

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**

**Факультет транспорту і будівництва
Кафедра будівництва, урбаністики та просторового планування**

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

**до випускної кваліфікаційної роботи
освітнього ступеня магістр**

спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва напрямку підготовки)

на тему «Підвищення експлуатаційної якості багатошарових
огороджувальних конструкцій»

Виконав: студент групи МБГ-21дм

Прокопенко О.В.
(прізвище, ініціали)



(підпис)

Керівник доц. Уваров П.Є.
(науковий ступінь, прізвище, ініціали)

(підпис)

Завідувач кафедри проф. Татарченко Г.О.
(науковий ступінь, прізвище, та ініціали)

(підпис)

Рецензент _____
(науковий ступінь, прізвище, ініціали)

СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ

Факультет _____ транспорту і будівництва
Кафедра _____ будівництва, урбаністики та просторового планування _____
Освітньо-кваліфікаційний рівень _____ магістр _____
(бакалавр, спеціаліст, магістр)
Спеціальність _____ 192 «Будівництво та цивільна інженерія» _____
(шифр і назва)
Спеціалізація _____

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Татарченко Г.О.

“ _____ ” _____ 2022 року

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

Прокопенко Олександр Володимировичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: «Підвищення експлуатаційної якості багатошарових огорожувальних конструкцій»

Спец. завдання _____

Керівник роботи проф. Татарченко Г.О.

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

затвержені наказом університету від “17” жовтня 2022 року № 39/14.03-С

2. Строк подання студентом проекту (роботи) _____ 19.11.2022 _____

3. Вихідні дані до магістерської науково-дослідної роботи «Підвищення експлуатаційної якості багатошарових огорожувальних конструкцій»

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

Розділ 1. Аналіз причин, що впливають на руйнування лицьової цегляної кладки.

Розділ 2. Методика розрахунку висоти горизонтального деформаційного шва.

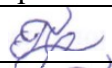

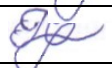
Розділ 3. Результати розрахунків висоти горизонтального деформаційного шва.

Загальні висновки.

5. Перелік презентаційного матеріалу:

Слайди формату А3. Результати обстеження об'єкту представника. Причини руйнування кладки. Дослідження характеру деформування лицьового шару. Напружено-деформований стан кладки. Розрахункова модель. Методика розрахунку деформаційного шва. Графіки залежностей напружень в кладці. Вузол обпирання лицьової кладки. Висновки.


6. Консультанти розділів магістерської науково-дослідної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада Консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1	доц. Уваров П.Є.		
2	доц. Уваров П.Є.		
3	доц. Уваров П.Є.		

7. Дата видачі завдання _____ 14.09.2022 _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської науково-дослідної роботи	Строк виконання етапів	Примітка
1.	Частина 1. Аналіз причин, що впливають на руйнування лицьової цегляної кладки.	15.11.2022	
2.	Частина 2. Методика розрахунку висоти горизонтального деформаційного шва.	01.11.2022	
3.	Частина 3. Результати розрахунків висоти горизонтального деформаційного шва.	12.11.2022	
4.	Презентаційна частина	16.11.2022	
5.	Оформлення пояснювальної записки.	16.11.2022	
6.	Подання магістерської науково-дослідної роботи на розгляд кафедри.	19.11.2022	
7.	Захист магістерської науково-дослідної роботи на ЕК.	26.11.2022	

Студент  Прокопенко О.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ Уваров П.Є.
(підпис) (прізвище та ініціали)

РЕФЕРАТ

на випускнуну кваліфікаційнуну роботу магістра за темою «Підвищення експлуатаційної якості багат шарових огорожувальних конструкцій».

Кваліфікаційна робота магістра складається з пояснювальної записки (93 с., вступу, 3 розділів, _34_ рисунка, _21_ таблиця, 46 джерел інформації, 9 додатків).

Ключові слова: ЕКСПЛУАТАЦІЙНА ЯКІСТЬ ФАСАДІВ, ПОКАЗНИКІ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ЯКОСТІ; СКІНЧЕНОЕЛЕМЕНТНА МОДЕЛЬ КЛАДКИ.

У випускній кваліфікаційній роботі магістра досліджено питання підвищення експлуатаційної якості лицьового цегляного шару шаруватих кладок шляхом влаштування горизонтальних деформаційних швів.

Предметом дослідження є фасадна самонесуча цегляна кладка зовнішніх багат шарових огорожувальних конструкцій.

Для вирішення поставленої мети було: вивчено, систематизовано та проаналізовано існуючі способи розрахунку та устрою лицьової цегельної кладки; проаналізовано існуючі методики розрахунку горизонтального деформаційного шва; проведено оцінку впливу на руйнування лицьової кладки, виконаної з каменів і розчинів різних марок, суми дії таких чинників, як усадка ЗБ каркаса будівлі в залежності від класу міцності застосовуваного бетону, температурні деформації кладки і прогин плити перекриття під дією експлуатаційних навантажень.

У роботі складено скінчено-елементну модель для вивчення впливу на самонесучу кладку описаних вище факторів.

Практична значимість полягає в дослідженні можливостей і розробці заходів, що дозволяють підвищити експлуатаційні якості лицьової кладки в багат шарових огорожувальних конструкціях. Фасади з поперковим опертям цегляної кладки на диски монолітних залізобетонних перекриттів можуть бути замінені на більш привабливі та архітектурно виразні із суцільною цегляною кладкою на всю висоти будівлі зі зменшенням ризиків обвалення.

ЗМІСТ

Список скорочень	6
Вступ	7
1. Аналіз причин, що впливають на руйнування лицьової цегляної кладки	10
1.1. Принципи проектування та зведення шаруватих кладок	10
1.2. Результати обстеження будівель із застосуванням шаруватих кладок в Україні	11
1.2.1. Технічна характеристика будівлі	11
1.2.2. Результати обстеження	12
1.3. Існуючий рівень розробки проблеми	15
1.4. Існуюча нормативна база	21
Висновки по розділу	24
2. Методика розрахунку висоти горизонтального деформаційного шва	25
2.1. Загальні дані	25
2.2. Розрахунок впливу різних факторів	25
2.3. Опис розрахункової моделі	26
2.4. Розрахунок усадочних деформацій каркаса будівлі	27
2.5. Підбір складу бетону	29
2.6. Опис програми Concrete 2.0	31
2.7. Обчислення величини температурних деформацій кладки	31
2.8. Обчислення величини прогину плити перекриття	32
2.9. Визначення коефіцієнта пружності кладки	34
2.10. Визначення міцності кладки	35
2.11. Перевірка міцності кладки та складання скінченоелементної моделі	37
2.12. Призначення висоти деформаційного шва	38
3. Результати розрахунків висоти горизонтального деформаційного шва	39
3.1. Загальні дані	39
3.2. Опис конструктивної схеми	39
3.3. Розрахунок деформацій усадки	42
3.4. Розрахунок величини температурних деформацій	46
3.5. Розрахунок величини деформації прогину	47

3.6. Розрахунок початкового модуля пружності кладки і напружень	49
3.7. Розрахунок міцності позацентрово стиснутої кладки	51
3.8. Перевірка міцності кладки	52
3.9. Аналіз скінчено-елементної моделі кладки	53
3.10. Аналіз напружено-деформованого стану різних типів кладки	57
3.11. Призначення висоти горизонтального деформаційного шва	60
3.12. Висновки за результатами розрахунків	60
3.13. Рекомендації з улаштування горизонтальних деформаційних швів	61
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	63
Список використаних джерел	65
Додаток А. Терміни та визначення	71
Додаток Б. Значення початкового модуля пружності кладки в залежності від марок каменю і розчину	72
Додаток В. Усадка бетону різних класів міцності. Результати підбору складу бетону	73
Додаток Г. Напруження в кладці від впливу усадки, температурних деформацій кладки і прогинів плити перекриття	74
Додаток Д. Графіки залежності напружень в кладці при впливі усадки бетону, температурних деформацій і прогину плити від марки каменю і розчину	79
Додаток Е. Розрахунковий опір кладки при позацентровому стиску при різній пустотності каменю	82
Додаток Ж. Гранично допустимі напруження в кладці з каменів різної пустотності	86
Додаток І. Графіки залежності максимально допустимих напружень в кладці при позацентровому стиску від марки каменю і розчину при різній пустотності каменю	90
Додаток К. Залежність величини лінійної усадки ЗБ каркаса будівлі від його висоти	93

СПИСОК СКОРОЧЕНЬ

В кваліфікаційній роботі використовуються наступні скорочення:

1. ДБН – державні будівельні норми;
2. ДСТУ – державний стандарт України;
3. СТО – стандарт організації;
4. ЗБ – залізобетон, залізобетонний;
5. СЕ – скінчений елемент;
6. ГДШ – горизонтальний деформаційний шов;
7. СОУ – Стандарт Організації України;
8. ВБН – відомчі будівельні норми;
9. ДУП – державне унітарне підприємство;
10. ПІБ – проектно-інвентаризаційні бюро;
11. ПК – програмний комплекс;
12. МСЕ – метод скінчених елементів.

ВСТУП

На поточний момент, за конструктивною схемою, для більшості споруджуваних житлових будинків підвищеної поверховості, використовується залізобетонний монолітний каркас з ненесучими багат шаровими конструкціями зовнішніх стін.

Після введення в 2006 році державних будівельних норм ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель», а пізніше в 2016 році ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель (+ 2006, 2013)» в яких, в порівнянні з чинним раніше СНиП II-3-79* «Строительная теплотехника», нормоване значення опору теплопередачі збільшилося майже в 2 рази, а також спеціальних постанов та наказів Мінрегіонбуду України, що діяли на той момент, домобудівні комбінати не встигли перебудуватися на випуск нової продукції. В результаті задовольняти все зростаючий попит ринку в житлових багатоквартирних будинках довелося за допомогою ще мало на той момент вивчених монолітних будівель з багат шаровими конструкціями.

Найпоширенішим стало рішення, що добре себе зарекомендувало в європейських країнах – шаруваті кладки із застосуванням ефективного утеплювача. Такі конструкції складаються з трьох основних частин – внутрішнього несучого шару, утеплювача і зовнішнього захисного лицьового шару. Найбільшого поширення набули зовнішні огорожувальні конструкції із застосуванням в якості лицьового шару цегляної кладки [1]. Такі конструкції відносно прості в монтажі, не вимагають спеціальних навичок і устаткування, а їх вартість відносно невелика.

Однак використання подібного роду конструкцій призвело до ряду проблем. Згодом у дедалі більшій кількості будівель спостерігалися відмови фасадних систем, викликаних серйозними ушкодженнями лицьового цегляного шару. У Києві та Київській області кількість будівель з пошкодженою кладкою налічувалася понад 450 на 2015 рік [1].

В ході обстежень подібних будівель в м. Києві виявлялася величезна кількість тріщин і відпадань шарів цегли в зовнішньому шарі. Було також

встановлено, що дані пошкодження можуть перерости в критичні, що може привести до небезпеки обвалення цегляної кладки і порушення роботи фасаду будівлі, що як наслідок призведе до дорогого ремонту і великих збитків керуючих компаній

У Києві, як і в багатьох інших містах України, будівельні та експлуатаційні організації повсюдно стикаються з проблемою руйнування лицьового шару шаруватих кладок. Багато будинків мають велику кількість дефектів фасадної декоративної кладки. В результаті захисна конструкція перестає повною мірою виконувати свою функцію, а будівля втрачає зовнішню привабливість.

Вивчення даного питання дозволить систематизувати причини руйнування лицьового шару, визначити помилки в проектуванні та зведенні конструкцій подібного типу і розробити заходи з метою мінімізувати виникнення даних проблем в подальшому.

Метою даної роботи є вивчення заходів, що підвищують експлуатаційні якості лицьового цегляного шару шаруватих кладок шляхом влаштування горизонтальних деформаційних швів.

Для вирішення поставленої мети були сформульовані наступні завдання:

1. Вивчення, систематизація та аналіз існуючих способів розрахунку та пристрою лицьової цегельної кладки;
2. Аналіз існуючій методикі розрахунку горизонтального деформаційного шва;
3. Аналіз результатів розрахунку, формулювання висновків по роботі.

У обстежуваних будівлях однією з передбачуваних причин, що викликає руйнування лицьової кладки, була відсутність горизонтальних деформаційних швів в рівні перекриттів. З цієї причини на кладці виникали напруження від дії відразу декількох факторів.

В ході обстеження будівель в Києві було виявлено, що в зонах стиків кладки з виступаючими елементами ЗБ каркаса, а також в зонах обпирання і примикань кладки до дисків перекриття відбуваються значні руйнування

лицьового шару. Причиною тому служить відсутність горизонтальних деформаційних швів в рівні перекриттів, що призводить до появи в кладці надлишкових напружень від таких факторів, як усадка каркаса будівлі, прогини від експлуатаційних навантажень, а також температурні деформації самої кладки.

Наукова новизна роботи: оцінка впливу на руйнування лицьової кладки, виконаної з каменів і розчинів різних марок, суми дії таких чинників, як усадка ЗБ каркаса будівлі в залежності від класу міцності застосовуваного бетону, температурні деформації кладки і прогин плити перекриття під дією експлуатаційних навантажень.

У роботі складено скінченоелементні моделі для вивчення впливу на самонесучу кладку описаних вище факторів.

Об'єктами дослідження є будівлі з монолітним залізобетонним каркасом, у якості зовнішніх огорожувальних конструкцій виступає шарувата кладка.

Предметом дослідження є фасадна самонесуча цегляна кладка зовнішніх багатошарових огорожувальних конструкцій.

Практична значимість полягає в дослідженні можливостей і розробці заходів, що дозволяють підвищити експлуатаційні якості лицьової кладки в багатошарових огорожувальних конструкціях. Фасади з поперковим опертям цегляної кладки на диски монолітних залізобетонних перекриттів можуть бути замінені на більш привабливі та архітектурно виразні із суцільною цегляною кладкою на всю висоти будівлі зі зменшенням ризиків обвалення.

РОЗДІЛ 1.

АНАЛІЗ ПРИЧИН, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА РУЙНУВАННЯ ЛИЦЬОВОЇ ЦЕГЛЯНОЇ КЛАДКИ

1.1. Принципи проектування і зведення шаруватих кладок

На сьогоднішній день монолітне будівництво є основним і найбільш часто вживаним способом зведення будівлі. Це пояснюється багатьма факторами:

1. Можливість надання будівлі більшої архітектурної виразності в порівнянні з панельними будинками;
2. Відсутнє обмеження поверховості будівлі;
3. Технологічність і швидкі терміни освоєння фронтів робіт [18];

В процесі проектування проект проходить кілька стадій від ескізу до робочої документації. Перш ніж конструктори і розраховувачі приступають до створення конструктивного розділу проекту, створюється архітектурний проект. Архітектурний проект – стадія проектування, на якій розробляються основні об'ємно-планувальні рішення, проектуються вживані матеріали і типи конструкцій [17].

Для того щоб звести будівлю, будівельникам необхідно мати робочі креслення, в яких конкретно вказано яким чином виконувати певні елементи будинку – так звані несучі та огороджувальні конструкції. Розділ, в якому розроблені ці креслення, називається конструктивним розділом проекту.

Особливістю монолітної будівлі підвищеної поверховості є те, що зовнішні огороджувальні конструкції не є несучими, тобто не сприймають навантаження від інших, опертих на них конструкцій. Вони не розраховуються на міцність від додавання до них корисних навантажень. Такі конструкції є самонесучими або ненесучими. Монолітний каркас будівлі залишається геометрично незмінним і стійким за рахунок жорсткості конструктивної схеми. Зовнішні самонесучі багатошарові огороджувальні конструкції залишаються за

межами розрахунків на міцність і стійкість і тому розробляються лише на стадії АР, розрахунку теплового захисту будівлі та інсоляції [10].

З цієї причини залишаються без уваги багато чинників, які впливають на цілісність зовнішніх шаруватих стін, а саме зовнішньої самонесучої цегляної кладки. До подібних факторів належать:

1. Поведінка кладки в контактній зоні з диском перекриття з над / підвітряного боку;
2. Поведінка кладки в контактній зоні з диском перекриття при усадочних деформаціях каркаса;
3. Поведінка кладки при її температурних деформаціях;
4. Залежність деформованості стовпа кладки від анкерування до внутрішнього шару стіни;
5. Поведінка кладки в період вологонакопичення і вологовіддачі при впливі на неї зовнішніх зусиль;
6. Поведінка кладки в зоні віконних прорізів.

Поряд з проектними, є виробничі фактори [11]:

1. Низька кваліфікація каменяра;
2. Відсутність часто культури виробництва;
3. Стислі терміни освоєння фронтів робіт.

1.2. Результати обстеження будівель із застосуванням шаруватих кладок в Україні

На прикладі одного житлового багатоквартирного будинку можна спостерігати основні види руйнувань лицьового шару. Обстеження проводилося в 2017 році.

1.2.1. Технічна характеристика будівлі

Будівля багатоповерхова, кількість поверхів в різних секціях різна і становить відповідно: від 5-и до 17-и (5-6-14-16-17). Крім того, є: цокольний

поверх, мезонін-надбудова, горище, технічний поверх. Висота всередині приміщень різна, середня висота становить: 2,79 м.

Будівля зводилася в 2004-2006-му рр. Термін експлуатації на момент обстеження становить від 8-ми до 10-ти років. Група капітальності будівлі – І.

Основу будівлі цегляно-монолітного житлового будинку представляє монолітний залізобетонний каркас, фасадні стіни виконані з лицьової цегли і утеплювача (газобетон).

Конструктивна схема будівлі – комбінована, цегляно-монолітна. Система складається з монолітного залізобетонного каркаса, виконаного з вертикальних немодульних елементів, об'єднаних плоскими монолітними поверховими перекриттями. Загальна просторова жорсткість будівлі забезпечується роботою залізобетонного каркаса.

Фасадні стіни в обстежуваній будівлі являють собою багатошарову захисну конструкцію, що складається (починаючи із зовнішнього боку) – з кладки багатошліпної облицювальної цегли на всю висоту секцій будівлі (змонтовані по ланцюговій системі перев'язки, на цементно-піщаному розчині, без армування) товщиною 120 мм (в 1/2 цегли), далі – шар утеплювача і шар кладки з газобетонних блоків в 2 ряди (товщиною 200 мм). Загальна товщина огорожувальних конструкцій – 530 мм.

1.2.2. Результати обстеження

В ході обстеження були виявлені численні пошкодження лицьового шару цегляної кладки. На рис. 1.1...1.3 наведено основні види ушкоджень кладки.

Виявлені в результаті комплексного обстеження дефекти дозволяють зробити висновок про працездатний, а на окремих ділянках обмежено працездатний стан зовнішніх капітальних цегляних стін згідно з даними ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану», ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» і відповідному І-й

категорії технічного стану. Фактичний фізичний знос зовнішніх стін відповідно до даних СОУ ЖКГ 75.11-35077234.0015:2009 «Житлові будинки. Правила визначення фізичного зносу житлових будинків» розташовується в межах від 10% до 40%.

На об'єкті обстеження виявлено численні тріщини вертикального напрямку в зовнішньому (цегляному) шарі фасадних стінових конструкцій. Поява вертикальних тріщин в облицюванні свідчить про значне її перенапруженні. Важливо відзначити, що основне місце розташування тріщин в стінах виявлено в місцях найбільшого напруження кладки стін – поблизу кутів фасадів (мають складну конфігурацію «зламаного» обрису в плані) – на відстані в 1 цеглу і в 1/2 цегли від краю (120 мм і 250 мм, відповідно). У всіх зафіксованих випадках вертикальні тріщини мають поширення практично на всю висоту будівлі (тобто від 6-ти до 17-ти поверхів – в залежності від даної секції).



Рисунок 1.1 – Пошкодження кладки в зонах стику з плитами перекриття



Рисунок 1.2 – Руйнування лицьового шару кладки на рівні плити перекриття

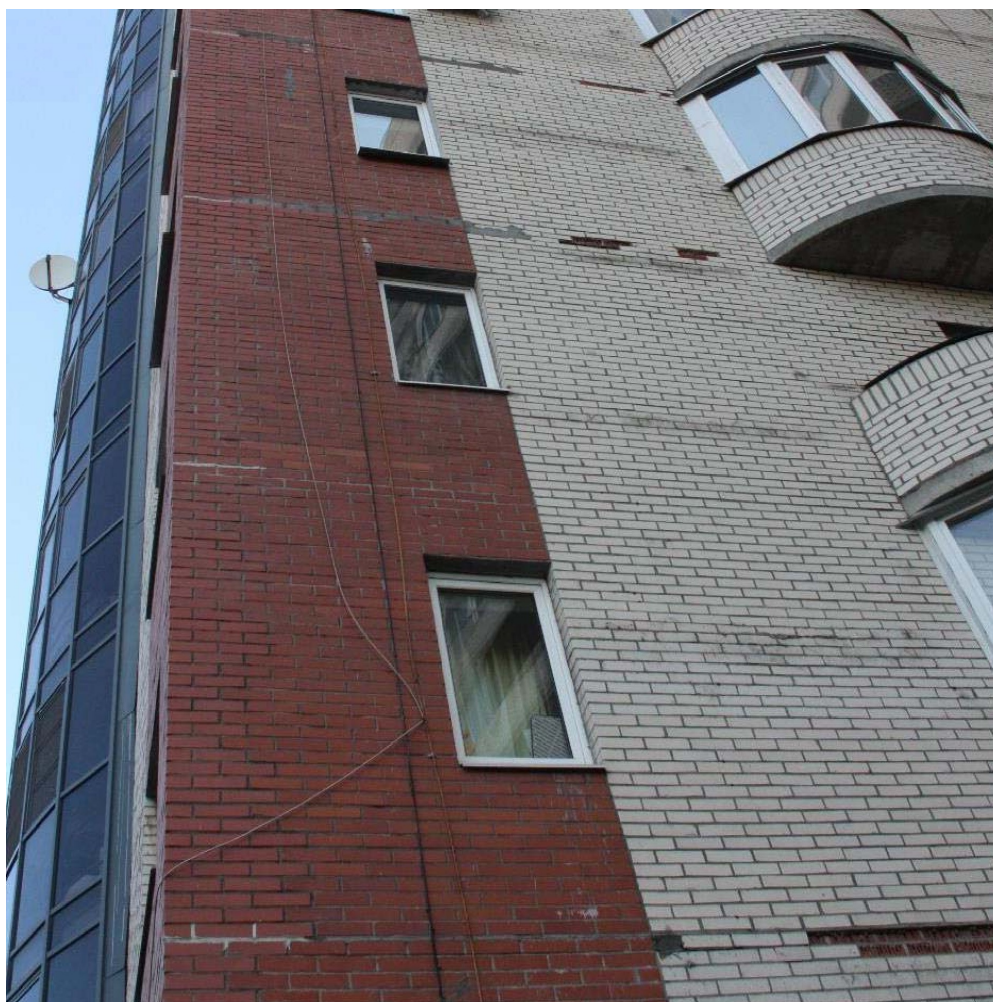


Рисунок 1.3 Руйнування кладки на рівні плит перекриття й тріщина в кутовій зоні

В результаті комплексного (візуального та інструментального) обстеження облицювального шару фасадних стін будівлі з багатошкілинної лицьової цегли виявлено цілу низку ознак, за якими можна судити про:

– загалом неприпустимому і в ряді місць аварійному стані конструкцій (за ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану», ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд»), ДСТУ Б В.2.6–207:2015 «Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій»;

– фактичне фізичний знос стінових цегляних конструкцій, розташованим в межах від 40% до 60%, відповідно до оцінної шкалою СОУ ЖКГ 75.11-35077234.0015:2009 «Житлові будинки. Правила визначення фізичного зносу житлових будинків» [4].

