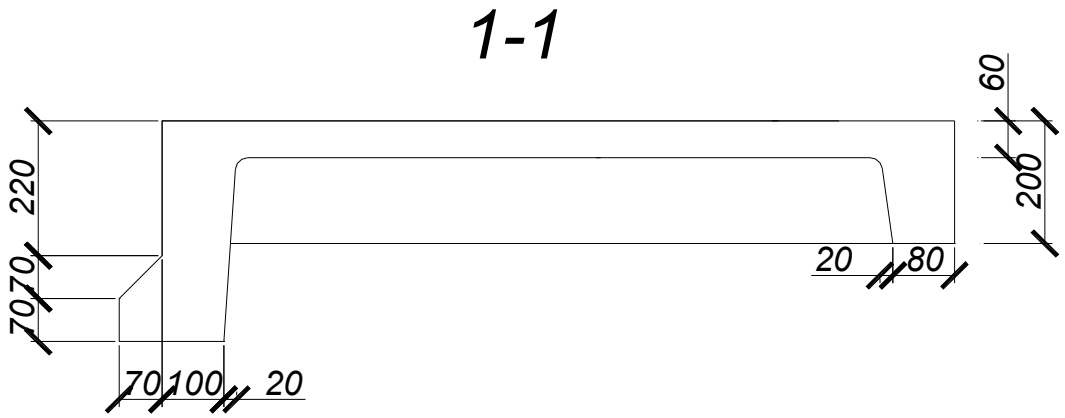


Рисунок – Перетин плити

Технологічна карта на зведення цегельних стін

Область застосування

Дана технологічна карта розроблена на кладку зовнішніх і внутрішніх стін однієї захватки будинку. Зовнішні стіни зводяться із цегли глиняної товщиною в 640мм. Внутрішні стіни товщиною 510 мм із цегли глиняної.

Кладка зовнішніх і внутрішніх несучих стін, а також перегородок повинна виконуватися відповідно до робочих креслень на будуєму секцію, проектом провадження робіт і справжньою технологічною картою.

Будгенплан

Будівельним генеральним планом називається план майданчика будівництва, на якім нанесені проектовані будинки й споруди, у тому числі об'єкти будівельного господарства, інженерні мережі, показане розміщення й прив'язка основних будівельних машин і механізмів і заходу щодо безпеки праці.

Розміщення (прив'язка) монтажних кранів при проектуванні будгенпланів необхідні для визначення можливості монтажу обраним механізмом і безпечних умов провадження робіт. На будгенплані вказуються небезпечні зони, тобто ділянки, на яких перебування людей є небезпечним. Розрізняють у плані монтажну зону, небезпечну зону роботи крана, небезпечну зону доріг.

Будівельний майданчик повинен мати зручні під'їзди й внутрібудівельні дороги для безперебійного підвозу матеріалу, машин і встаткування в будь-який час року й при будь-якій погоді.

Постійні дороги споруджуються в період після закінчення вертикального планування території, обладнання дренажів, водостоків і інших інженерних комунікацій.

Тимчасові дороги запроектовані шириною 6 м з обладнанням розширень 12 м у зонах складування матеріалів. Конструкції тимчасових автодоріг на будівельному майданчику наступних типів: природні ґрунтові профільовані й ґрунтові поліпшеної конструкції із твердим покриттям.

Для забезпечення надійного й безпечного проходу працюючих до місць провадження робіт улаштовуються пішохідні траси, переходи й тротуари, шириною 1-2 м.

Календарне планування

У календарному плані будівництва об'єкта встановлюють доцільну черговість, взаємне вв'язування, строки виконання окремих робіт і будівництва в цілому. При цьому необхідно забезпечити правильну технологічну послідовність виконання будівельних процесів, максимально можливе їхнє сполучення, прийняті методи провадження робіт з урахуванням місцевих умов, а також вимоги техніки безпеки.

Тривалість виконання окремих робіт, на яких переважають ручні операції, t_i визначають:

$$t_i = \frac{R_i}{N_i \cdot t_{см} \cdot \alpha}, (днів) \quad ;$$

де R_i - трудомісткість і-го виду робіт, чол-година;

N_i - сполука бригади (зміни) на і-м виді робіт;

$t_{см}$ - кількість годин у зміні;

α - коефіцієнт перевиконання норм.

Тривалість механізованих робіт визначають виходячи зі змінної експлуатаційної продуктивності будівельних машин і механізмів $П_{есм}$:

$$Т_{імех} = \frac{P_i}{П_{см} n_{см} \alpha}, (змін) \quad ;$$

де P_i - об'єм і-го виду робіт у фізичних одиницях виміру.