З аналогічними проблемами стикаються фахівці при обстеженні інших будівель з подібною конструктивною схемою.

Причинами руйнування лицьової кладки є:

1. Відсутність деформаційних швів в зоні стикування конструкцій з різним конструктивним виконанням;
2. Усадка ЗБ каркаса і температурні деформації кладки;
3. Неякісне виконання будівельно-монтажних робіт.

1.3. Існуючий рівень розробки проблеми

На сьогоднішній день проведено велику кількість досліджень з виявлення причин руйнування лицьової кладки. У роботах [10, 11, 22-26] вказується перелік основних причин виникнення проблем:

1. Застосування пустотного каменю в лицьовій кладці;
2. Відсутність горизонтальних і вертикальних швів;
3. Температурне розширення кладки;
4. Приклеювання декоративних елементів на торці плит перекриття;
5. Погана робота гнучких зв'язків і їх кородування.

В даний час активно застосовуються багатопустотні камені при виготовленні лицьових кладок. Однак їх застосування не завжди доцільно [15].

Автори [22, 23, 27, 28] роблять висновок про те, що в складних умовах роботи зовнішньої кладки застосування пустотного каменю зумовлює аварійну ситуацію. Виявлені на даний момент дефекти в шаруватих стінах є наслідком недостатнього досвіду фахівців при проектуванні, а також помилок при зведенні будинків. До числа подібних недоліків можна віднести застосування цегли з високим ступенем пустотності. На основі зарубіжного досвіду було виявлено, що застосування каменів з пустотністю менше 15% сприятиме довговічності роботи конструкції.

У багатьох роботах вказується на такі недоліки, як відсутність повітряного прошарку, застосування багатопустотних каменів, відсутність деформаційних швів в місцях особливо складної роботи кладки. Відсутність повітряного прошарку веде до появи різниці температур на внутрішній і зовнішній поверхні цегляної кладки, що призводить до її зайвої деформації. Робота кладки в разі відколювання лицьових граней буде відбуватися за місцевим стиском, що призводить до появи високих дотичних напружень.

На даний момент актуальним залишається питання вибору анкерів для гнучких зв'язків. Автори вказують на недостатню вивченість цього питання і необхідність проведення лабораторних і натурних випробувань з метою підвищення терміну служби всієї конструкції [18].

Як доказ причини виникнення деструкції в зовнішнім облицюванні досліджуваних будівель автор у своїй роботі наводить температурний деформаційний розрахунок [13, 19]. Застосування деформаційних швів перешкоджає виникненню тріщин в кутових зонах кладки.

Особливу увагу слід звертати на пристрій вертикальних деформаційних швів, значення яких в практиці будівництва повсюдно недооцінюється. Їх роль полягає в зменшенні напружень в лицьовому шарі, викликаних його горизонтальними температурними деформаціями. Особливо небезпечні ці напруження в кутових зонах будівель і на кордонах простінків з великими

віконними і дверними отворами. Розміщення вертикальних деформаційних швів повинно бути погоджено з орієнтацією будівель відносно сторін світу.

Численні роботи авторів Зіміна С.С., Орловича Р.Б. і Деркача В.М. виявляють такі причини руйнування лицьової цегельної кладки:

1. Недостатня міцність цегляного каменю. Застосування каменю низької марки призводить до швидкого руйнування при виникненні стискаючого навантаження і температурних деформацій. За рахунок цього зменшується ефективна довжина анкерування [15].

2. Відсутність вертикальних і горизонтальних деформаційних швів і їх недостатня ширина [19].

3. Обпирання лицьового шару на диски перекриттів, а не спеціальні кронштейни.

4. Погана анкерування зовнішнього шару кладки до внутрішнього. Перегини анкерів при розбіжності горизонтальних швів [16].

5. Низька якість будівельних робіт.

Авторами відзначається низька ефективність застосування пустотних каменів [15]. Пустотні камені, при заповненні щілин жорстким розчином, мають низьку тріщиностійкість. Коефіцієнт температурного розширення розчину в 2 рази вище, ніж у керамічних каменів. У літню пору при температурному розширенні розчину, як показує чисельний аналіз, в поперечних стінках пустотних каменів виникають поздовжні напруження розтягу, що зумовлює їх розтріскування в період високих температур [26] (рис. 1.4).

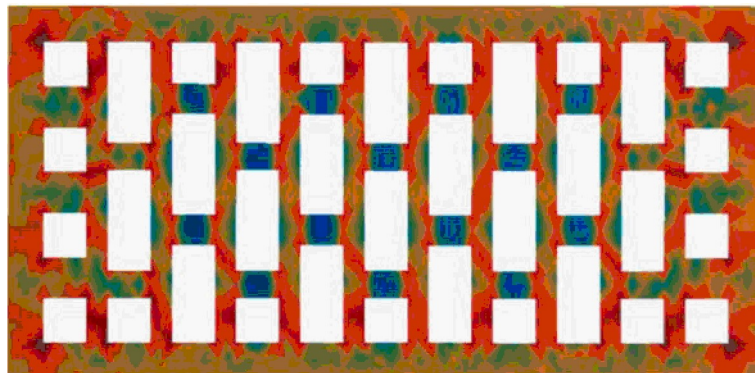


Рисунок 1.4 – Ізополя головних розтягуючих напружень в стінках щілинних каменів при заповнених будівельним розчином пустотах від дії позитивних температур ($D=10^{\circ}\text{C}$), Па [26]

При відсутності в кладці горизонтальних і вертикальних деформаційних швів в кладці виникають напруження внаслідок усадки ЗБ каркаса будівлі, а також при температурних деформаціях кладки [10, 11, 26]. При різниці температур на внутрішній і зовнішній поверхнях лицьової кладки $\Delta = 10^{\circ}\text{C}$ відбувається защемлення стовпа кладки між дисками перекриттів з вигином з площини кладки, що призводить до концентрації напружень в зонах стику кладки з дисками перекриття. У поєднанні з усадковими деформаціями каркаса будівлі при відсутності горизонтальних деформаційних швів відбувається руйнування кладки (рис. 1.5).

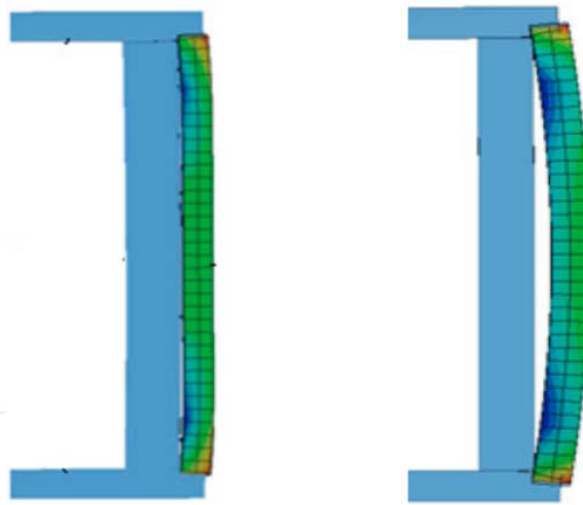


Рисунок 1.5 – Характер деформування лицьового кам'яного шару при різниці позитивних температур на його зовнішній і внутрішній поверхні з використанням анкерів і без них [15]

Температури та вологості деформації особливо проявляються в кутових зонах кладки, а також в місцях з різною розрахунковою довжиною стовпів кладки, наприклад в зонах виступів балконних плит [20]. Автор також вказує на залежність деформованості кладки від пори року, в яку вона зводилася, а також від орієнтації за сторонами світу. Зокрема, вказується, що найбільші деформації отримує кладка, зведена в зимовий період. Внутрішні зусилля на фоні високої податливості зв'язків і низької міцності кладки на зріз і розтяг, досягнувши певної концентрації, приведуть до зрізу кладки по всій довжині в місці перетину стін (рис. 1.6).

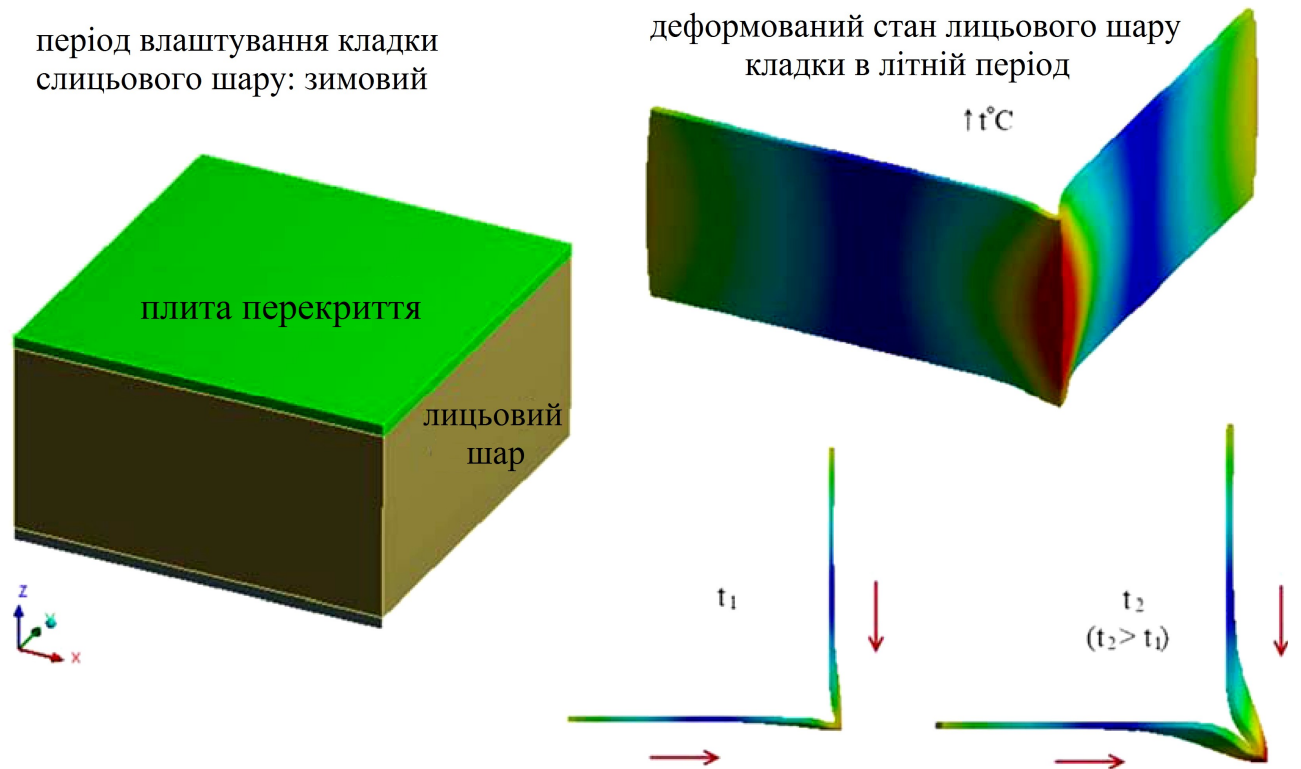


Рисунок 1.6 – Напружено-деформований стан кладки в літній період [20]

У багатьох будинках реалізований принцип поверхового обпирання на сталевий куточок, приварений до закладних деталей в торцях плит перекриттів. Автори в роботах вказують, що відсутність вентиляваного повітряного прошарку між лицьовим і внутрішніми шарами кладки, при подібному типі обпирання, веде до появи різниці температур на внутрішній і зовнішній межі лицьової кладки, а також до скупчення конденсату на зовнішній поверхні внутрішнього шару, що призводить до різкого зниження теплових властивостей всієї конструкції [16]. Відзначається, що при позитивних температурах відбувається викривлення лицьового шару з випинання назовні лицьового шару. При негативних температурах ситуація змінюється. Лицьовий шар коробиться всередину конструкції, чому перешкоджає внутрішній кам'яний шар. В результаті в кладці з'являються значні зсувні напруження, що призводить до розкриття горизонтальних швів, зрушення з опорних куточків і при багаторазовому перепаді температур до ризику обвалення конструкції (рис. 1.7).

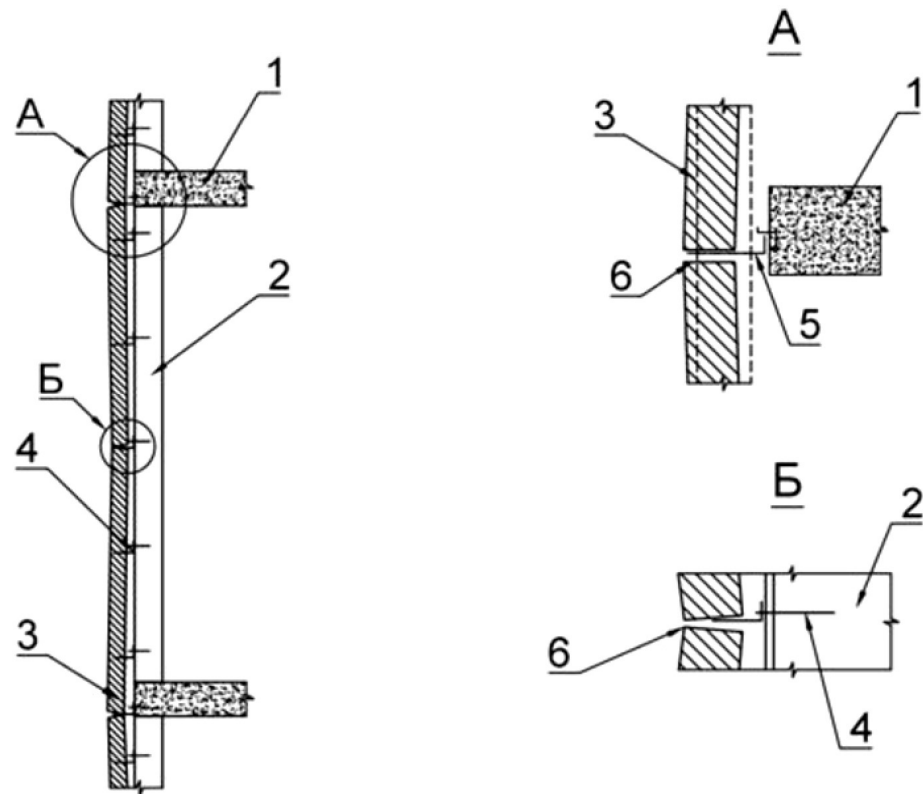


Рисунок 1.7 – Схема деформування лицьового шару, що спирається на сталеві куточки: 1 – плита перекриття; 2 – внутрішній шар; 3 – лицьовий цегляний шар; 4 – горизонтальні анкери; 5 – опорний куточок; 6 – тріщина [16]

У зарубіжній літературі описані вивчення кладки на вертикальне навантаження, в яких наводяться моделі кладки з формами втрати стійкості [40]. У своїх роботах автори вказують на складний деформований стан в зоні стиків кладки і ЗБ конструкцій [41, 44] і про необхідність пристрою деформаційних швів. У роботах автора Т.Мурauer вказується, що використання анкерів з нержавіючої сталі істотно підвищує довговічність шаруватих кладок [42]. У європейському нормативному документі з кам'яної кладки Eurocode 6 вказується, що в особових кладках необхідно застосовувати розчин марок не вище М50. В іншому випадку усадочні деформації приведуть до зниження зчеплення між каменем і розчином, що істотно знизить міцність кладки [15].

1.4. Існуюча нормативна база

На сьогоднішній день на території України діють такі нормативні документи, що регулюють процес проектування, зведення, обстеження і ремонту шаруватих кладок:

1. ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції».
2. СОУ ЖКГ 75.11-35077234.0015:2009 «Житлові будинки. Правила визначення фізичного зносу житлових будинків».
3. ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель (+ 2006, 2013)».
4. ДСТУ Б В.2.6-207:2015 «Розрахунок і конструювання кам'яних і армокам'яних конструкцій будівель і споруд».
5. ДСТУ-Н-П Б В.2.6-158:2010 «Конструкції будинків і споруд. Проектування кам'яних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1996-1-2: 2005, MOD)».
6. ДСТУ Б В.2.6-207:2015 «Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд».

Актуальним і головним регламентує документом на території України, беручи до уваги різні закони і постанови, в області проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій є ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення». В даному документі відображені всі базові та фундаментальні методи розрахунку різних видів кладок при різних складах, умови роботи, розрахункових схемах та ін. Наведено характеристики міцності матеріалу, його довговічність, області застосування, а також посилання на інші документи, при використанні яких необхідно здійснювати проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій.

У документі наведено вимоги до розрахунку багатошарових кам'яних конструкцій, а також до пристрою лицьового цегляного шару шаруватих кладок. Описаний спосіб розрахунку на міцність таких конструкцій, в якому сказано, що кожен шар кладки слід розглядати окремо на навантаження, що сприймаються, при їх з'єднанні між собою гнучкими зв'язками. Наведено розрахунок кладки з поперковим опертям лицьового шару на горизонтальний

розтяг від температурно-вологісного впливу, за яким призначаються вертикальні деформаційні шви. Згідно з пунктом 9.6 розглянута кладка відноситься до ненесучої або навісної, тобто сприймається навантаження виключно від власної ваги і вітрових навантажень в межах одного поверху і з передачею навантажень на каркас або інші несучі елементи будівлі.

В нормативному документі вказано, що для лицьових кладок необхідно застосовувати розчин марки не менше М75, а для цегли не менше М100, армування приймається конструктивно сітками з корозійностійких матеріалів. Обпирання лицьової кладки повинно здійснюватися на залізобетонну балку, забиту в основний шар, або на диски перекриттів з виступом за край плити не більше, ніж на 10 мм. Необхідно відзначити, що в умовах реального будівництва цього параметру досить складно дотриматися в силу недостатньо точної геометрії лиття несучого залізобетонного каркасу будівлі, особливо при складній геометрії в плані.

Для визначення у відсотковому співвідношенні зносу конструкцій будівель в ході обстеження існує СОУ ЖКГ 75.11-35077234.0015:2009 «Житлові будинки. Правила визначення фізичного зносу житлових будинків». Незважаючи на вступ в силу ще в 2009 році, даний документ є актуальним і є головним довідником при визначенні ступеня зносу як окремих конструкцій, так і всієї будівлі в цілому. У табл. 5.1 представлені візуальні ознаки різних ступенів зносу за всіма існуючими типами і елементами конструкцій, а також способи ремонту. Знос кам'яних конструкцій наведено в табл. 6.2.5 «Стіни цегляні». У ній вказується, що при випаданні цеглин з кладки, нерівномірному осідання, ураженні деревини гнилизною, масових прогресуючих наскрізних тріщинах, послабленні і частковому руйнуванні кладки, помітному викривленні стін та частковому руйнуванні кладки необхідне повне перекладання стін. У випадку з багатошаровими конструкціями цей пункт можна застосувати, мабуть, тільки до лицьової кладці. Знос ж всієї багатошарової конструкції слід визначати за табл. 6.2.6.

Головною причиною застосування багатошарових огороджувальних конструкцій є вимоги по тепловому захисту приміщень. Згідно з чинним на сьогоднішній день ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель (+2006, 2013)» значення необхідного опору теплопередачі для зовнішніх стін житлових будинків в залежності від градусо-днів опалювального періоду (ГДОП), становить від 2,1 до 5,6 $\text{m}^2 \times \text{C} / \text{Вт}$. Слід відзначити, що в порівнянні з чинним в період СРСР і в 90-і роки на території України СНиП П-3-79 «Строительная теплотехника», а саме таблицею 1а, цей параметр збільшився майже в 2 рази. Тому застосування огороджувальних конструкцій без використання ефективних утеплювачів є недоцільним. Шаруваті кладки із застосуванням в якості утеплювального шару ефективного утеплювача, а саме кам'яноватних і мінераловатних матеріалів, з високим значенням термічного опору задовольняють вимогам ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель (+ 2006, 2013)» при відносно невеликій загальній товщині і вазі огороджувальної конструкції. Особовий цегляний шар кладки в 120 мм є захисним шаром, що перешкоджає руйнуванню утеплювача і при влаштуванні вентиляованого повітряного прошарку в теплотехнічний розрахунок не включається. При розрахунку конструкції на паропроникність необхідною вимогою є гранично допустимий приріст вологості в матеріалі по масі матеріалу. Для цегляної кладки з глиняної цегли цей показник становить 1,5%.

Розроблений ще в період дії будівельних норм і правил ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення» ДСТУ Б В.2.6-207:2015 «Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд» є документом, найбільш повно відображає всі аспекти в розрахунку лицьового цегляного шару шаруватих кладок. У документі відображені розрахунки кладки на горизонтальний розтяг внаслідок температурної вологості впливів, визначення величини розрахункової температури кладки, розрахунок гнучких зв'язків на розтяг, призначення вертикальних деформаційних швів. Слід відзначити, що в даному документі, як

і в ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції», не відображені всі фактори, які можуть вплинути на руйнування лицьової цегельної кладки.

Особливу увагу слід приділити чинному ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції», який регламентує процес виконання будівельно-монтажних робіт і прописує вимоги і допуски до їх виконання. Стосовно до багатошаровим огорожувальних конструкцій зазначено, що влаштування деформаційних швів, як вертикальних, так і горизонтальних необхідно застосовувати за проектом. Також вказується, що торці виступаючих плит перекриття не повинні зашивати декоративними плитками або кам'яними матеріалами, якщо вони не встановлені на анкера при бетонуванні конструкції. Штукатурний шар на торці плит перекриття не повинен перевищувати 40 мм.

Висновки по розділу

В рамках проведених досліджень були виявлені численні фактори, що впливають на руйнування лицьового цегляного шару. До них відносяться: відсутність деформаційних швів, застосування багатопустотних каменів, застосування жорстких розчинів, застосування анкерів недостатньої якості.

В ході обстежень виявлено численні руйнування в зоні стиків кладки з дисками перекриттів або опорними елементами.

У нормативній літературі не наводиться методик для розрахунку висоти або ширини деформаційних швів, що не дозволяє застосовувати їх по розрахунку. Необхідна методика розрахунку висоти деформаційного шва.

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ВИСОТИ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДЕФОРМАЦІЙНОГО ШВА

2.1. Загальні дані

Згідно з результатами обстеження, основною причиною руйнування лицьової цегельної кладки є відсутність в конструкції горизонтальних деформаційних швів (ГДШ). У конструкціях навісних цегляних стін з поверховими оперттям кладки відсутність ГДШ в рівні стику верху кладки з диском перекриття веде до руйнування кладки лицьового шару внаслідок усадочних деформацій, температурних розширень, а також прогину плит перекриття. Для того, щоб оцінити вплив кожного з цих факторів на руйнування лицьової кладки необхідно провести ряд розрахунків.

2.2. Розрахунок впливу різних факторів

Необхідно визначити кількісні показники усадки, температурних деформацій кладки, а також прогини плит перекриття від прикладеного до них навантаження з метою визначення напруження в лицьовому шарі кладки в межах висоти одного поверху. Вплив різних факторів на кладку показано на рис. 2.1.

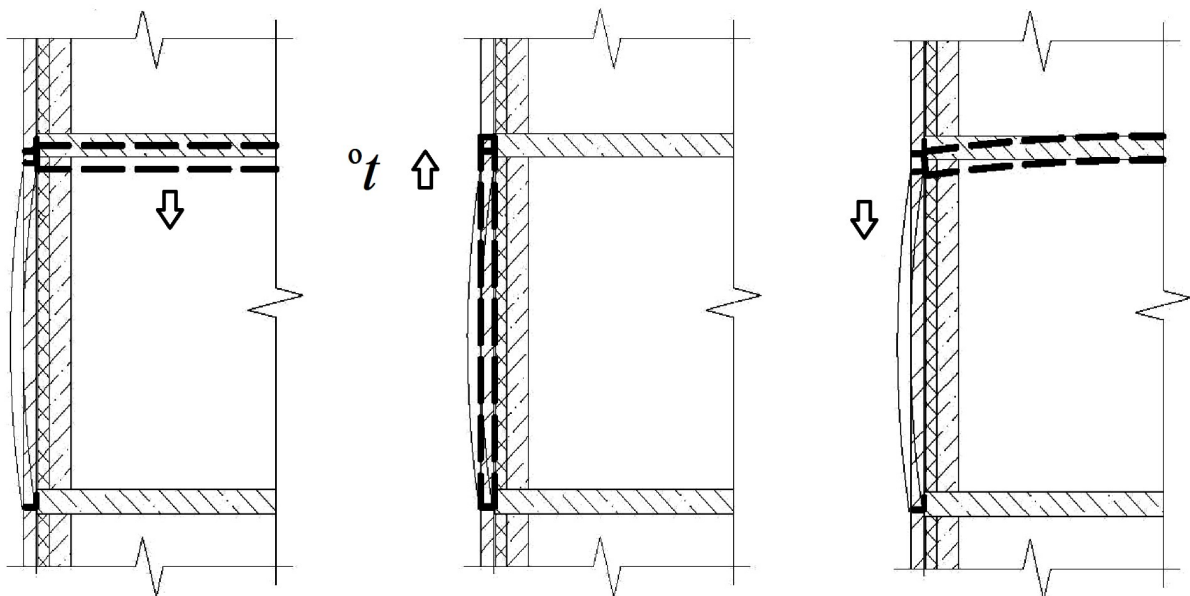


Рисунок 2.1 – Вплив різних факторів на руйнування лицьового шару:

- а – переміщення диска перекриття внаслідок усадки ЗБ каркаса;
- б – температурне розширення кладки; в – прогин плити перекриття

Для визначення впливу усадки ЗБ каркаса будівлі на руйнування кладки необхідно визначити кількісний показник лінійної усадки бетону певного складу і класу міцності.

Для визначення впливу температурного розширення лицьового шару цегляної кладки необхідно визначити величину зміни висоти кладки, виконаної в зимовий час, в період найбільш максимальних значень річних температур.

Для визначення впливу прогинів плит перекриття під дією навантажень на руйнування цегляної кладки необхідно в залежності від складу конструкції перекриття визначити кількісну величину прогину плити перекриття.

У загальному випадку напруження в кладці обчислюються за формулою:

$$\sigma_i = \frac{\Delta l_i \cdot E_0}{l_{кл} \cdot \nu}, \quad (2.1)$$

де: σ_i – напруження в кладці від i -го фактора, МПа;

Δl_i – переміщення, викликане дією i -го фактора, мм;

E_0 – початковий модуль пружності кладки, МПа;

$l_{кл}$ – висота стовпа кладки, мм;

ν – безрозмірний коефіцієнт, що враховує вплив повзучості кладки, визначається за [2].

Сумарні напруги розраховуються за принципом суперпозиції:

$$\sigma = \sum_{i=1}^n \sigma_i, \quad (2.2)$$

де: σ_i – напруження в кладці від i -го фактора, МПа;

n – кількість факторів.

Для даного завдання $n \in [1...3]$.

2.3. Опис розрахункової моделі

В якості розрахункової моделі використана конструкція зовнішньої огорожувальної конструкції обстежуваних будинків. Розрахункова схема наведена на рис. 2.2.

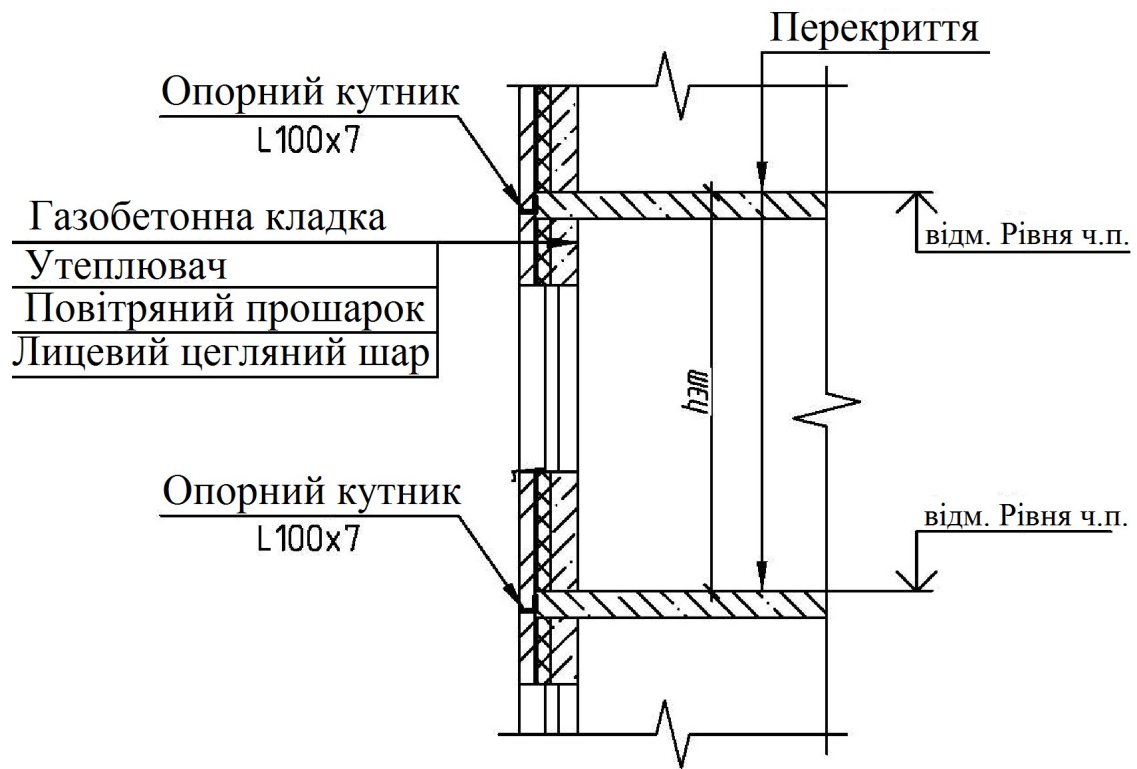


Рисунок 2.2 – Схема огорожувальної конструкції стіни

Зовнішня захисна конструкція являє собою тришарову кладку з ефективним утеплювачем. В якості основного несучого шару застосована кладка з газобетонних блоків. Внутрішня кладка спирається на переkritтя, на яку кріпиться шар утеплювача. За утеплювачем влаштовується вітрозахисна мембрана, що запобігає руйнуванню утеплювача від перезволоження і вивітрювання. Далі передбачається вентиляований повітряний прошарок для видалення конденсату і надлишків вологи від утеплювача. Заключним шаром є навісна цегляна кладка з оперттям на сталеві куточки, приварені до торців плит переkritтя. Зовнішній шар кріпиться до внутрішнього за допомогою гнучких зв'язків, виконаних з арматурних стрижнів. Горизонтальний деформаційний шов між кладкою і опорним куточком, що знаходяться над нею, відсутній.

2.4. Розрахунок усадочних деформацій каркаса будівлі

Згідно [29, с. 156], усадка бетону ε_y обчислюється за такою формулою:

$$\varepsilon_y = \varepsilon_y^{\max} \xi_{y1} \xi_{y2} \xi_{y3} \xi_{y4} , \quad (2.3)$$

де ε_y – граничне значення деформацій усадки даного бетону, мм/м;

ε_y^{\max} – граничне значення деформацій усадки бетону з суміші певного складу в заданих вихідних умовах, мм/м;

ξ_{yi} – безрозмірні коефіцієнти, що враховують відносний вплив різних чинників: В / Ц, вмісту цементного тіста, розмірів зразка $\alpha = A/P$ (А – площа поперечного перерізу, Р – його периметр) і вологості оточуючого повітря.

При визначенні ε_y^{\max} приймають В/Ц = 0,5, ЦТ = 0,2, $\alpha = 2,5$ см, $\delta = 70\%$. У формулі відсутній коефіцієнт, що враховує вплив віку бетону до моменту початку перебігу усадки, оскільки тривалість початкового твердіння бетону у вологих умовах мало відбивається на граничній величині усадки бетону.

Значення коефіцієнтів ξ_{yi} для звичайного важкого бетону наведені на рис. 2.3.

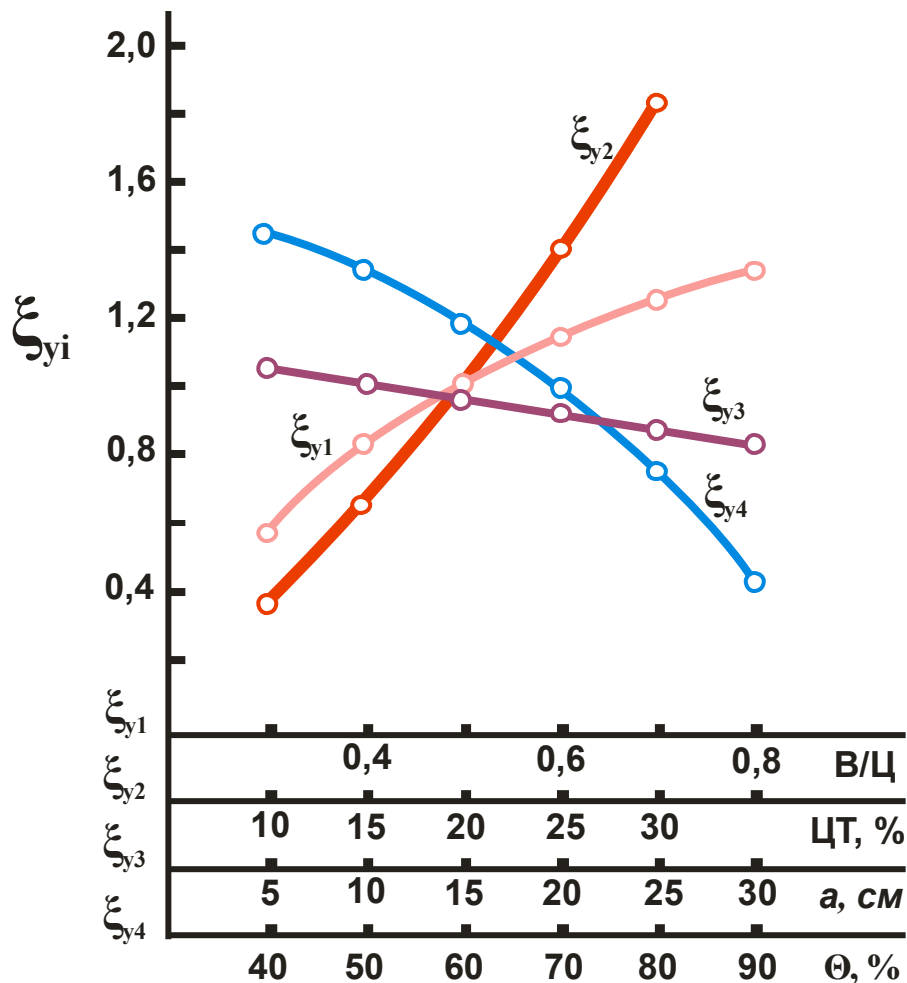


Рисунок 2.3 – Значення поправочних коефіцієнтів ξ_y для визначення усадки бетону [29]

Зміна їх дозволяє орієнтовно оцінити вплив різних чинників на усадку бетону.

Величина лінійного зміни висоти каркаса будівлі (мм) обчислюється за формулою:

$$\Delta l_{yc} = \varepsilon_y \cdot h_{пов}, \quad (2.4)$$

де $h_{пов}$ – висота поверху від верху перекриття до верху наступного перекриття, мм.

2.5. Підбір складу бетону

Для визначення величини лінійної усадки бетону необхідно знати його склад. Склад бетону підбирається в залежності від використовуваного цементу і необхідного класу міцності. У даній роботі розглянуті найпоширеніші види бетону. Для підбору складу яких використовується метод абсолютних об'ємів.

Водоцементне відношення в бетоні підбирається за формулою проф. Н.М. Беляєва [45]:

$$\frac{B}{Ц} = \frac{1,1 \cdot R_u}{2R_{28} + 0,55R_u}, \quad (2.5)$$

де: В/Ц – водоцементне відношення бетону;

R_u – міцність цементу, МПа (кгс/см²);

R_{28} – міцність бетону в віці 28 дб.

Далі з умови жорсткості готової бетонної суміші підбирається витрата води в кількості на 1 м³ готової суміші, відповідно до табл. 2.1 [45].

Таблиця 2.1 – Витрата води в бетоні, л/м³ [45]

Вид крупного заповнювача	Жорсткість (легкоукладальність) бетонної суміші, с						
	30–50	60–80	90–120	150–200	250–300	400–600	600–800
Щебінь крупністю до 20 мм.	170	160	150	145	140	135	130
Гравій крупністю до 20 мм.	150	145	135	130	125	120	115

Згідно [45] кількісний склад компонентів бетону визначається за формулою:

$$\frac{Ц}{\gamma_{ц}} + B + \frac{П}{\gamma_{м}} + \frac{Щ}{\gamma_{к}} = 1000, \quad (2.6)$$

де $\frac{Ц}{\gamma_{ц}} + B$ – абсолютний об'єм цементного тіста;

$\frac{П}{\gamma_{м}} + \frac{Щ}{\gamma_{к}}$ – абсолютний об'єм заповнювачів (піску, щебеню);

$\gamma_{м}$ – щільність дрібного заповнювача;

$\gamma_{к}$ – щільність крупного заповнювача.

Обчислення витрати цементу $Ц$, кг, проводиться за такою формулою:

$$Ц = B \cdot \frac{Ц}{B}, \quad (2.7)$$

Потім обчислюється абсолютний об'єм цементу в 1 м³ бетону:

$$V_{ц} = \frac{Ц}{\gamma_{ц}}, \quad (2.8)$$

де $\gamma_{ц}$ – щільність цементу.

Далі розраховується абсолютний об'єм наповнювачів, л:

$$V_{м} + V_{к} = 1000 - (V_{ц} + B), \quad (2.9)$$

Абсолютні об'єми піску і крупного заповнювача обчислюються за формулами 2.10 та 2.11 відповідно:

$$V_{м} = r \cdot (V_{м} + V_{к}), \quad (2.10)$$

$$V_{к} = (1 - r) \cdot (V_{м} + V_{к}), \quad (2.11)$$

де r – відносний вміст піску в сумі об'ємів наповнювачів.

При співвідношенні кількості сухих матеріалів (цементу, піску, щебеню) $1:x:y$ величина відносного вмісту піску в сумі об'ємів наповнювачів розраховується за формулою:

$$r = \frac{x}{x + y}. \quad (2.12)$$

У кваліфікаційній роботі магістра підбір складу бетону здійснюється за допомогою програми Concrete 2.0.

2.6. Опис програми Concrete 2.0

Програма Concrete 2.0 служить для визначення складів бетону різного виду. На рис. 2.4 представлений інтерфейс програми Concrete 2.0.

Расчет состава тяжелого бетона ◀ Назад

Объем бетона (м ³)	1	Расход воды (л/м ³)	145		
Марка бетона (кгс/м ²)	250	Крупность щебня:	10мм	20мм	40мм
Марка цемента (кгс/м ²)	500	Жесткость (с)			
<input type="button" value="Расчет"/>		90-120	145	130	120
Цемент (кг)	193.3	60-80	160	145	130
Щебень (кг)	1430.1	30-50	165	150	135
Песок (кг)	584.6	15-30	175	160	145
Вода (л)	145	Подвижность (см)			
		2-3	190	175	160
		4-5	195	180	165
		7-8	205	190	175
		9-10	215	195	180

Рисунок 2.4 – Інтерфейс програми Concrete 2.0

Програма здійснює підбір як важкого, так і дрібнозернистого бетону, бетону з додаванням пластифікаторів. Програма застосовується як в навчальних цілях, так і в процесі виробництва ЗБ виробів, а також проектними організаціями при проектуванні ЗБ конструкцій. Програма підбирає склад бетону за методом абсолютних об'ємів.

2.7. Обчислення величини температурних деформацій кладки

Величина температурних деформацій кладки розраховується за формулою:

$$\Delta l_t = l_{кл} \cdot \Delta t^\circ \cdot \alpha_t, \quad (2.13)$$

де $l_{кл}$ – висота стовпа кладки, мм;

Δt° – різниця абсолютної максимальної температури повітря і мінімально допустимої температури виробництва кладок, °С;

α_t – коефіцієнт лінійного розширення матеріалу, 1/°С.

Абсолютна максимальна температура повітря визначається за табл. 4.1 [46]. Значення α_t приймається за [2].

2.8. Обчислення величини прогину плити перекриття

Прогин ЖБ плити перекриття залежить від багатьох її параметрів і конструктивних особливостей. Зокрема, на величину прогину впливають:

1. Схема обпирання плити перекриття на несучі стіни;
2. Товщина плити перекриття;
3. Армування плити перекриття;
4. Навантаження на плиту перекриття.

Монолітні будинки являють собою єдину просторову жорстку систему, що забезпечує жорсткість і геометричну незмінність всієї будівлі за рахунок жорсткого заземлення перекриттів в стіни. Таким чином, в межах одного відсіку плита перекриття жорстко затиснена з обох кінців в несучі стіни.

Прогин плити перекриття в даній роботі знаходиться за допомогою моделювання в програмному комплексі ЛІРА-САПР.

ПК ЛІРА-САПР представляє собою комплекс розрахунково-обчислювальних програм для визначення і дослідження міцності, стійкості, напружено-деформованого стану конструкції, визначення величини деформацій, а також конструювання, проектування та експертизи будівельних конструкцій. Розрахунок програма здійснює методом скінченних елементів (МСЕ). У програмі створюється скінченоелементна модель конструкції, задаються габарити, матеріал, способи закріплення, а також величини

навантажень і місця їх застосування. На рис. 2.5 показано інтерфейс програми ЛІРА-САПР.

Навантаження, що прикладаються до плити перекриття:

1. Постійні від конструкції зовнішньої стіни;
2. Постійні від конструкції підлоги;
3. Корисні за [31].

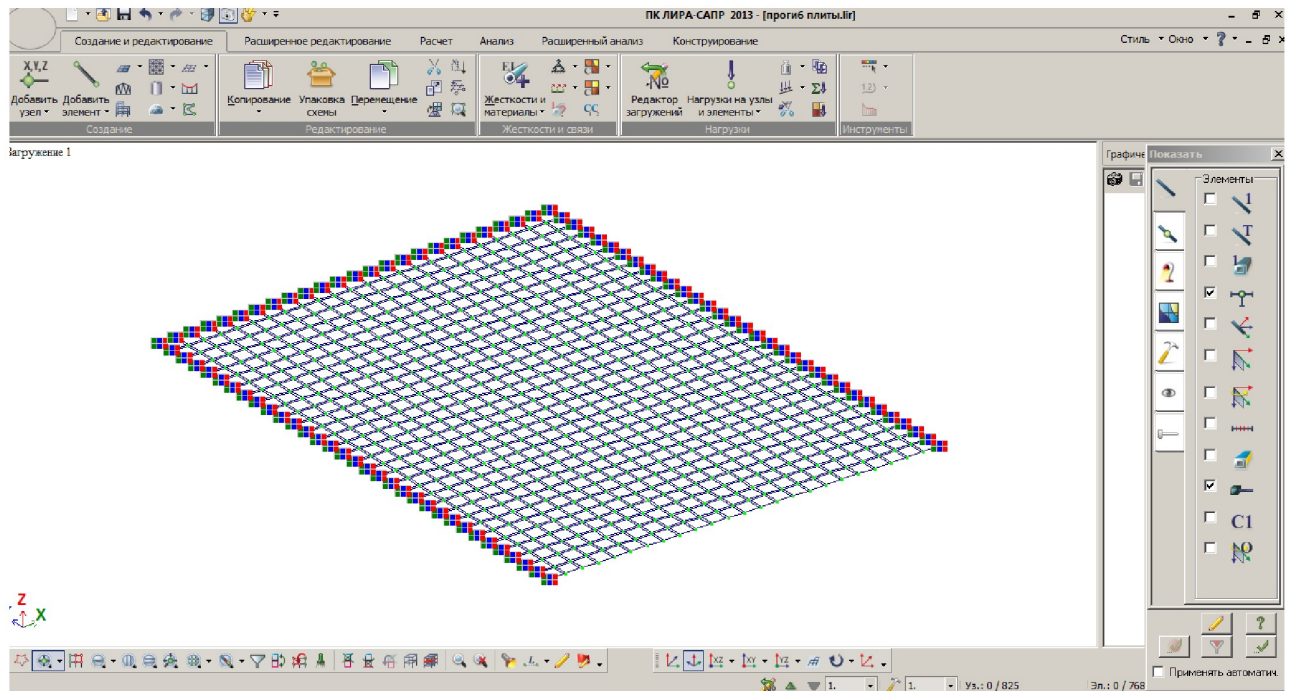


Рисунок 2.5 – Інтерфейс програми ЛІРА-САПР

Далі розглядається основне сполучення навантажень за формулою, згідно [31]

$$C_m = P_d + (\psi_{t1} \cdot P_{t1} + \psi_{t2} \cdot P_{t2} + \psi_{t3} \cdot P_{t3} + \dots), \quad (2.14)$$

де P_d – постійні навантаження;

P_{t1} – тимчасові навантаження;

ψ_{t1} – коефіцієнт поєднання тривалих і короточасних навантажень, прийнятий за [31].

2.9. Визначення коефіцієнта пружності кладки

Для обчислення напружень в кладці необхідно обчислити модуль пружності кладки. Згідно [2] при визначенні відносних деформацій з урахуванням повзучості враховується початковий модуль пружності кладки E_0 , МПа.

Згідно [2] початковий модуль пружності армованої кладки (МПа) визначається за формулою:

$$E_0 = \alpha \cdot R_{sku} , \quad (2.15)$$

де α – пружна характеристика, що приймається відповідно до [6];

R_{sku} – середня границя міцності армованої кладки, МПа.

Середня границя міцності R_{sku} кладки, армованої сітками, обчислюється за формулою:

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn} \mu}{100} , \quad (2.16)$$

де k – коефіцієнт, що приймається за [2];

R – розрахункова міцність кладки, МПа, що приймається відповідно до [2];

R_{sn} – нормативний опір арматури розтягу, МПа, який приймається відповідно до [3];

μ – відсоток армування кладки;

При армуванні кладки сітками з квадратними осередками розміром C , відстанню між сітками по висоті S і перетином арматури A_{st} відсоток армування кладки вираховується за формулою [2] (2.17):

$$\mu = \frac{2A_{st}}{CS} , \quad (2.17)$$

2.10. Визначення міцності кладки

В якості лицьового цегляного шару застосовується кладка в півцеглини (120 мм) з поздовжнім армуванням сітками. Кладка спирається на сталеві куточки, які не забезпечують її повного обпирання. Таким чином, при стиску створюється ексцентриситет навантаження, і кладка працює як позацентрово стисла. Згідно [2], розрахунок таких типів конструкцій проводиться за формулою:

$$N \leq m_m \varphi_1 R_{skb} A_c \omega, \quad (2.17)$$

де N – розрахункова поздовжня сила, кН;

R_{skb} – міцність армованої кладки при позацентровому стиску, МПа;

m_m – коефіцієнт, який визначається за формулою 2.21;

φ_1 – коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається формулою 2.22 та [2];

A_c – площа стискуваної частини кладки, м²;

ω – коефіцієнт, який визначається за [2].

Міцність армованої кладки при позацентровому стиску для кладки на розчині марки М50 і вище, згідно [2] приймається за формулою:

$$R_{skb} = R_1 + \frac{p \mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y} \right), \quad (2.19)$$

для кладки на розчині М25 і нижче за формулою:

$$R_{skb} = R_1 + \frac{p \mu R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}} \left(1 - \frac{2e_0}{y} \right), \quad (2.20)$$

де R_1 – розрахунковий опір неармованої кладки з цегли і розчину даних марок, МПа;

R_{25} – розрахунковий опір неармованої кладки на розчині марки М25, МПа

e_0 – ексцентриситет прикладання навантаження, см;

y – відстань від центра ваги перерізу до краю стискуваної зони, см;

R_s – розрахунковий опір арматури, МПа;

p – коефіцієнт обліку пустотності каменів, рівний 2 при пустотності менше 20%, 1,5 при пустотності 20...30% і дорівнює 1 при пустотності понад 30%.

Коефіцієнт m_m визначається за формулою [2]:

$$m_m = 1 - \eta \frac{N}{N_m} \left(1 + \frac{1,2e_{0m}}{h} \right), \quad (2.21)$$

де η - коефіцієнт, що визначається за [2];

$\frac{N}{N_d}$ - відношення всього навантаження на кладку до тривалого;

e_{0m} – ексцентриситет від тривалих навантажень, см;

h – висота перетину кладки, см.

Коефіцієнт поздовжнього згину кладки визначається за формулою [2]:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}, \quad (2.22)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається за [6] при гнучкості кладки $\lambda = \frac{H}{h}$;

φ_c – коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається за [6] при гнучкості

кладки $\lambda = \frac{H}{h_c}$;

H – висота стовпа кладки, см;

h – висота перетину кладки, см;

h_c – висота перетину стислої частини поперечного перерізу.

Таким чином, перетворивши формулу 2.18 можна обчислити гранично допустимі напруги в армованій кладці при позацентровому стиску:

$$\frac{N}{A_c} = [\sigma] \leq m_m \varphi_1 R_{skb} \omega, \quad (2.23)$$

2.11. Перевірка міцності кладки та складання скінченоелементної моделі

При впливі вертикального навантаження на кладку, в ній виникають внутрішні стискаючі зусилля N , кН. Напруження, що виникають при цьому, повинні перевищувати гранично допустимих для даних типів конструкцій і застосовуваних матеріалів. Таким чином, повинна виконуватися умова:

$$\sigma_i \leq [\sigma] \quad (2.24)$$

У разі, якщо умова 2.24 не виконується, кладка руйнується. Як показує практика [10-16, 19, 22-28, 33, 41, 42, 44], руйнування відбуваються в рівні стику кладки з плитами перекриттів або опорними майданчиками. Для візуального відображення напружено-деформованого стану, а також аналізу місць концентрації напружень з метою визначення місць ймовірного руйнування кладки, необхідно побудувати скінченоелементну модель стовпа кладки з додатком зусилля у вигляді зсуву опори на величини $\Delta l_1, \Delta l_2, \Delta l_3$.

Таким чином, будуть змодельовані реальні умови роботи кладки в умовах впливу усадочних деформацій, температурно-вологісного розширення, а також прогинів плити перекриття. Розрахункова схема кладки наведена на рис. 2.6.

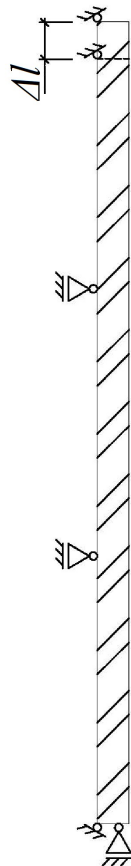


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема кладки

2.12. Призначення висоти деформаційного шва

За результатами розрахунку необхідно зробити висновки про необхідність устрою горизонтального деформаційного шва (ГДШ), а також про його висоту, виходячи з умови компенсації небажаних деформацій конструкцій каркаса будівлі і цегляної кладки.

У загальному випадку, висота ГДШ визначається за формулою:

$$h_{ГДШ} = \varepsilon_m \sum_{i=1}^n \zeta_i \times \Delta l_i^d, \quad (2.25)$$

де Δl_i^d – кількісна величина несприятливих деформацій, що впливають на руйнування цегляної кладки, мм;

ζ_i – коефіцієнт запасу для і-го фактора;

ε_m – коефіцієнт матеріалу шва, що дорівнює 2.

На підставі описаної методики був проведений розрахунок, наведений у розділі 3 цієї роботи з висновками і рекомендаціями.

РОЗДІЛ 3

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ ВИСОТИ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДЕФОРМАЦІЙНОГО ШВА

3.1. Загальні дані

Розрахунок висоти ГДШ слід проводити виходячи з ряду таких припущень:

1. Принцип суперпозиції сил;
2. Кладка має однорідний склад, і незмінна за своїми властивостями в будь-якому з розглянутих напрямків;
3. Всі сполучні вузли нерухомі і не мають свободи переміщень;
4. Геометричні розміри розглянутих конструкцій незмінні для всієї будівлі.
5. Будь-які зазори і шви між кладкою і опорними елементами кладки, що знаходиться вище, відсутні.

Розрахунок проводиться у послідовності, описаної в п. 2.3-2.13, а саме:

1. Розрахунок величини усадки ЗБ каркаса;
2. Розрахунок величини температурних деформацій;
3. Розрахунок величини прогину плити перекриття;
4. Розрахунок коефіцієнта пружності кладки;
5. Визначення напружень в кладці;
6. Визначення гранично допустимих напружень в кладці;
7. Складання розрахункової СЕ моделі кладки і визначення місць можливих руйнувань;
8. Призначення висоти ГДШ.

3.2. Опис конструктивної схеми

Перед початком розрахунку необхідно визначити якісний склад конструкцій стін і перекриттів, розміри, а також конструктивну схему

розглянутої ділянки будівлі. Конструктивна схема, а також склад і розміри конструкцій в обстежуваних будівлях, наведені на рис. 3.1, 3.2.

Фрагмент фасаду будівлі

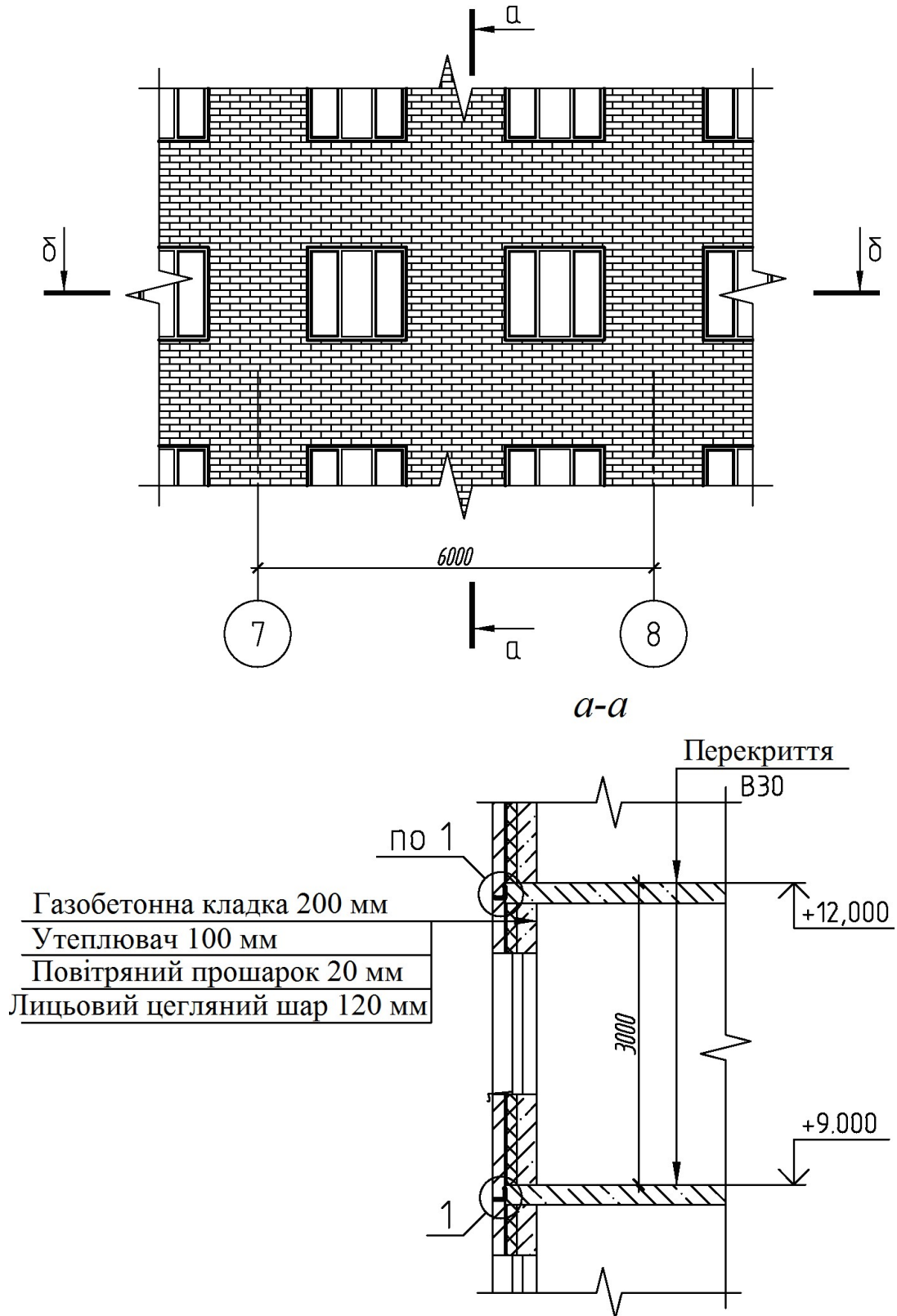


Рисунок 3.1 – Конструкції зовнішньої багатошарової стіни

1. Внутрішній і основний несучий шар – кладка з газобетонних блоків товщиною 200 мм;
 2. Ефективний утеплювач щільністю 100...130 кг / м³ і товщиною 100 мм;
 3. Вітрозахисна мембрана;
 4. Повітряний прошарок 20 мм;
 5. Особовий цегляний шар 120 мм (кладка в / цегли).
- Матеріали конструкції наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Матеріали конструкції

Матеріал каркасу	Матеріал каменю кладки	Матеріал розчину кладки
Бетон В30 W6 F100	Цегла керамічна М100 пустотністю більш 30 %	Цементно-піщаний розчин марки М50

Обпирання лицьового шару кладки виробляється на сталеві куточки 100×100×7 за ДСТУ 2251-93 (ГОСТ 8509-93) «Куточки сталеві гарячекатані. Рівнополочні. Сортамент», приварені до закладних деталей в торцях плит перекриття. Кладка звисає з опорних куточків на 27 мм. Кладка має анкеровку до внутрішнього шару за допомогою гнучких зв'язків з арматурних стрижнів діаметром 8 мм кожний з кроком 1 метр. Кладка армована сітками 50×50 діаметром 4 мм з арматури класу А400 через кожні 5 рядів.

3.3. Розрахунок деформацій усадки

3.3.1. Визначення складу бетону

Для обчислення складу бетону в розрахунках використовується цемент марки М500. У табл. 3.2 наведені співвідношення класів міцності бетону і найближчих марок бетону згідно [29].

Таблиця 3.2 – Співвідношення класів міцності бетону і найближчих марок

Клас міцності	В15	В20	В25	В30	В35
Марка	М200	М250	М300	М400	М450

Підбір складу бетону проведений на прикладі бетону класу міцності В30 (М400). Результати підбору складів бетонів В15, В20, В25, В35 наведені в додатку В.

Водоцементне відношення в бетоні:

$$\frac{B}{Ц} = \frac{1,1 \cdot R_y}{2R_{28} + 0,55R_y} = \frac{1,1 \cdot 500}{2 \cdot 400 + 0,55 \cdot 500} = 0,55$$

Для високоармованого конструкцій застосовується бетон жорсткістю не менше 150...200 секунд [18]. Для бетону, у якості крупного заповнювача в якому використовується щебінь, згідно табл. 2.1, витрата води на 1 м³ готової суміші складає 145 літрів.

Тоді витрата цементу буде дорівнювати:

$$Ц = B \cdot \frac{Ц}{B} = 145 \cdot \frac{1}{0,86} = 265,8 \text{ кг}$$

Маса води і цементу дорівнюватиме:

$$ЦВ = Ц + B = 265,8 + 145 = 410,8 \text{ кг}$$

Далі за допомогою програми Concrete 2.0 обчислимо витрату цементу і піску при заданих вихідних даних: цемент марки М500, бетон марки М400, витрата води 145 л / м³. Результати розрахунку наведені на рис. 3.3.

Расчет состава тяжелого бетона ◀ Назад

Объем бетона (м³)	1		Расход воды (л/м³)	145
Марка бетона (кгс/м²)	400		Крупность щебня:	10мм 20мм 40мм
Марка цемента (кгс/м²)	500		Жесткость (с)	
<input type="button" value="Расчет"/>			90-120	145 130 120
			60-80	160 145 130
			30-50	165 150 135
			15-30	175 160 145
			Подвижность (см)	
Цемент (кг)	265.8		2-3	190 175 160
Щебень (кг)	1430.1		4-5	195 180 165
Песок (кг)	522.6		7-8	205 190 175
Вода (л)	145		9-10	215 195 180

Рисунок 3.3 – Результат розрахунку складу бетону В30

Тоді вміст цементного тіста в бетоні дорівнюватиме:

$$ЦТ = \frac{Ц + В}{Ц + В + П + Щ} = \frac{310,8}{2365,5} = 0,14$$

3.3.2. Визначення усадки бетону

Відповідно до формули 2.3, максимальна усадка вважається для зразка з показниками $В / Ц = 0,5$, $ЦТ = 0,2$, $\alpha = 2,5$ см, $\delta = 70\%$.

Тоді коефіцієнти $\xi_{y1} - \xi_{y4}$ дорівнюватимуть: $\xi_{y1} = 1$, $\xi_{y2} = 1$, $\xi_{y3} = 0,84$, $\xi_{y4} = 1$.

Тоді

$$\varepsilon_y^{\max} = \xi_{y1} \xi_{y2} \xi_{y3} \xi_{y4} = 1 \cdot 1 \cdot 0,84 \cdot 1 = 0,84 \text{ мм / м}$$

Коефіцієнти $\xi_{y1} - \xi_{y4}$ для бетону В30 дорівнюватимуть: $\xi_{y1} = 1,15$, $\xi_{y2} = 0,85$, $\xi_{y3} = 0,84$, $\xi_{y4} = 1$.

Тоді

$$\varepsilon = \varepsilon_y^{\max} \xi_{y1} \xi_{y2} \xi_{y3} \xi_{y4} = 0,84 \cdot 1,15 \cdot 0,85 \cdot 0,84 \cdot 1 = 0,69 \text{ мм / м}$$

Отже, бетонна конструкція, виготовлена з бетону класу міцності В30 матиме усадку в кожному лінійному напрямку в розмірі 0,69 мм / м.п. Варто відзначити, що дана усадка вважалася для стандартного зразка розмірами 100×100×100 мм. При врахуванні реальних розмірів конструкцій, коефіцієнт ξ_{y3} буде змінюватися в більшу сторону, що в свою чергу позначиться на значенні усадки. Також при вологості меншій, ніж 70% буде відбуватися збільшення коефіцієнта ξ_{y4} , що також позначиться на збільшенні значення усадки. При виготовленні бетону з цементу меншою марки, наприклад, М400 відбуватиметься збільшення коефіцієнтів ξ_{y1} і ξ_{y2} . Також на будівельному майданчику не рідкісні випадки додавання води в готову бетонну суміш, особливо в жарку пору, коли міксер довго добирається до будмайданчика, а бетон починає тужавіти, що погіршує його легкоукладальність. Це, в свою чергу, впливає на водоцементне відношення і на утримання цементного тіста в приготовленій суміші, що збільшить значення коефіцієнтів ξ_{y1} та ξ_{y2} . Таким чином, кінцева усадка може бути більше наведеної. З цієї причини при розрахунку висоти ГДШ вводиться коефіцієнт $\zeta_1 = 2,5$, який корелює можливі відхилення. Для уточнення коефіцієнта необхідно додатково провести оціночну роботу, виконання якої в рамках кваліфікаційної роботи не передбачалося.

Величина лінійного зміни висоти одного поверху каркаса будівлі дорівнюватиме:

$$\Delta l_{yc} = \varepsilon_y \cdot h_{em} = 0,69 \cdot 3 = 2,07 \text{ мм}$$

Отже, кожен поверх будівлі, каркас якої виготовлений із застосуванням бетону В30 на цементі марки М500, зменшиться по висоті на 2,07 мм. Згідно [43] процес усадки бетону за часом триває 1 рік. Таблиця залежності усадки будівлі від його висоти наведено в додатку К, яка може бути корисна конструкторам, які проектують лицьовій цегляний шар, як окремо стоячу конструкцію на власному фундаменті, яка в рамках даної роботи не розглядається.

У додатку В представлені результати підбору складу бетону найпоширеніших марок, а також результати розрахунку усадки бетонів різних класів міцності. На рис. 3.4 наведено графік залежності величини лінійної усадки бетону в залежності від класу міцності.

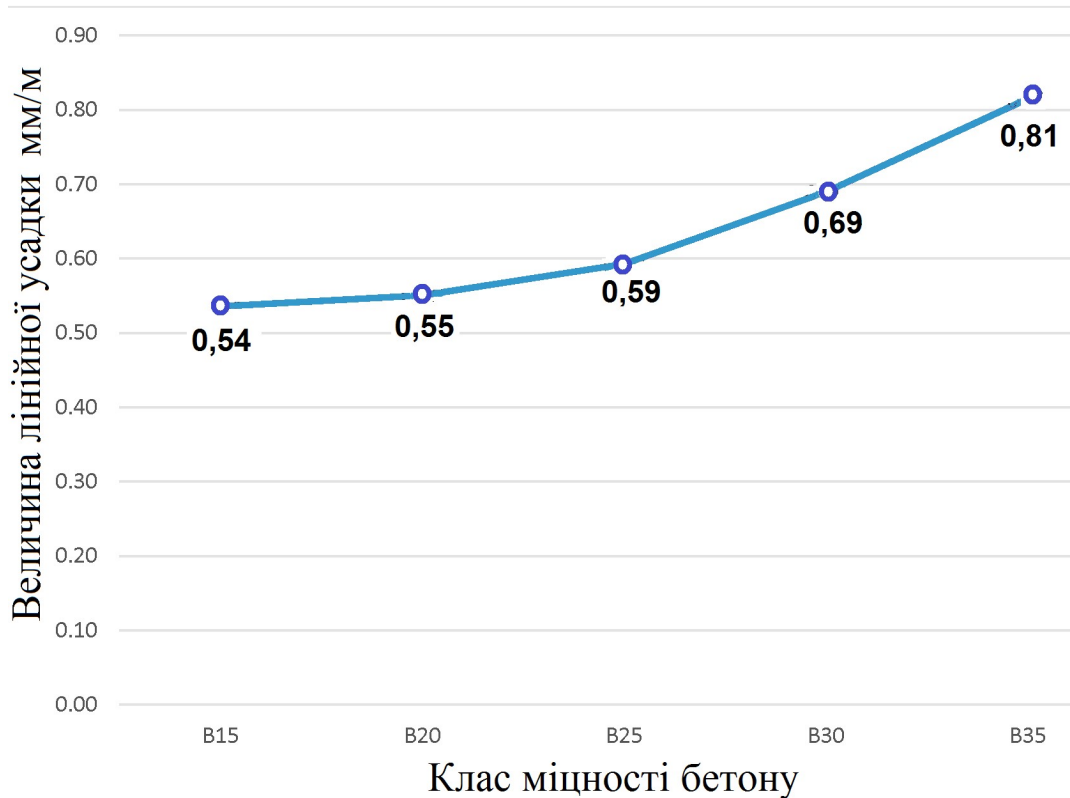


Рисунок 3.4 – Графік залежності величини лінійної усадки від класу міцності бетону

Як видно з графіка, усадка бетону тим більше, чим вище клас міцності цементу. Це пов'язано з вмістом цементу в бетоні. Цемент – головний компонент, що впливає на усадку, і чим його більше, тим вище усадка.

3.4. Розрахунок величини температурних деформацій

Кладка схильна до температурних деформацій. Особливо це актуально для кладки, викладеної у зимовий час. Мінімальна температура зведення кладки, становить -5°C , за умови додавання в розчин протиморозних добавок. Максимальна температура прогріву повітря в літній час на території м. Києва, згідно [46], становить $+37^{\circ}\text{C}$. Таким чином, різниця температур $\Delta t^{\circ} = 37 - (-5) =$

42°C. Цегляна кладка, згідно [2], має коефіцієнт лінійного розширення $\alpha_t = 0,000005 \text{ } 1/^\circ\text{C}$. При висоті цегляної кладки 3000 мм маємо величину температурної деформації:

$$\Delta l_t = l_{кл} \cdot \Delta t^0 \cdot \alpha_t = 3000 \cdot 42 \cdot 0,000005 = 0,63 \text{ мм.}$$

Таким чином, лицьова цегляна кладка, викладена в зимовий час, в теплу пору року матиме лінійне подовження на 0,63 мм. Варто відзначити, що дана різниця температур не є максимальною, тому що не враховується нагрів кладки внаслідок сонячної радіації, яка, за різними оцінками [16, 22-25], може доводити температуру зовнішньої поверхні кладки понад 50°C. В такому випадку температурне розширення кладки буде збільшуватися. З цієї причини при розрахунку висоти ГДШ вводиться коефіцієнт $\zeta_2 = 2$, який корелює можливі відхилення. Для уточнення коефіцієнта ζ_2 необхідно провести оціночну і дослідницьку роботу, виконання якої в рамках даної роботи не планувалося.

3.5. Розрахунок величини деформації прогину

При розрахунку плити перекриття на прогин використовується наступна розрахункова схема – плита, затиснена з трьох сторін. На вільний край спирається багатопшарова конструкція. Товщина плити 20 см, модуль пружності бетону $3 \times 10^7 \text{ т / м}^2$, коефіцієнт Пуассона 0,2, щільність $2,5 \text{ т / м}^3$. Проліт плити 6 метрів.

3.5.1. Збір навантажень

Результати збору навантажень представлені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 – Збір навантажень на плиту перекриття

№ п/п	Вид навантажень	Нормативне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове значення, кН/м ²
П1. Постійні навантаження від стіни кН/м.п.				
1	Газобетонна кладка 800 кг/м ³	4,70	1,1	5,17
2	Утеплювач 130 кг/м ³	0,38	1,3	0,50
3	Цегляна кладка 1500 кг/м ³	5,30	1,1	5,83
4	Перегородка газобетонна кладка 100 мм 800кг/м ³	2,35	1,1	2,59
Итого:		12,73		14,08
П2. Постійні від конструкції підлоги, кН/м²				
1	Цементно-піщана стяжка 1800 кг/м ³ , 50 мм	0,88	1,1	0,968
2	Керамічна плитка 20 мм	0,15	1,1	0,165
Разом:		1.03		1,133
В1. Корисні навантаження на перекриття, кН/м²				
1	Квартири житлових будівель	1,5	1,2	1,8
Разом:		1,5		1,8

Основним поєднанням навантажень буде

$$C_m = P_{d1} + P_{d2} + P_{t1} .$$

В рамках даної роботи інші поєднання навантажень не розглядаються.

3.5.2. розрахунок плити

Переміщення по осі Z, отримані в ході розрахунку в ПК ЛІРА-САПР, представлені на рис. 3.5.

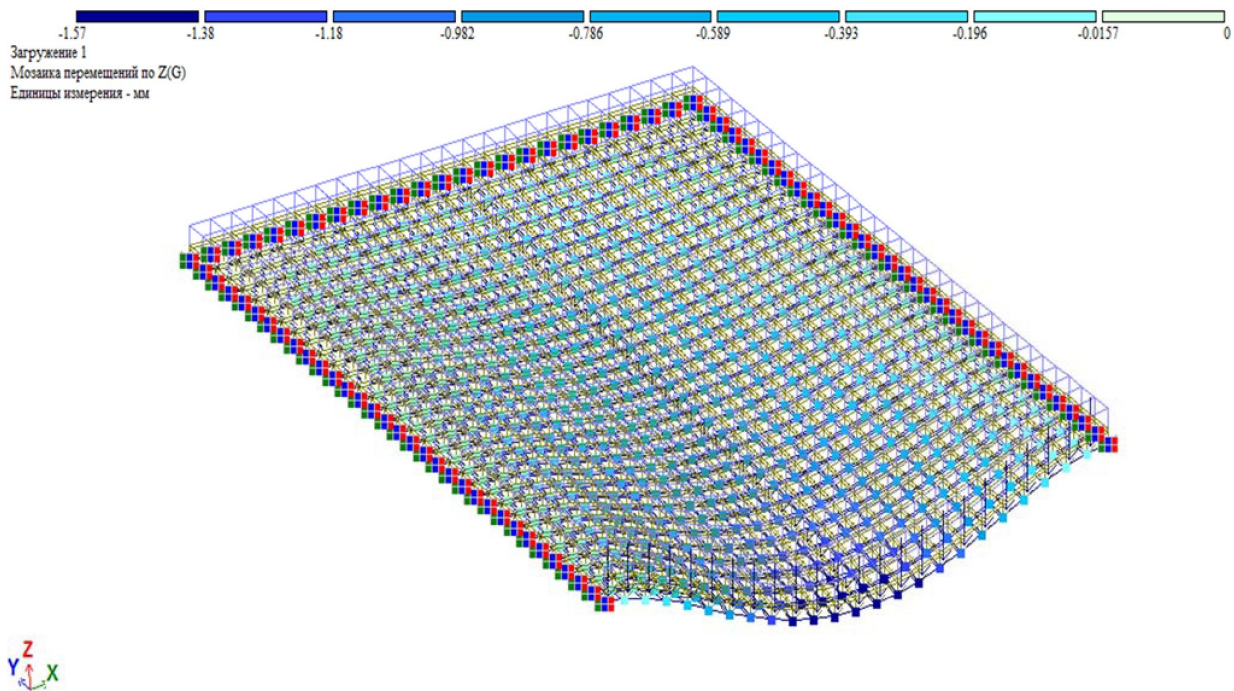


Рисунок 3.5 – Прогин плиты перекрытия

На рис. 3.5 видно, що максимальний прогин плити перекрыття при прольоті 6 метрів становить 1,57 мм.

$$\Delta l_t = 1,57 \text{ мм.}$$

Слід відзначити, що при збільшенні прольоту плити, корисного навантаження на перекрыття, величина прогинів буде збільшуватися. З цієї причини при розрахунку висоти ГДШ вводиться коефіцієнт $\zeta_3 = 2$, який корелює можливі відхилення. Для уточнення коефіцієнта ζ_3 необхідно провести уточнюючу оціночну роботу, виконання якої в рамках даної роботи переслідувалося.

3.6. Розрахунок початкового модуля пружності кладки і напружень

У якості прикладу буде розглянуто розрахунок кладки з керамічного каменю марки М100 пустотністю понад 30% на розчині марки М50. Дані за результатами розрахунку для каменів і розчину інших марок наведені в додатку Б.

Початковий модуль деформації кладки:

$$E_0 = \alpha \cdot R_{sku} = 1000 \cdot 4,2 = 4762 \text{ МПа}$$

де
$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100} = 2 \cdot 1,5 + \frac{2 \cdot 400 \cdot 0,15}{100} = 4,762 \text{ МПа}$$

$$\mu = \frac{2A_{st}}{CS} = \frac{2 \cdot 12,6}{50 \cdot 75 \cdot 5} = 0,15\%$$

Знаючи початковий модуль пружності, знаходяться напруження в кладці від дії деформацій усадки, температурних і експлуатаційних.

1. Напруження від усадки каркаса:

$$\sigma_{yc} = \frac{\Delta l_{yc} \cdot E_0}{l_{кл} \cdot \nu} = \frac{2,07 \cdot 4762}{3000 \cdot 1,8} = 1,83 \text{ МПа}$$

2. Напруження від температурних деформацій кладки:

$$\sigma_t = \frac{\Delta l_{yc} \cdot E_0}{l_{кл} \cdot \nu} = \frac{0,63 \cdot 4762}{3000 \cdot 1,8} = 0,56 \text{ МПа}$$

3. Напруження від прогинів плити:

$$\sigma_{пр} = \frac{\Delta l_{yc} \cdot E_0}{l_{кл} \cdot \nu} = \frac{1,57 \cdot 4762}{3000 \cdot 1,8} = 1,385 \text{ МПа}$$

Таким чином, сумарні напруження від суми дії всіх факторів складуть:

$$\sigma = \sigma_{yc} + \sigma_t + \sigma_{пр} = 1,83 + 0,56 + 1,385 = 3,775 \text{ МПа}$$

3.7. Розрахунок міцності позацентрово стиснутої кладки

У якості прикладу буде розглянуто розрахунок міцності кладки з керамічного каменю марки М100 пустотністю понад 30% на розчині марки М50. Дані за результатами розрахунку для каменів і розчинів інших марок наведені в додатку Г.

Для визначення міцності позацентрово стиснутої кладки знаходиться ексцентриситет прикладеного навантаження. Схема передачі зусилля від опорного куточка вищого перекриття при розвитку деформацій показана на рис. 3.6.

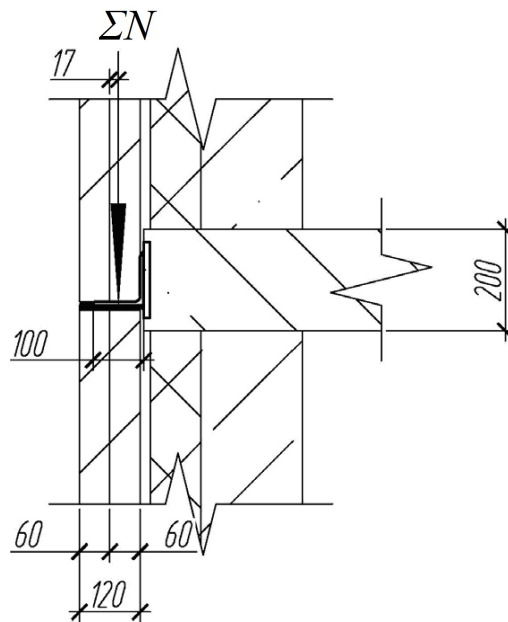


Рисунок 3.6 – Ексцентриситет прикладення навантаження

При тому, що обпирання кладки на куточки 100×7, приварені опорним столиком вниз, ексцентриситет передачі навантаження складе 17 мм. Таким чином, кладка працює, як позацентрово стисла. Гранично допустимі напруження при позацентровому стиску, згідно з формулою 2.23, обчислюються:

$$[\sigma] \leq m_g \varphi_1 R_{skb} \omega = 0,681 \cdot 0,557 \cdot 2 \cdot 1 = 0,78 \text{ МПа}$$

$$\text{де } m_g = 1 - \eta \frac{N}{N_g} \left(1 + \frac{1,2 e_{0g}}{h} \right) = 1 - 0,29 \cdot 1 \cdot \left(1 + \frac{1,2 \cdot 17}{120} \right) = 0,681$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,543 + 0,61}{2} = 0,577$$

$$R_{skb} = R_1 + \frac{p\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 1,5 + \frac{1 \cdot 0,15 \cdot 355}{100} \left(1 - \frac{2 \cdot 17}{60}\right) = 2 \text{ МПа}$$

При розрахунку приймалося, що тривале навантаження збігається з сумарним. Коефіцієнти поздовжнього згину вираховувались при $\alpha = 1000$, згідно з [2].

Слід відзначити, що на гранично допустимі напруження в кладці впливають такі параметри, як міцність каменю, міцність розчину, ексцентриситет прикладання навантаження, товщина кладки, а також пустотність каменів. У даній роботі розглянуті залежності гранично допустимих напружень в кладці від марки каменю, його пустотності, марки розчину. Докладний аналіз наведено в п. 3.10.

3.8. Перевірка міцності кладки

Для перевірки міцності зіставляються напруження, що виникають в кладці внаслідок дії зовнішніх силових факторів, з гранично допустимими напруженнями, залежними від міцності особливостей матеріалу, а також розрахункової схеми.

Для даного типу кладки при даних навантаженнях маємо співвідношення:

$$\sigma = 3,775 \text{ МПа} \geq [\sigma] = 0,78 \text{ МПа}$$

Таким чином, при впливі на кладку, виконану з цегли марки М100 пустотністю більше 30% на розчині марки М50, усадочних деформацій від ЗБ каркаса, виконаного з бетону класу міцності В30 на цементі М500, температурних деформацій кладки, прогину перекриття поверху, що знаходиться вище перенапруження в кладці становить:

$$\frac{3,775 - 0,78}{0,78} \cdot 100\% = 384\%$$

Напруження в кладці перевищують гранично допустимі 4,8 раз, перенапруження становить 384%. Отже, кладка буде руйнуватися.

3.9. Аналіз скінченоелементної моделі кладки

Для визначення місць можливого руйнування кладки була побудована скінченоелементна (СЕ) модель кладки в середовищі ПК ЛІРА-САПР. У програмі була змодельована кладка шириною 120 мм, висотою 3000 мм. Кладка була змодельована у вигляді сітки кінцевих елементів з розмірами 30×30 мм. Параметри матеріалу було запропоновано такі: модуль пружності $E = 485423 \text{ т/м}^2$ (4765 МПа), коефіцієнт Пуассона дорівнює 0,1, довжина кладки $H = 100 \text{ см}$, щільність $1,5 \text{ т/м}^3$.

У якості прикладеного навантаження моделювалося зміщення опори верхнього закріплення кладки на величину, рівну

$$\Delta l = \Delta l_{yc} + \Delta l_t + \Delta l_{np} = 2,07 + 0,63 + 1,57 = 4,27 \text{ мм}$$

Також імітувалося закріплення кладки до основного несучого шару гнучкими зв'язками за допомогою установки обмеження переміщення уздовж осі X на рівні 1 і 2 метрів від нижньої опори. Розрахункова схема кладки в ПК ЛІРА-САПР приведена на рис. 3.7.

В результаті розрахунку і аналізу ізополей видно, що кладка відчуває максимальні напруження в зоні обпирання на опорний куточок, а також в місцях примикання до опорного куточка кладки поверху, що знаходиться вище. На ізополях напружень уздовж осі Z (див. рис. 3.8) найбільш стислі ділянки

спостерігаються в нижній і верхній опорних зонах. Максимальних значень напруження досягають в зоні схилу кладки з опорного куточка. У цих місцях кладка працює на зминання.

Загружение 1



Рисунок 3.7 – Розрахункова модель кладки в програмі ЛІРА-САПР

На ізополя напружень уздовж осі X (див. рис. 3.9) спостерігаються максимальні розтягуючі напруження в нижній і верхній опорних зонах. У цих зонах відбувається робота каменю кладки на розтяг внаслідок дії пуассонівського розширення. Як показує практика, в цих зонах і спостерігаються найбільші руйнування – зріз кладки на опорах і вилущування зовнішнього черепка пустотного каменю.

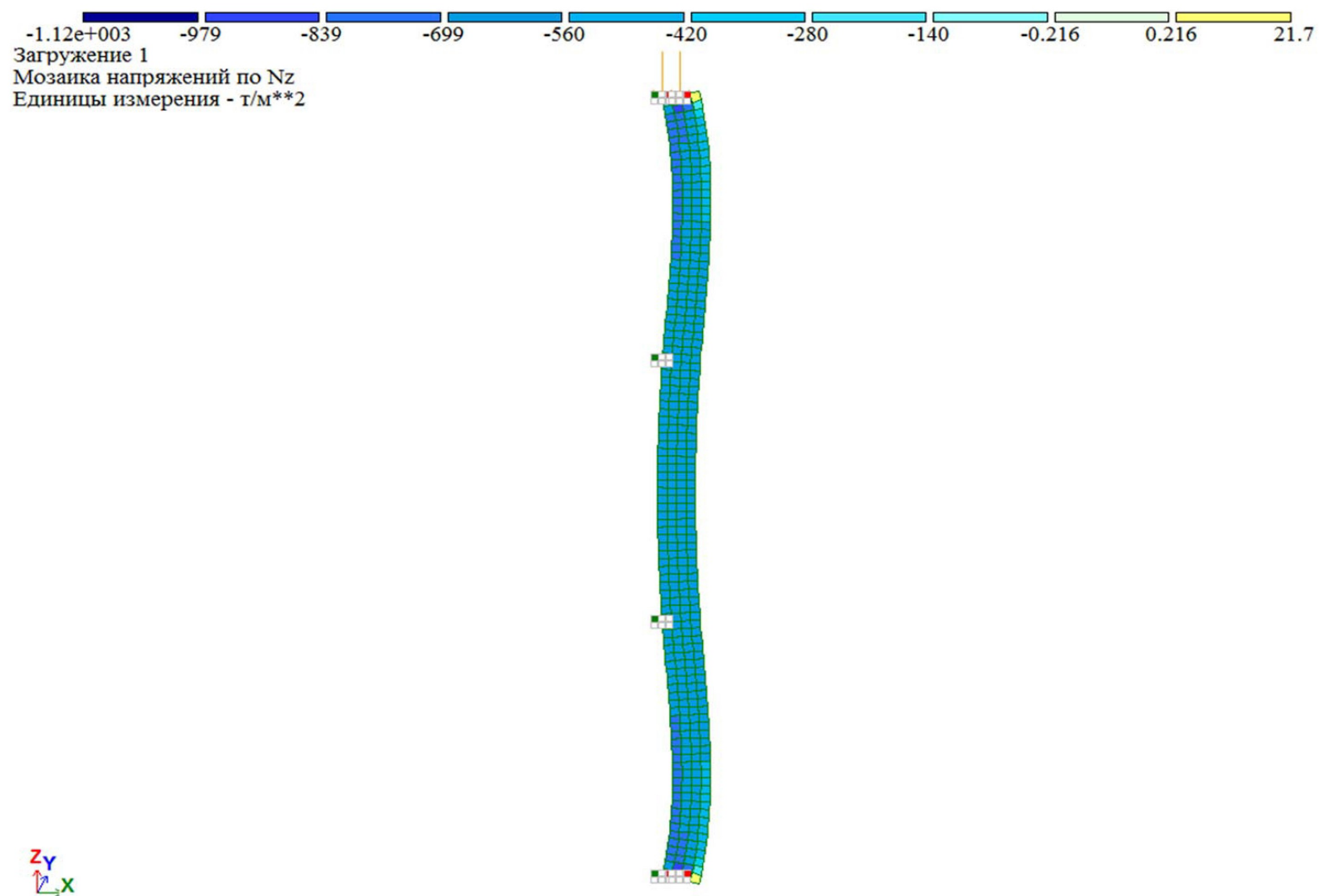


Рисунок 3.8 – Изополя напряжений в кладці уздовж осі Z, т/м²

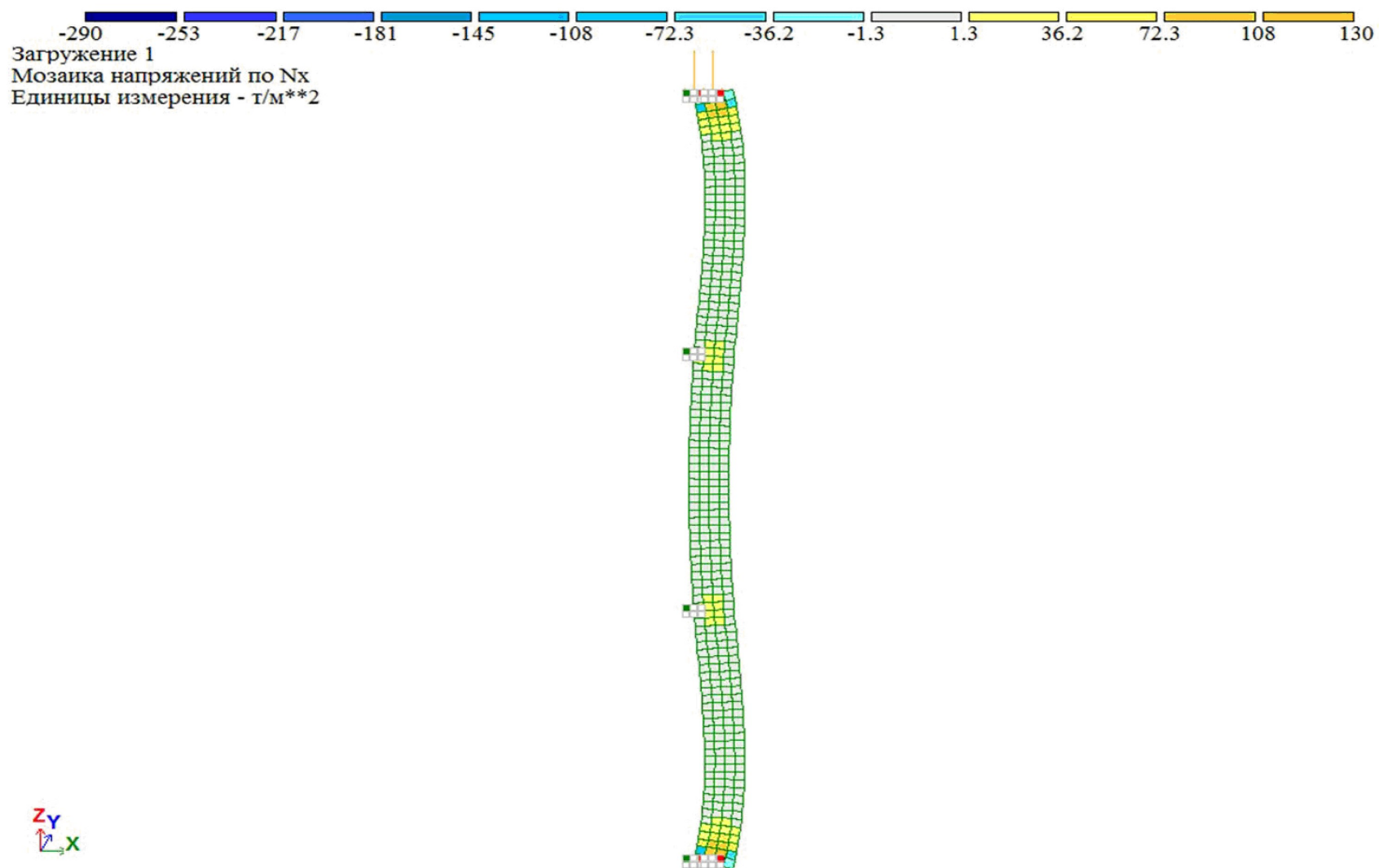


Рисунок 3.9 – Изополя напряжений в кладці уздовж осі X, т/м²

3.10. Аналіз напружено-деформованого стану різних типів кладки

В рамках даної роботи був проведений аналіз напружень в кладці з керамічних каменів різної міцності і пустотності на розчинах різних марок.

Таблиці напружень в кладці внаслідок усадки бетону класів міцності В15, В20, В25, В30, В35, температурних деформацій, а також прогинів плити перекриття наведені в додатку Г.

Таблиці розрахункового опору кладки при позакентровому стиску з ексцентриситетом навантаження 17 мм для каменів різної пустотності наведені в додатку Е.

Таблиця максимально допустимих напружень в кладці при позакентровому стиску для каменів різної пустотності наведені в додатку Ж.

На рис. 3.10 представлений графік залежності напружень в кладці, викликаних сумою дії розглянутих факторів, від марки каменю і розчину.

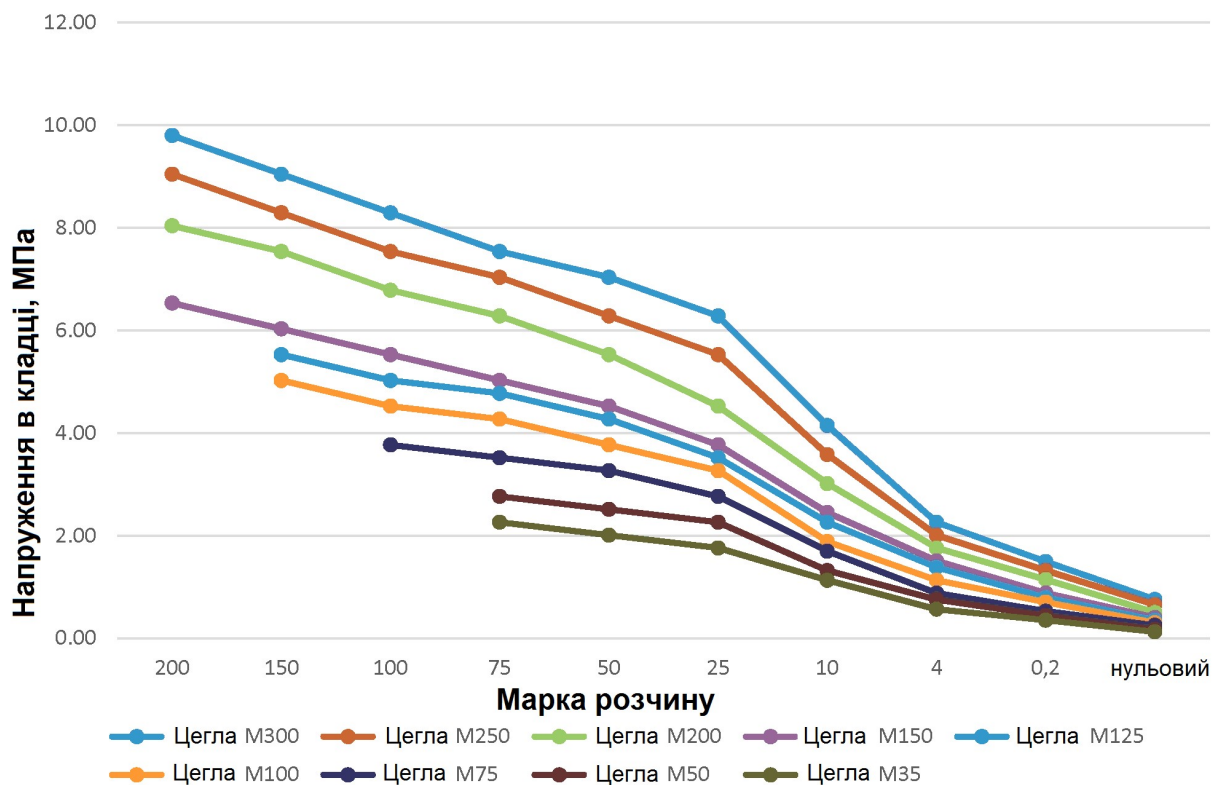


Рисунок 3.10 – Графік залежності напружень в кладці при впливі усадки бетону В30, температурних деформацій і прогину плити від марки каменю і розчину

На рис. 3.11 представлений графік залежності гранично допустимих напружень в кладці при позацентровому стиску від марки каменю і розчину при застосуванні каменів пустотністю вище 30%.

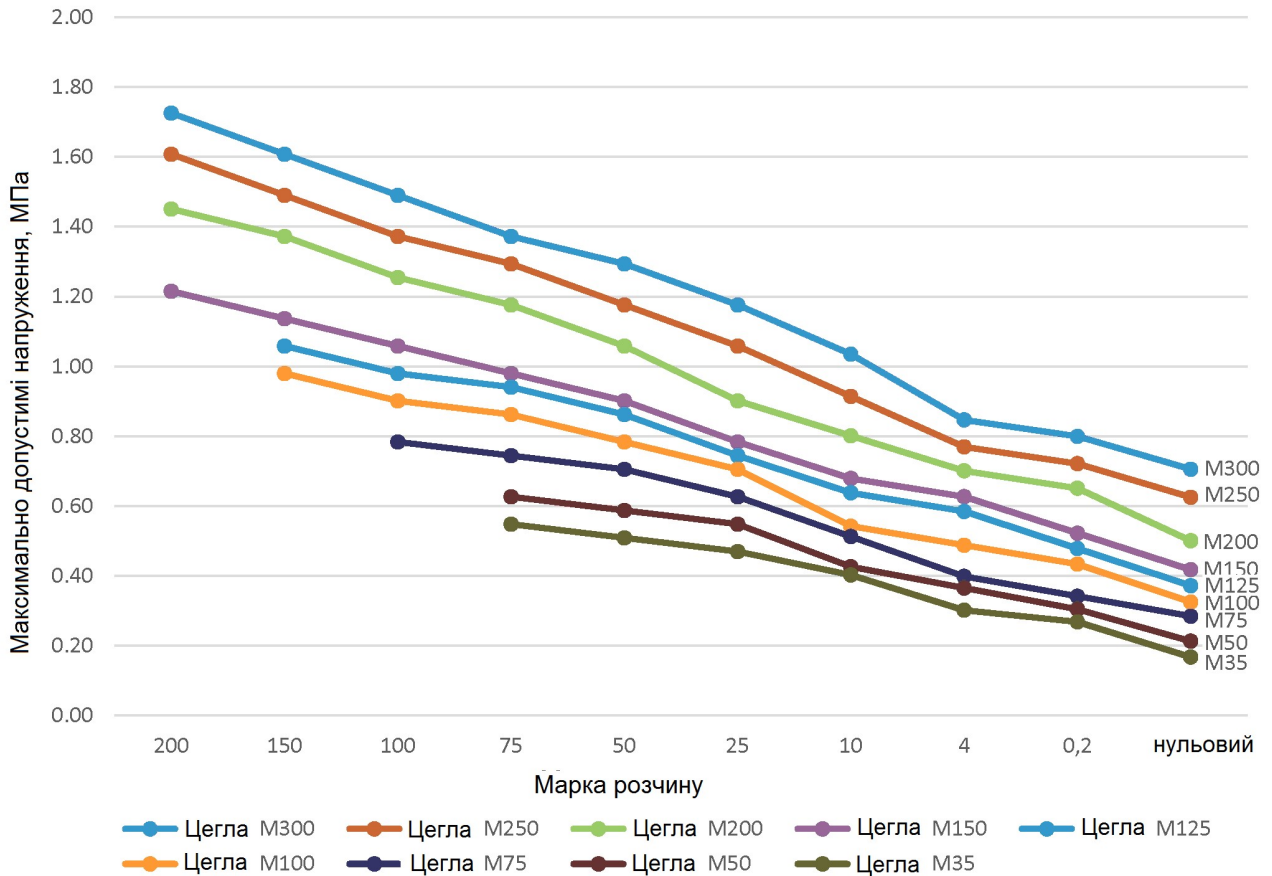


Рисунок 3.11 – Графік залежності максимально допустимих напружень в кладці при позацентровому стиску від марки каменю і розчину при пустотності каменю більш 30%

Кількісний показник перевантаження кладки наведено в табл. 3.4.

З табл. 3.4 видно, що перевантаження не настає лише в кладці, виконаній на розчині нульової міцності, що при виробництві робіт не піддається реалізації. Кладка на розчині нульової міцності в новому будівництві не застосовується. У всіх інших випадках кладка має перенапруження від 87 до 467%. Однак варто зазначити, що спостерігається тенденція зменшення перенапружень при застосуванні каменів і розчину низьких марок. Це видно на рис. 3.12.

Таблиця 3.4 – Кількісний показник перевантаження кладки

Марка цегли або каменю	Перевантаження кладки при впливі усадочних деформацій бетону В30, температурних впливів і прогинів плити, при позацентровому стиску із застосуванням каміння пустотністю понад 30%, %									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	467,57	462,27	456,14	448,95	443,43	433,77	300,33	166,88	86,82	6,75
250	462,27	456,14	448,95	443,43	433,77	421,96	291,47	160,98	82,69	4,39
200	453,87	448,95	440,41	433,77	421,96	401,42	276,06	150,71	75,50	0,28
150	437,20	430,11	421,96	412,51	401,42	380,61	260,46	140,31	68,21	-3,88
125		421,96	412,51	407,20	395,12	372,22	254,16	136,11	65,28	-5,56
100		412,51	401,42	395,12	380,61	362,88	247,16	131,44	62,01	-7,42
75			380,61	372,22	362,88	340,71	230,54	120,36	54,25	-11,86
50				340,71	327,41	312,20	209,15	106,10	44,27	-17,56
35				312,20	294,64	274,15	180,62	87,08	30,95	-25,17

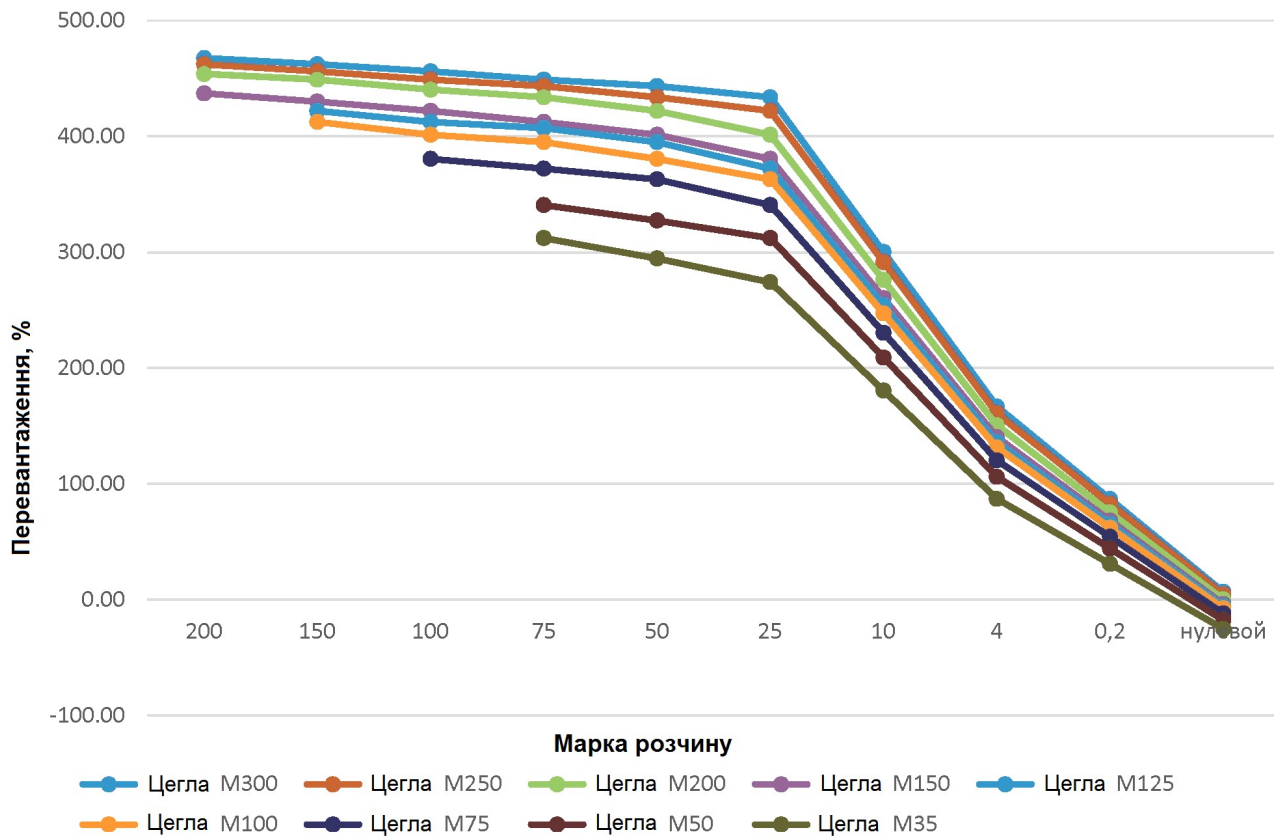


Рисунок 3.12 – Графік залежності перевантаження кладки при позацентровому стиску від марки каменю і розчину

Отже, за відсутності деформаційного шва в рівні стику розглянутої кладки з опорними елементами кладки, що знаходиться вище, великий ризик виникнення пошкоджень лицьового шару. Необхідно передбачити захисні заходи у вигляді устрою деформаційного шва.

3.11. Призначення висоти горизонтального деформаційного шва

В якості захисних заходів необхідно передбачити деформаційний шов в рівні стику кладки з опорним елементом кладки, що знаходиться вище.

Мінімальна висота деформаційного шва:

$$h_{\text{ГДШ}} = \varepsilon_m \sum_{i=1}^n \zeta_i \times \Delta l_i^d = 2 \cdot (2,5 \cdot 2,07 + 2 \cdot 0,63 + 2 \cdot 1,57) = 2 \cdot 9,575 \approx 20 \text{ мм}$$

де коефіцієнти ζ_i приймаються за табл. 3.5.

Таблиця 3.5 – Значення коефіцієнтів ζ_i

Фактор	Усадка	Температурні деформації	Прогин плити
Значення ζ_i	2,5	2	2

Таким чином, мінімальна висота ГДШ, обумовлена розрахунком за деформацією усадки, температурними деформаціями, а також прогином плити перекриття, становить 20 мм.

Величина коефіцієнта ε_m прийнята для розрахунку жорсткості матеріалу шва.

3.12. Висновки за результатами розрахунків

При виконанні розрахунків були визначені величини усадки ЗБ каркаса будівлі, температурних деформацій кладки, прогинів плити перекриття, напружень в лицьовій кладці при позацентровому стиску, обчислені

розрахункові опори лицьової кладки і гранично допустимі напруження в ній в залежності від марки каменю і розчину.

Напруження в кладці при впливі усадки, температурних деформацій і прогинів плити перекриття знаходяться в діапазоні 87...467%, причому в ході аналізу результатів розрахунку для різних типів кладки було встановлено, що перенапруження кладки знаходяться в прямій залежності від марки каменю і розчину.

На основі СЕ моделі було визначено, що місця ймовірного руйнування кладки при впливі усадки, температурних деформацій і прогинів плити перекриття знаходяться в нижній і верхній опорних зонах лицьового шару.

Відповідно до наведеного розрахунку, мінімальна висота ГДШ повинна складати 20 мм.

3.13. Рекомендації з улаштування горизонтальних деформаційних швів

При проектуванні та зведенні будівель, а також в ремонтаних будинках з багат шаровими зовнішніми стінами із застосуванням в якості лицьового шару навісної цегляної кладки для уникнення впливу несприятливих силових факторів необхідно передбачати влаштування горизонтальних деформаційних швів. До них застосовуються такі вимоги:

1. ГДШ необхідно влаштовувати в місцях стиків цегляної кладки з дисками перекриття, або опорними елементами, які працюють спільно з ними;
2. Висота горизонтального деформаційного шва призначається з умови несумісності роботи кладки стін і ЗБ каркаса будівлі при температурно-вологісних, усадочних і експлуатаційних деформаціях і повинна бути не менше 20 мм;
3. В якості матеріалів ГДШ необхідно застосовувати різні пружні гідроізоляційні мастики;

4. Застосовувані мастики повинні бути еластичними протягом всього терміну служби, ізолюючи кладку нижчих поверхів від навантажень, викликаних усадковими, температурно-вологісними і силовими деформаціями.

Слід відзначити, що необхідно вказувати в робочій документації устрій деформаційних швів, як особливо відповідального виду робіт, що вимагає складання акта огляду робіт із зазначенням довжини, що влаштовується, і мінімальної висоти деформаційних швів.

На рис. 3.13 наведено вузол обпирання з устроєм горизонтального деформаційного шва. Варто зазначити, що застосування сталевго куточка не завжди доцільно. Необхідно розробляти спеціальні опорні конструкції для обпирання лицьової кладки.

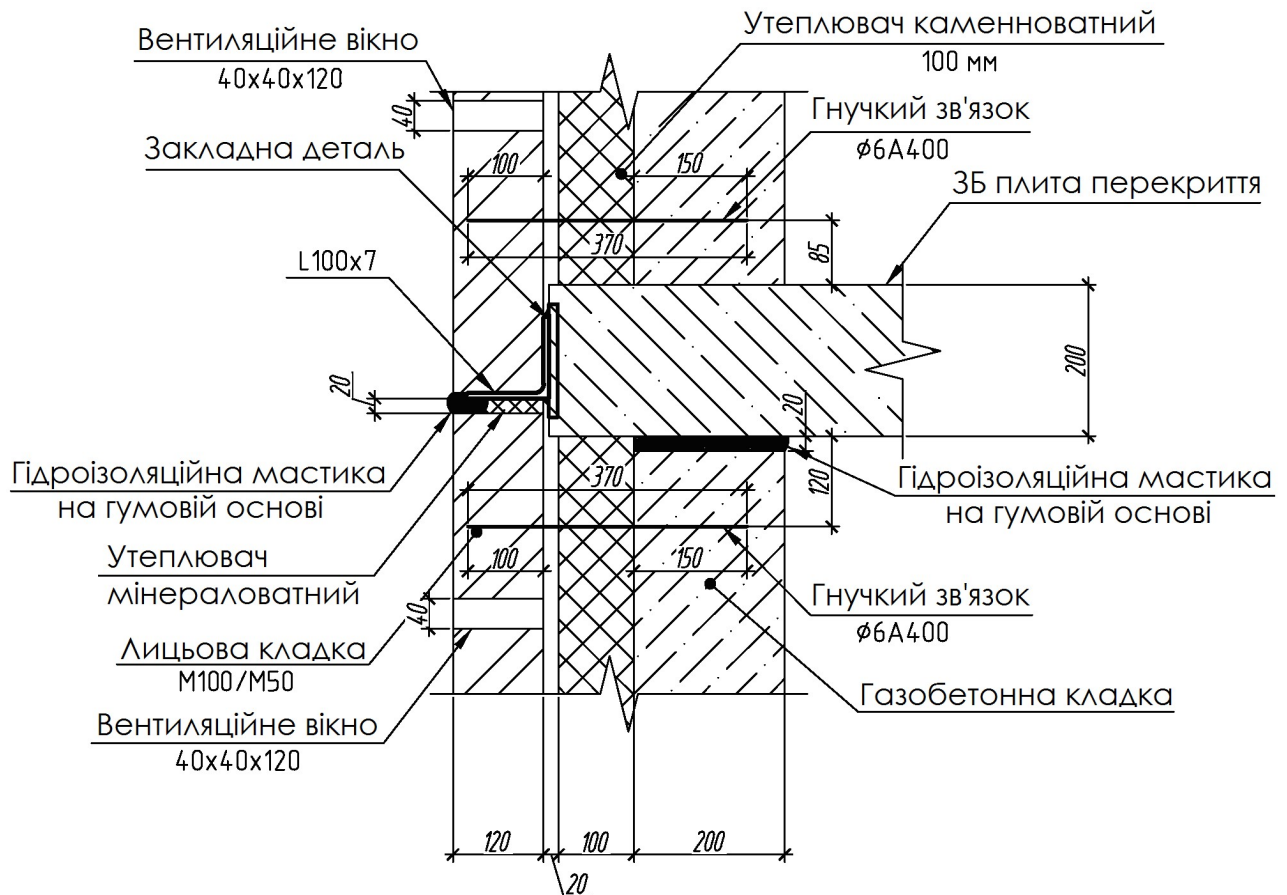


Рисунок 3.13 – Вузол обпирання лицьової кладки

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

При дослідженні питання підвищення експлуатаційної якості фасадів будівель з метою підвищення експлуатаційних якостей лицьового цегельного шару багатошарових огорожувальних конструкцій будівель з ЗБ каркасом було вивчено стан питання.

Проведено оцінку впливу на руйнування лицьової кладки, виконаної з каменів і розчинів різних марок, суми дії таких чинників, як усадка ЗБ каркаса будівлі в залежності від класу міцності застосовуваного бетону, температурні деформації кладки і прогин плити перекриття під дією експлуатаційних навантажень.

Основними причинами є: відсутність деформаційних швів, застосування багатопустотних каменів, застосування жорстких розчинів, застосування анкерів недостатню якість.

В ході обстежень будівель в м. Києві виявлено численні руйнування в зоні стиків кладки з дисками перекриття або опорними елементами.

У нормативній літературі не наводиться методик для розрахунку висоти або ширини деформаційних швів, що не дозволяє застосовувати їх по розрахунку.

У магістерській кваліфікаційної роботі запропонована методика розрахунку висоти горизонтального деформаційного шва. У загальному випадку висота деформаційного шва буде залежати від величини лінійної усадки ЗБ каркаса будівлі, температурних деформацій кладки і прогинів несучих конструкцій каркасу.

При виконанні розрахунків були визначені величини усадки ЗБ каркаса будівлі, температурних деформацій кладки, прогинів плити перекриття, напружень в лицьовій кладці при позацентровому стиску, обчислені розраховані розрахункові опори лицьової кладки і гранично допустимі напруження в ній в залежності від марки каменю і розчину.

На основі SE моделі було визначено, що місця ймовірного руйнування кладки при впливі усадки, температурних деформацій і прогинів плити перекриття знаходяться в нижній і верхній опорних зонах лицьового шару.

Відповідно до наведеного розрахунку, мінімальна висота ГДШ повинна складати 20 мм.

Напруження в кладці при впливі усадки, температурних деформацій і прогинів плити перекриття знаходяться в діапазоні 87-467%, причому в ході аналізу результатів розрахунку для різних типів кладки було встановлено, перенапруження кладки знаходяться в прямій залежності від марки каменю і розчину.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Г. Кузнецова. Слоистые кладки в каркасно-монолитном домостроении. Из опыта проектирования, монтажа и эксплуатации многослойных ограждающих конструкций с наружной облицовкой кирпичом или другими мелкоштучными изделиями. // Материалы и технологии. 2009. – №63. – С. 6-22.
2. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.– 100 с.
3. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.– 75 с.
4. СОУ ЖКГ 75.11-35077234.0015:2009. Житлові будинки. Правила визначення фізичного зносу житлових будинків. – К.: ЖКГ України, 2009. – 50 с.
5. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – К.: УкрНДНЦ, 2017. – 47 с.
6. ВСН 57-88 (р) Положение по техническому обследованию жилых зданий. – М.: Госкомархитектура 1981. – 65 с.
7. Гроздов В.Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия. – СПб.: Издательский Дом КН+, 2001. – 152 с.
8. Гроздов В.Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений. – СПб.: Издательский Дом КН+, 2001. – 152 с.
9. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – СПб.: Издательский Дом КН+, 2001. – 140 с.
10. Ищук М.К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. – М.: РИФ «Стройматериалы», 2009. – 360 с.
11. Ищук М.К. Причины дефектов наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки // Жилищное строительство, 2008. – № 3. – С. 28-31.

12. Орлович Р.Б., Деркач В.Н., Найчук А.Я. Об облицовочном слое слоистых каменных стен // Строительство и архитектура. 2010. – № 5. – С. 78-85.
13. Деркач В.Н. Повреждения керамической облицовки наружных стен многоэтажных каменных зданий // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура, 2010. – № 1. – С. 40-42.
14. Орлович Р.Б., Деркач В.Н. Сопряжение лицевого слоя сплошных каменных стен с плитами перекрытий // Промышленное и гражданское строительство, 2011. – № 11. – С. 60-63.
15. Орлович Р.Б., Горшков А.С., Зимин С.С. Применение камней с высокой пустотностью в облицовочном слое многослойных стен // Инженерно-строительный журнал, 2013. – №8. – С. 14-23.
16. Серикхалиев С.Б., Зимин С.С., Орлович Р.Б. Дефекты защитно-декоративной кирпичной облицовки фасадов каркасных зданий. // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014. – №5. – С. 28-38.
17. Закон України «Про архітектурну діяльність» // Відомості Верховної Ради України (ВВР), 1999. – №31, ст. 246.
18. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. // Учебник для вузов. 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
19. Деркач В.Н., Орлович Р.Б. Вопросы качества и долговечности облицовки слоистых каменных стен. // Инженерно-строительный журнал. №2. 2011. С. 42-47.
20. ДСТУ-Н Б В.2.6-202:2015. Настанова з проектування та улаштування конструкцій будівель із застосуванням виробів із ніздрюватого бетону. К.: Мінрегіон України, 2016. – 104 с.
21. ДСТУ Б В.2.6-207:2015. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій. – К.: Мінрегіон України, 2015. – 364 с.
22. Ищук М.К. Анализ напряжённо-деформированного состояния кладки лицевого слоя наружных стен. // Жилищное строительство, 2008. – №4.

23. Ищук М.К. Причины дефектов наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки. // Жилищное строительство, 2008. – №3. – С. 28-31.
24. Ищук М.К., Зуева А.В. Исследование напряженно-деформированного состояния лицевого слоя из кирпичной кладки при температурно-влажностных воздействиях. // Промышленное и гражданское строительство, 2007. – №3. – С. 40-43.
25. Ищук М.К. Опыт возведения наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки. // Технологии строительства, 2009. – №2. – С. 28-37.
26. Ищук М.К. Проблемы норм по проектированию каменных конструкций. // Строительные материалы, 2010. – №4. – С. 2-4.
27. Деркач В.Н., Орлович Р.Б., Зимин С.С. Повреждение каменного лицевого слоя в зоне сопряжения с железобетонными перекрытиями. // Инженерно-строительный журнал, 2015. – №8. – С. 30-37.
28. Зимин С.С., Романов Н.П., Романова О.В. Механизмы образования вертикальных трещин в угловой зоне на пересечении наружных стен. // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2015. – №9. – С. 34-43.
29. Баженов Ю.М. Технология бетона: Учебник для ВУЗов. – М.: АСВ, 2002. – 500 с.
30. Улыбин А.В., Ватин Н.И. Качество визуального обследования зданий и сооружений и методика его выполнения // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. – №10 (25). – С. 134 - 146.
31. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
32. Гроздов В. Т. О недостатках существующих проектных решений наружных навесных стен в многоэтажных монолитных железобетонных зданиях // Сборник трудов конференции «Дефекты зданий и сооружений». – СПб.: ВИТУ, 2006. – С. 1521.

33. Федотов С. Д., Улыбин А.В. Опыт обследования и специфика усиления кирпичных фасадов современных многоэтажных зданий. // Сборник материалов VII конференции. – СПб.: АОЗИС, 2016. – №7. – С. 284-295.
34. Выровой В.Н. Механизм усадки твердеющих и затвердевших композиционных строительных материалов. // Технологическая механика бетона: Сб. науч. тр. – Рига: РПИ, 1985. – С. 22-27.
35. Невилль А.М. Свойства бетона: Пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1972. – 344 с.
36. Щербаков Е.Н. О прогнозе величин деформаций ползучести и усадки тяжелого бетона в стадии проектирования конструкций. About the forecast of sizes of deformations of creep and shrinkage of concrete in a stage of designing. // Сборник трудов ЦНИИС. – М.: Транспорт, 1969. – №70. – С.20-54.
37. Alon F., Ferraris C.F., Wittmann F.H. Etude Experimentale du Retrait du Beton. Экспериментальные исследования усадки бетона. // Mater. and Struct, 1987. – №119. – pp. 323-333.
38. Микульский В.Г., Козлов В.В. Строительные материалы. Материаловедение. // Учебник для вузов в 2-х частях. 2 часть. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2004. – 536 с.
39. ДБН В.2.6-31:2016. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель (+ 2006, 2013). – К.: Мінрегіон України, 2016. – 33 с.
40. Page A.W., Brooks D.S. Design of masonry walls for vertical loading - a review of the provisions of the SAA Masonry Code // Transactions of the Institution of Engineers, Australia. Civil engineering, 1988. – Vol. CE30. – Issue 5. – Pp. 265-277.
41. Lin K., Totoev Y.Z., Liu H.J., Page A.W. Modeling of drystacked masonry panel confined by reinforced concrete frame // Archives of Civil and Mechanical Engineering. 2014. – Vol. 14. – Issue 3. – Pp. 497-509.
42. Muraier T. Edelstahl im zweishaligen MauerwerkSicherheit im Hintergrund // Mauerwerk, 2006. – №6. – Pp. 230-234.

43. EN 1996-2:2006 Eurocode 6. Design of masonry structures. Design considerations, selection of materials and execution of masonry.

44. Zhou X., Chen P., Wang Y. Finite element calculation and experiment comparison about masonry-infilled frame structure considering connection ways between infill wall and frame // World Information on Earthquake Engineering, 2015. – Vol. 31. – Issue 2. – Pp. 188-195.

45. Эпиштейн С.А. Подбор состава бетона. // – Киев: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре УССР. 1959, – 88 с.

46. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 132 с.

ДОДАТКИ

Терміни та визначення

Анкер – кріпильний виріб, який різними способами закріплюється в несучій підставі і утримує будь-яку конструкцію [18].

Деформаційний шов – зазор між двома частинами конструкції або різними конструкціями, що виконує функцію поділу їх можливої спільної роботи [7].

Деформація – вимушена зміна форми тіла під дією зовнішніх факторів [29].

Цегляна кладка – це конструкція з покладених у певному порядку і скріплених між собою будівельним розчином цеглин [2].

Лицьовий цегляний шар – зовнішній шар шаруватої кладки, що виконує декоративні функції, а також для захисту утеплювача від намокання [10].

Багат шарова конструкція – конструкція, що складається з декількох матеріалів, відмінних за складом і фізико-механічними властивостями, що укладаються або зводяться друг на друга пошарово [10].

Монолітний залізобетон – конструкція цілісного образу, що складається з арматури та затверділої бетонної суміші, бетону. Монолітним називають залізобетон, виготовлений безпосередньо на будівельному майданчику [18].

Шарувата кладка – кладка, що має в своєму складі два і більше шарів [10].

Суцільна лицьова цегляна кладка – лицьовий шар цегляної кладки, виконаний на всю висоту будівлі без розрізання дисками перекриття.

Температурні деформації – деформації, викликані появою різниці температур на різних поверхнях елемента і обумовлені температурним розширенням матеріалу [35].

Тріщина – екстремальний дефект, який представляє собою області з повністю порушеними міжатомними зв'язками (берега тріщин) і частково порушеними міжатомними зв'язками (вершина тріщини) [29].

Усадка – процес, який визначає зміну розмірів і об'єму матеріалів у готовій споруді або конструкції в сторону зменшення [37].

Додаток Б

Таблиця Б1 – Значення початкового модуля пружності кладки в залежності від марок каменю і розчину

Марка цегли або каменю	Модуль пружності E, МПа, кладки з цегли всіх видів і керамічних каменів з щілиноподібними вертикальними пустотами шириною до 12 мм при висоті ряду кладки 50 150 мм на важких розчинах									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	12388	11435	10482	9529	8894	7941	5241	2859	1890	953
250	11435	10482	9529	8894	7941	6988	4526	2541	1668	826
200	10165	9529	8576	7941	6988	5718	3812	2224	1445	635
150	8259	7624	6988	6353	5718	4765	3097	1906	1112	508
125	-	6988	6353	6035	5400	4447	2859	1747	1001	445
100	-	6353	5718	5400	4765	4129	2382	1429	889	381
75	-	-	4765	4447	4129	3494	2144	1112	667	318
50	-	-	-	3494	3176	2859	1668	953	556	222
35	-	-	-	2859	2541	2224	1429	715	445	159

Додаток В

Результати досліджень з усадки бетону різних класів міцності наведені в таблиці В1.

Таблиця В1 – Усадка бетону різних марок

Марка бетону	Клас міцності	в/ц	ЦТ, %	А/Р, см	Вологість, %	Макс усадка, мм/м	ζ_1	ζ_2	ζ_3	ζ_4	Кінцева усадка, мм/м
М200	В15	0,86	0,13	2,5	60	0,84	1,38	0,55	0,84	1	0,54
М250	В20	0,75	0,14	2,5	60	0,84	1,3	0,6	0,84	1	0,55
М300	В25	0,67	0,15	2,5	60	0,84	1,2	0,7	0,84	1	0,59
М400	В30	0,55	0,17	2,5	60	0,84	1,15	0,85	0,84	1	0,69
М450	В35	0,50	0,18	2,5	60	0,84	1,1	1,05	0,84	1	0,81

Результати підбору складу бетону наведені в таблиці В2.

Таблиця В2 – Підбір складу бетону

Витрата цементу, кг	Витрата води, л	Витрата піску, кг	Витрата щебеню, кг	П	Щ	Міцність бетону, кгс/м ²	Міцність цементу, кгс/м ²	Марка бетону	Клас міцності
169,2	145,00	605,2	1430	2,8	4,8	200	500	М200	В15
193,3	145,00	584,6	1430	2,1	3,9	250	500	М250	В20
217,5	145,00	563,9	1430	1,9	3,7	300	500	М300	В25
265,8	145,00	522,8	1430	1,2	2,7	400	500	М400	В30
289,95	145,00	502,15	1430	1,1	2,5	450	500	М450	В35

Додаток Г

Таблиця Г1 – Напруження в кладці від впливу усадки бетону В15, температурних деформацій кладки і прогинів плити перекриття

Марка цегли або каменю	Напруження в кладці від усадки бетону В15, температурних деформацій і прогинів плити перекриття, σ_1 , МПа									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	8,73	8,06	7,39	6,72	6,27	5,60	3,69	2,02	1,33	0,67
250	8,06	7,39	6,72	6,27	5,60	4,93	3,19	1,79	1,18	0,58
200	7,17	6,72	6,05	5,60	4,93	4,03	2,69	1,57	1,02	0,45
150	5,82	5,37	4,93	4,48	4,03	3,36	2,18	1,34	0,78	0,36
125		4,93	4,48	4,25	3,81	3,13	2,02	1,23	0,71	0,31
100		4,48	4,03	3,81	3,36	2,91	1,68	1,01	0,63	0,27
75			3,36	3,13	2,91	2,46	1,51	0,78	0,47	0,22
50				2,46	2,24	2,02	1,18	0,67	0,39	0,16
35				2,02	1,79	1,57	1,01	0,50	0,31	0,11

Таблиця Г2 – Напруження в кладці від впливу усадки бетону В20, температурних деформацій кладки і прогинів плити перекриття

Марка цегли або каменю	Напруження в кладці від усадки бетону В20, температурних деформацій і прогинів плити перекриття, σ_2 , МПа									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	8,83	8,16	7,48	6,80	6,34	5,66	3,74	2,04	1,35	0,68
250	8,16	7,48	6,80	6,34	5,66	4,98	3,23	1,81	1,19	0,59
200	7,25	6,80	6,12	5,66	4,98	4,08	2,72	1,59	1,03	0,45
150	5,89	5,44	4,98	4,53	4,08	3,40	2,21	1,36	0,79	0,36
125		4,98	4,53	4,30	3,85	3,17	2,04	1,25	0,71	0,32
100		4,53	4,08	3,85	3,40	2,94	1,70	1,02	0,63	0,27
75			3,40	3,17	2,94	2,49	1,53	0,79	0,48	0,23
50				2,49	2,27	2,04	1,19	0,68	0,40	0,16
35				2,04	1,81	1,59	1,02	0,51	0,32	0,11

Таблиця Г3 – Напруження в кладці від впливу усадки бетону В25, температурних деформацій кладки і прогинів плити перекриття

Марка цегли або каменю	Напруження в кладці від усадки бетону В25, температурних деформацій і прогинів плити перекриття, σ_3 , МПа									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	9,13	8,42	7,72	7,02	6,55	5,85	3,86	2,11	1,39	0,70
250	8,42	7,72	7,02	6,55	5,85	5,15	3,33	1,87	1,23	0,61
200	7,49	7,02	6,32	5,85	5,15	4,21	2,81	1,64	1,06	0,47
150	6,08	5,62	5,15	4,68	4,21	3,51	2,28	1,40	0,82	0,37
125		5,15	4,68	4,45	3,98	3,28	2,11	1,29	0,74	0,33
100		4,68	4,21	3,98	3,51	3,04	1,76	1,05	0,66	0,28
75			3,51	3,28	3,04	2,57	1,58	0,82	0,49	0,23
50				2,57	2,34	2,11	1,23	0,70	0,41	0,16
35				2,11	1,87	1,64	1,05	0,53	0,33	0,12

Таблиця Г4 – Напруження в кладці від впливу усадки бетону В30, температурних деформацій кладки і прогинів плити перекриття

Марка цегли або каменю	Напруження в кладці від усадки бетону В30, температурних деформацій і прогинів плити перекриття, σ_4 , МПа									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	0,2	0,2	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	9,79	9,04	8,29	7,53	7,03	6,28	4,14	2,26	1,49	0,75
250	9,04	8,29	7,53	7,03	6,28	5,52	3,58	2,01	1,32	0,65
200	8,04	7,53	6,78	6,28	5,52	4,52	3,01	1,76	1,14	0,50
150	6,53	6,03	5,52	5,02	4,52	3,77	2,45	1,51	0,88	0,40
125		5,52	5,02	4,77	4,27	3,52	2,26	1,38	0,79	0,35
100		5,02	4,52	4,27	3,77	3,26	1,88	1,13	0,70	0,30
75			3,77	3,52	3,26	2,76	1,70	0,88	0,53	0,25
50				2,76	2,51	2,26	1,32	0,75	0,44	0,18
35				2,26	2,01	1,76	1,13	0,57	0,35	0,13

Таблиця Г5 – Напруження в кладці від впливу усадки бетону В35, температурних деформацій кладки і прогинів плити перекриття

Марка цегли або каменю	Напруження в кладці від усадки бетону В35, температурних деформацій і прогинів плити перекриття, σ_5 , МПа									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	0,2	нульовій	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	10,66	9,84	9,02	8,20	7,65	6,83	4,51	2,46	1,63	0,82
250	9,84	9,02	8,20	7,65	6,83	6,01	3,89	2,19	1,43	0,71
200	8,74	8,20	7,38	6,83	6,01	4,92	3,28	1,91	1,24	0,55
150	7,10	6,56	6,01	5,46	4,92	4,10	2,66	1,64	0,96	0,44
125		6,01	5,46	5,19	4,64	3,83	2,46	1,50	0,86	0,38
100		5,46	4,92	4,64	4,10	3,55	2,05	1,23	0,77	0,33
75			4,10	3,83	3,55	3,01	1,84	0,96	0,57	0,27
50				3,01	2,73	2,46	1,43	0,82	0,48	0,19
35				2,46	2,19	1,91	1,23	0,61	0,38	0,14

Графіки залежності напружень в кладці при впливі усадки бетону, температурних деформацій і прогину плити від марки каменю і розчину

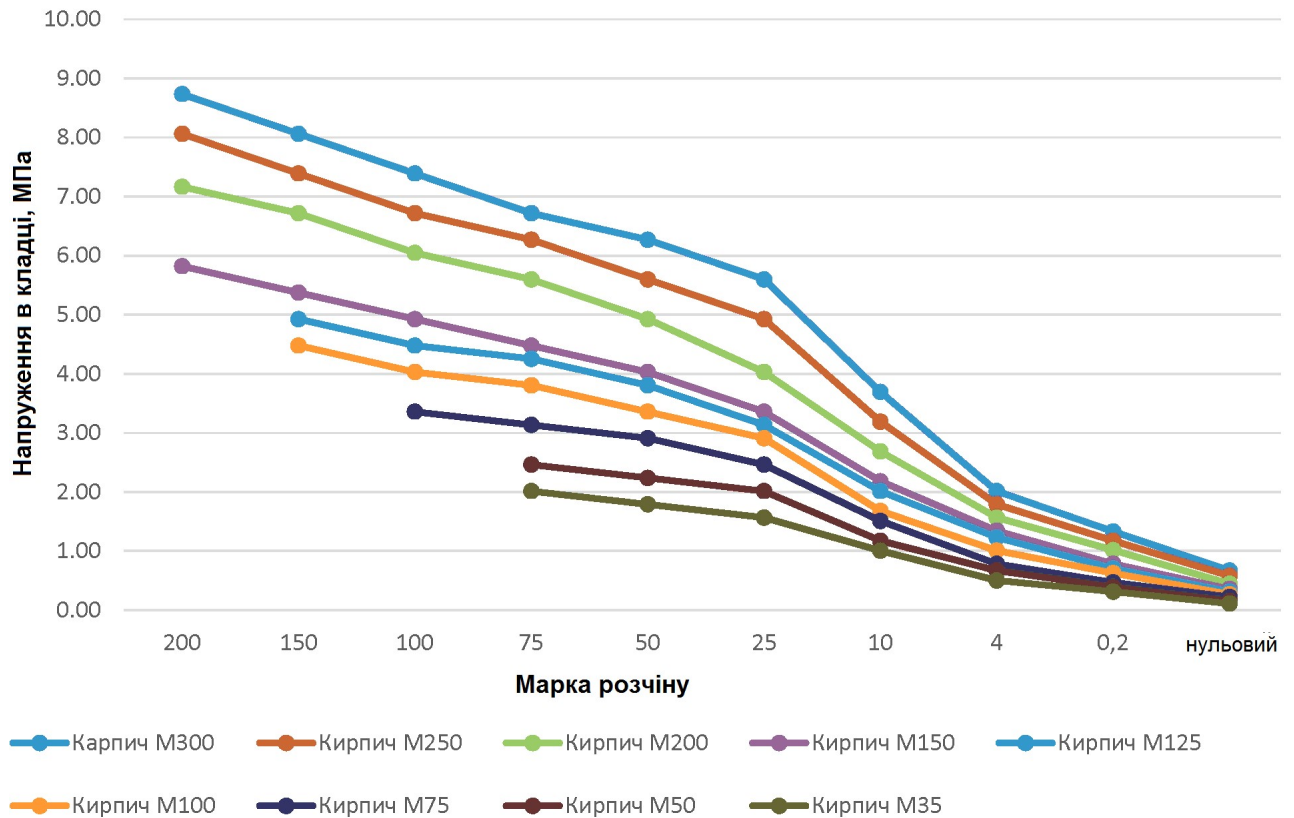


Рисунок Д1 –Графік залежності напружень в кладці при впливі усадки бетону В15, температурних деформацій і прогину плити від марки каменю і розчину

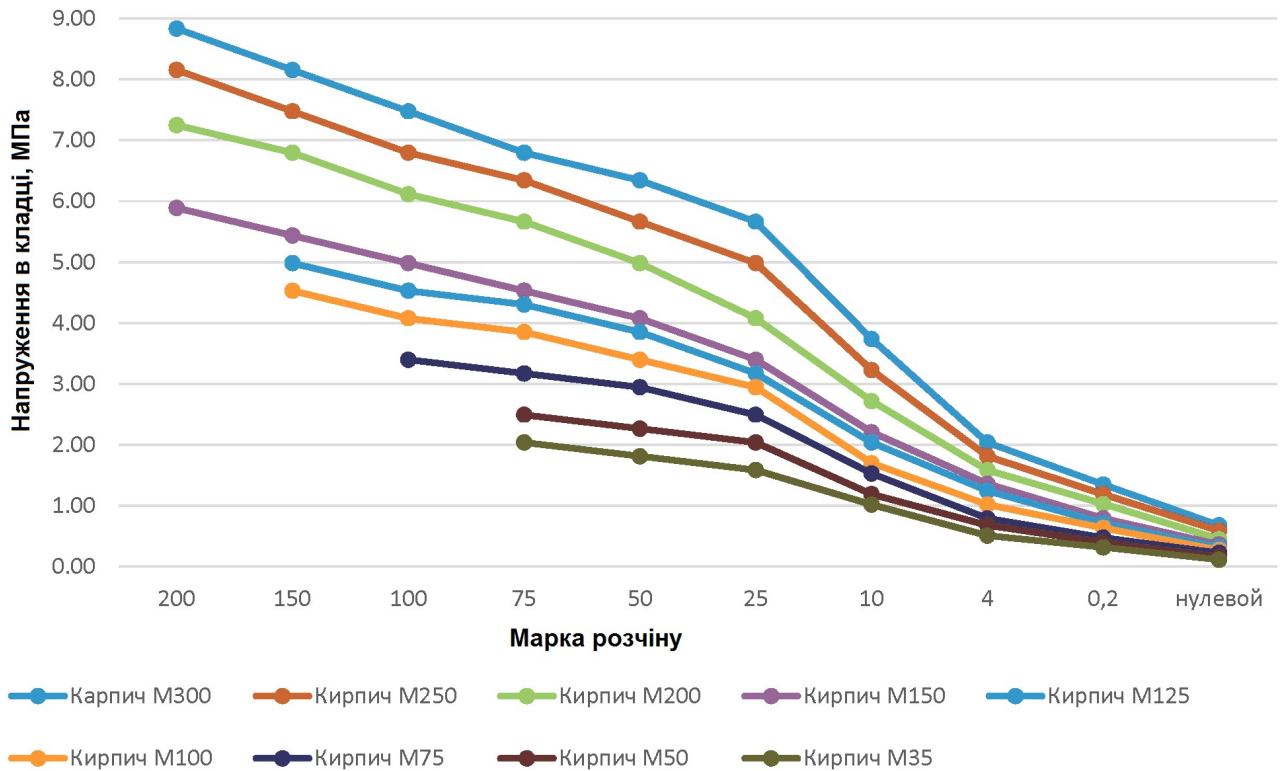


Рисунок Д2 – Графік залежності напружень в кладці при впливі усадки бетону В20, температурних деформацій і прогину плити від марки каменю і розчину

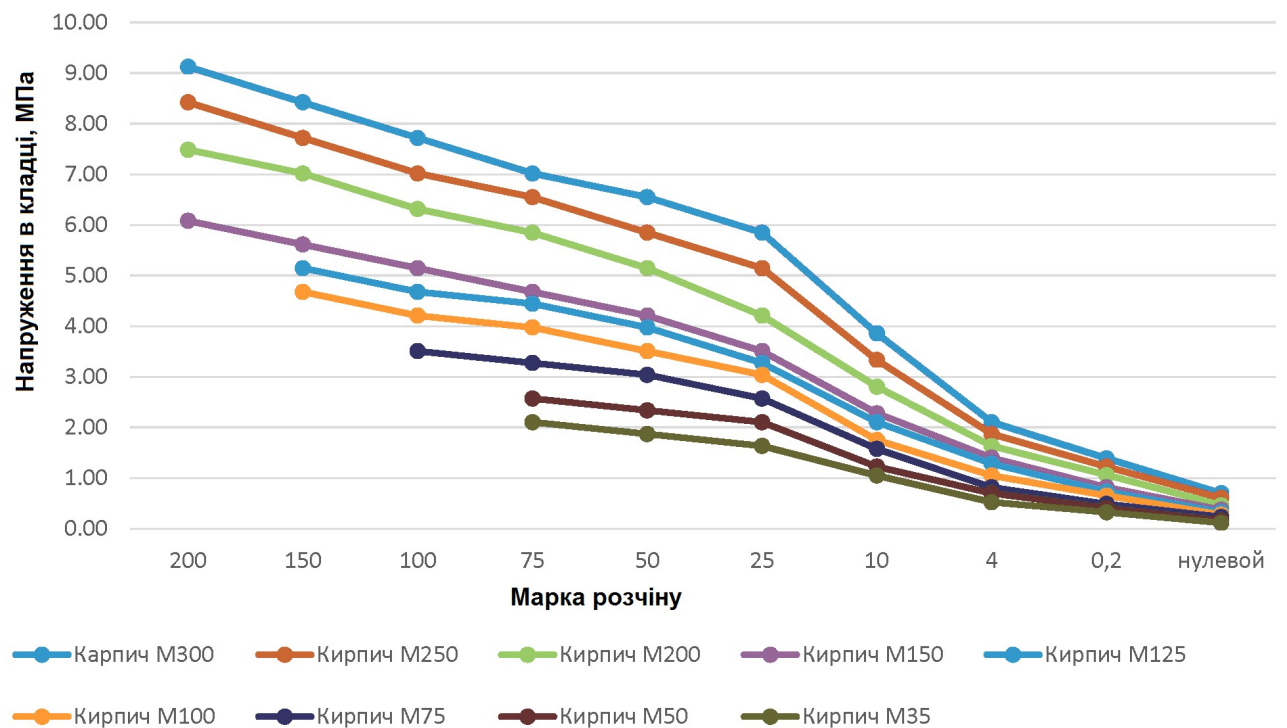


Рисунок Д3 – Графік залежності напружень в кладці при впливі усадки бетону В25, температурних деформацій і прогину плити від марки каменю і розчину

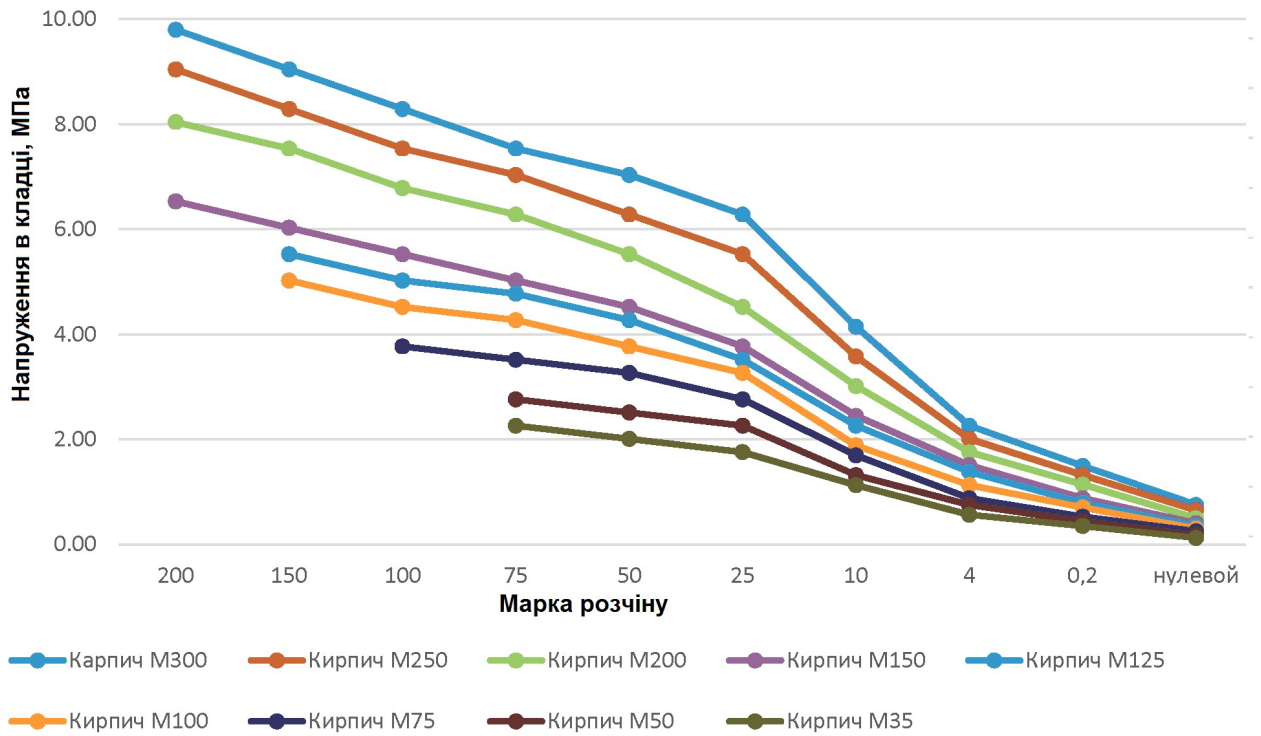


Рисунок Д4 – Графік залежності напружень в кладці при впливі усадки бетону В30, температурних деформацій і прогину плити від марки каменю і розчину

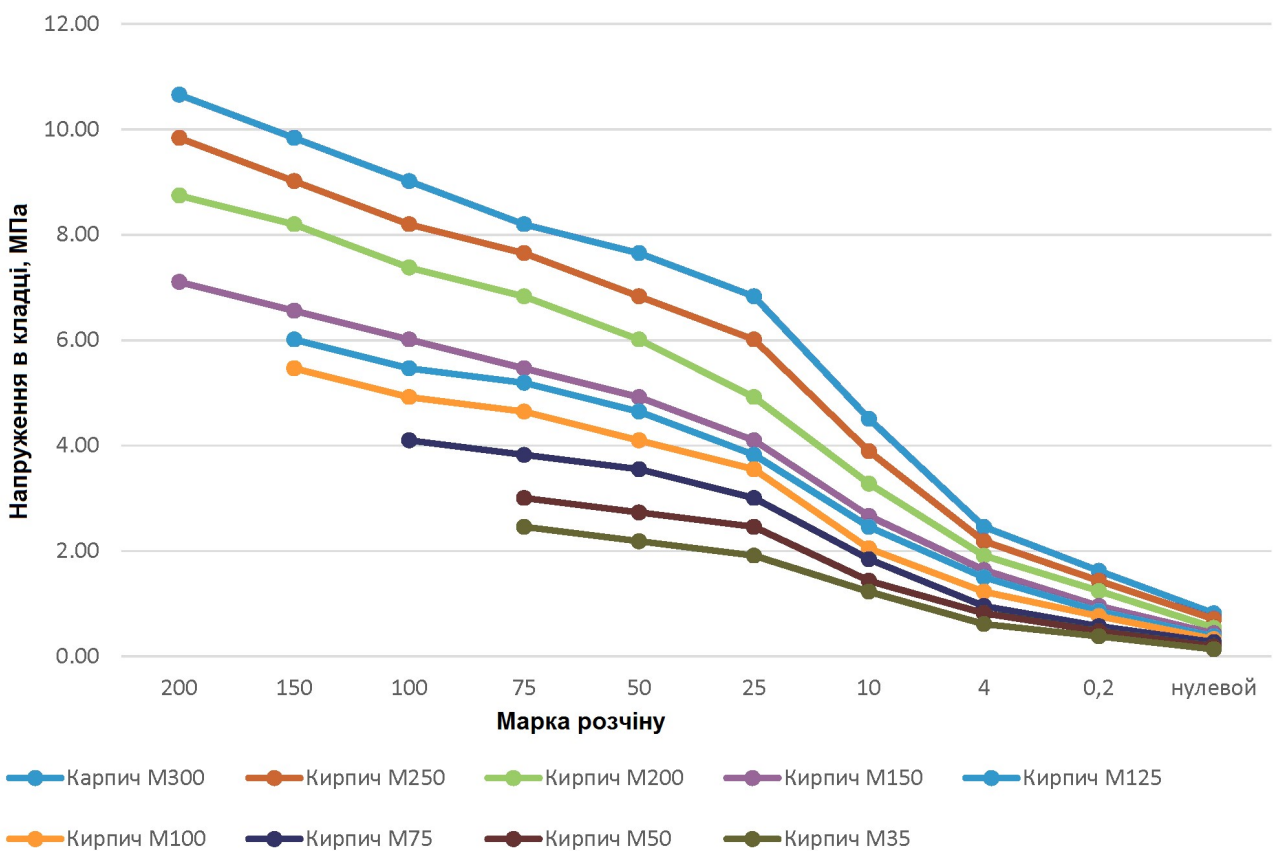


Рисунок Д5 – Графік залежності напружень в кладці при впливі усадки бетону В35, температурних деформацій і прогину плити від марки каменю і розчину

Розрахунковий опір кладки при позацентровому стиску при
різної порожнечності каменю

Таблиця Е1– Розрахунковий опір кладки при позacentровому стиску визначається для армованої кладки з цегли всіх видів і керамічних каменів з пустотністю до 20%

Марка цегли або каменю	Розрахункові опори R_{skb} , МПа, при позacentровому стиску визначаються для армованої кладки з цегли всіх видів і керамічних каменів з пустотністю до 20%									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	4.89	4.59	4.29	3.99	3.79	3.49	3.08	2.52	2.38	2.10
250	4.59	4.29	3.99	3.79	3.49	3.19	2.76	2.32	2.18	1.89
200	4.19	3.99	3.69	3.49	3.19	2.79	2.48	2.17	2.02	1.55
150	3.59	3.39	3.19	2.99	2.79	2.49	2.16	2.00	1.66	1.33
125	-	3.19	2.99	2.89	2.69	2.39	2.05	1.88	1.54	1.20
100	-	2.99	2.79	2.69	2.49	2.29	1.76	1.59	1.41	1.06
75	-	-	2.49	2.39	2.29	2.09	1.71	1.33	1.14	0.95
50	-	-	-	2.09	1.99	1.89	1.47	1.26	1.05	0.74
35	-	-	-	1.89	1.79	1.69	1.45	1.09	0.97	0.61

Таблиця Е2 – Розрахунковий опір кладки при позацентровому стиску визначається для армованої кладки з цегли всіх видів і керамічних каменів з пустотністю до 20-30%

Марка цегли або каменю	Розрахункові опори R_{skb} , МПа, при позацентровому стиску визначаються для армованої кладки з цегли всіх видів і керамічних каменів з пустотністю 20-30%									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	4.65	4.35	4.05	3.75	3.55	3.25	2.86	2.34	2.21	1.95
250	4.35	4.05	3.75	3.55	3.25	2.95	2.54	2.14	2.01	1.74
200	3.95	3.75	3.45	3.25	2.95	2.55	2.26	1.98	1.84	1.41
150	3.35	3.15	2.95	2.75	2.55	2.25	1.95	1.80	1.50	1.20
125	-	2.95	2.75	2.65	2.45	2.15	1.84	1.69	1.38	1.07
100	-	2.75	2.55	2.45	2.25	2.05	1.57	1.42	1.26	0.94
75	-	-	2.25	2.15	2.05	1.85	1.51	1.17	1.01	0.84
50	-	-	-	1.85	1.75	1.65	1.28	1.10	0.91	0.64
35	-	-	-	1.65	1.55	1.45	1.24	0.93	0.83	0.52

Таблиця ЕЗ – Розрахунковий опір кладки при позацентровому стиску визначається для армованої кладки з цегли всіх видів і керамічних каменів з пустотністю більше 30%

Марка цегли або каменю	Розрахункові опори R_{skb} , МПа, при позацентровому стиску визначаються для армованої кладки з цегли всіх видів і керамічних каменів з пустотністю більш 30%									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	4.40	4.10	3.80	3.50	3.30	3.00	2.64	2.16	2.04	1.80
250	4.10	3.80	3.50	3.30	3.00	2.70	2.33	1.96	1.84	1.59
200	3.70	3.50	3.20	3.00	2.70	2.30	2.04	1.79	1.66	1.28
150	3.10	2.90	2.70	2.50	2.30	2.00	1.73	1.60	1.33	1.07
125	-	2.70	2.50	2.40	2.20	1.90	1.63	1.49	1.22	0.95
100	-	2.50	2.30	2.20	2.00	1.80	1.38	1.24	1.11	0.83
75	-	-	2.00	1.90	1.80	1.60	1.31	1.02	0.87	0.73
50	-	-	-	1.60	1.50	1.40	1.09	0.93	0.78	0.54
35	-	-	-	1.40	1.30	1.20	1.03	0.77	0.68	0.43

Гранично допустимі напруження в кладці з каменів різної
пустотності

Таблиця Ж1 – Гранично допустимі напруження в кладці з каменів пустотністю до 20%

Марка цегли або каменю	Гранично допустимі напруження $[\sigma]$, МПа, при позацентровому стиску кладки з цегли пустотністю до 20% при висоті ряду кладки 50-150 мм на важких розчинах									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	1.92	1.80	1.69	1.57	1.49	1.37	1.21	0.99	0.93	0.82
250	1.80	1.69	1.57	1.49	1.37	1.25	1.08	0.91	0.85	0.74
200	1.65	1.57	1.45	1.37	1.25	1.10	0.97	0.85	0.79	0.61
150	1.41	1.33	1.25	1.18	1.10	0.98	0.85	0.78	0.65	0.52
125		1.25	1.18	1.14	1.06	0.94	0.81	0.74	0.60	0.47
100		1.18	1.10	1.06	0.98	0.90	0.69	0.62	0.55	0.42
75			0.98	0.94	0.90	0.82	0.67	0.52	0.45	0.37
50				0.82	0.78	0.74	0.58	0.50	0.41	0.29
35				0.74	0.70	0.66	0.57	0.43	0.38	0.24

Таблиця Ж2 – Гранично допустимі напруження в кладці з каменів пустотністю до 20-30%

Марка цегли або каменю	Гранично допустимі напруження $[\sigma]$, МПа, при позacentровому стиску кладки з цегли пустотністю 20-30% при висоті ряду кладки 50 -150 мм на важких розчинах									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	1.82	1.71	1.59	1.47	1.39	1.27	1.12	0.92	0.87	0.76
250	1.71	1.59	1.47	1.39	1.27	1.16	1.00	0.84	0.79	0.68
200	1.55	1.47	1.35	1.27	1.16	1.00	0.89	0.78	0.72	0.56
150	1.31	1.23	1.16	1.08	1.00	0.88	0.76	0.71	0.59	0.47
125		1.16	1.08	1.04	0.96	0.84	0.72	0.66	0.54	0.42
100		1.08	1.00	0.96	0.88	0.80	0.62	0.56	0.49	0.37
75			0.88	0.84	0.80	0.72	0.59	0.46	0.40	0.33
50				0.72	0.69	0.65	0.50	0.43	0.36	0.25
35				0.65	0.61	0.57	0.49	0.36	0.32	0.20

Таблиця ЖЗ – Гранично допустимі напруження в кладці з каменів пустотністю понад 30%

Марка цегли або каменю	Гранично допустимі напруження $[\sigma]$, МПа, при позацентровому стиску кладки з цегли пустотністю більше 30% при висоті ряду кладки 50 - 150 мм на важких розчинах									
	при марці розчину								при міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовій
300	1.73	1.61	1.49	1.37	1.29	1.18	1.04	0.85	0.80	0.71
250	1.61	1.49	1.37	1.29	1.18	1.06	0.91	0.77	0.72	0.63
200	1.45	1.37	1.25	1.18	1.06	0.90	0.80	0.70	0.65	0.50
150	1.22	1.14	1.06	0.98	0.90	0.78	0.68	0.63	0.52	0.42
125		1.06	0.98	0.94	0.86	0.74	0.64	0.58	0.48	0.37
100		0.98	0.90	0.86	0.78	0.71	0.54	0.49	0.43	0.33
75			0.78	0.74	0.71	0.63	0.51	0.40	0.34	0.28
50				0.63	0.59	0.55	0.43	0.37	0.30	0.21
35				0.55	0.51	0.47	0.40	0.30	0.27	0.17

Графіки залежності максимально допустимих напружень в кладці при
позацентровому стиску від марки каменю і розчину при різній
пустотності каменю

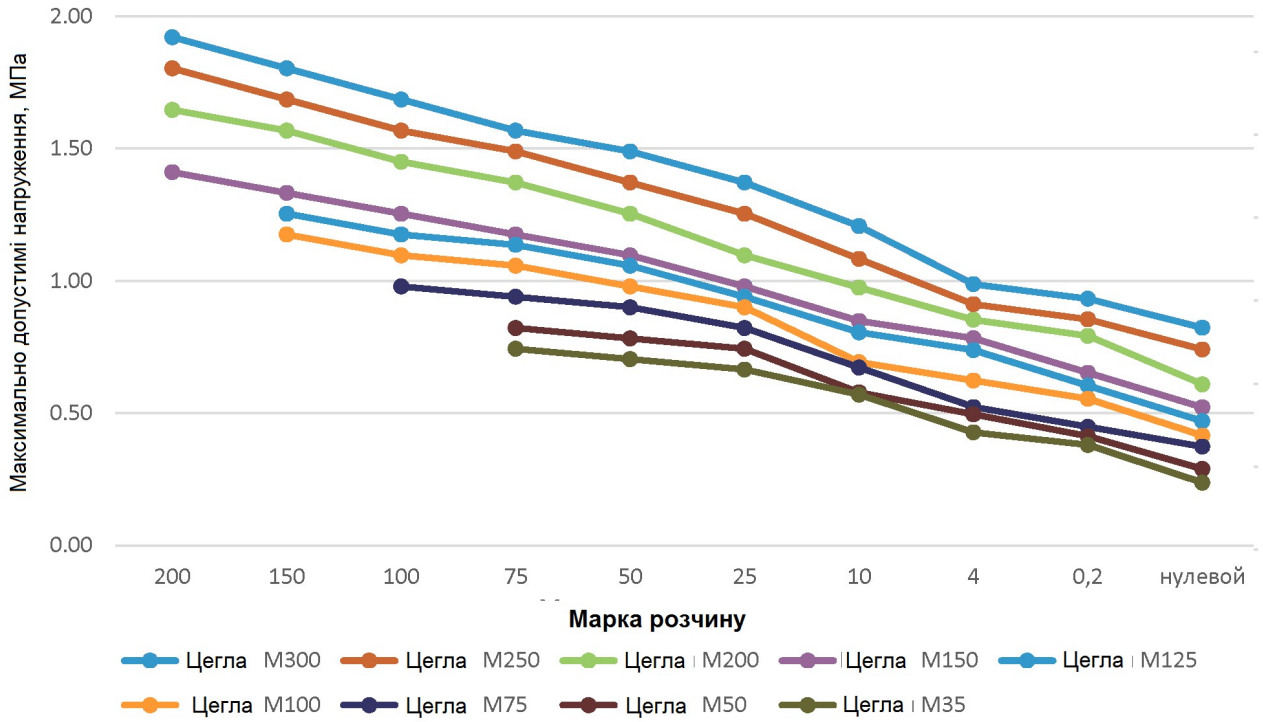


Рисунок К1 – Графік залежності максимально допустимих напружень в кладці при позacentровому стиску від марки каменю і розчину при пустотності каменю менш 20%

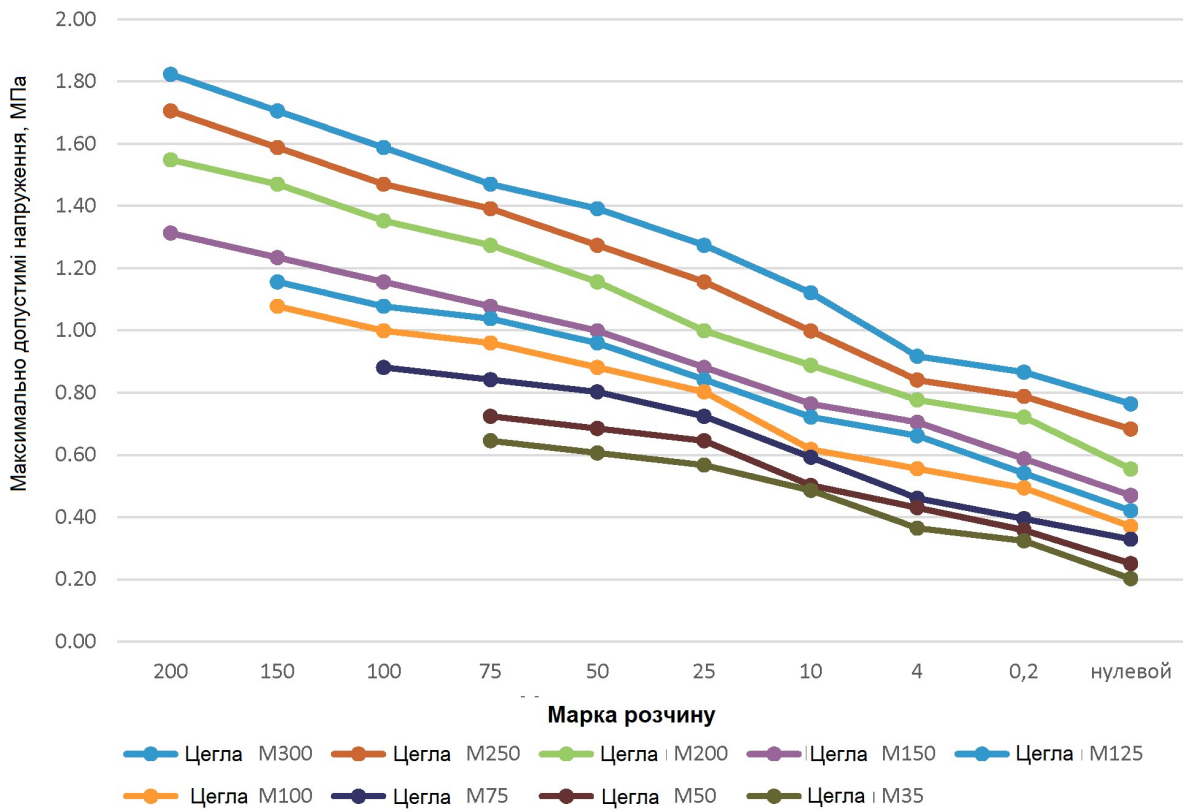


Рисунок К2 – Графік залежності максимально допустимих напружень в кладці при позacentровому стиску від марки каменю і розчину при пустотності каменю 20-30%

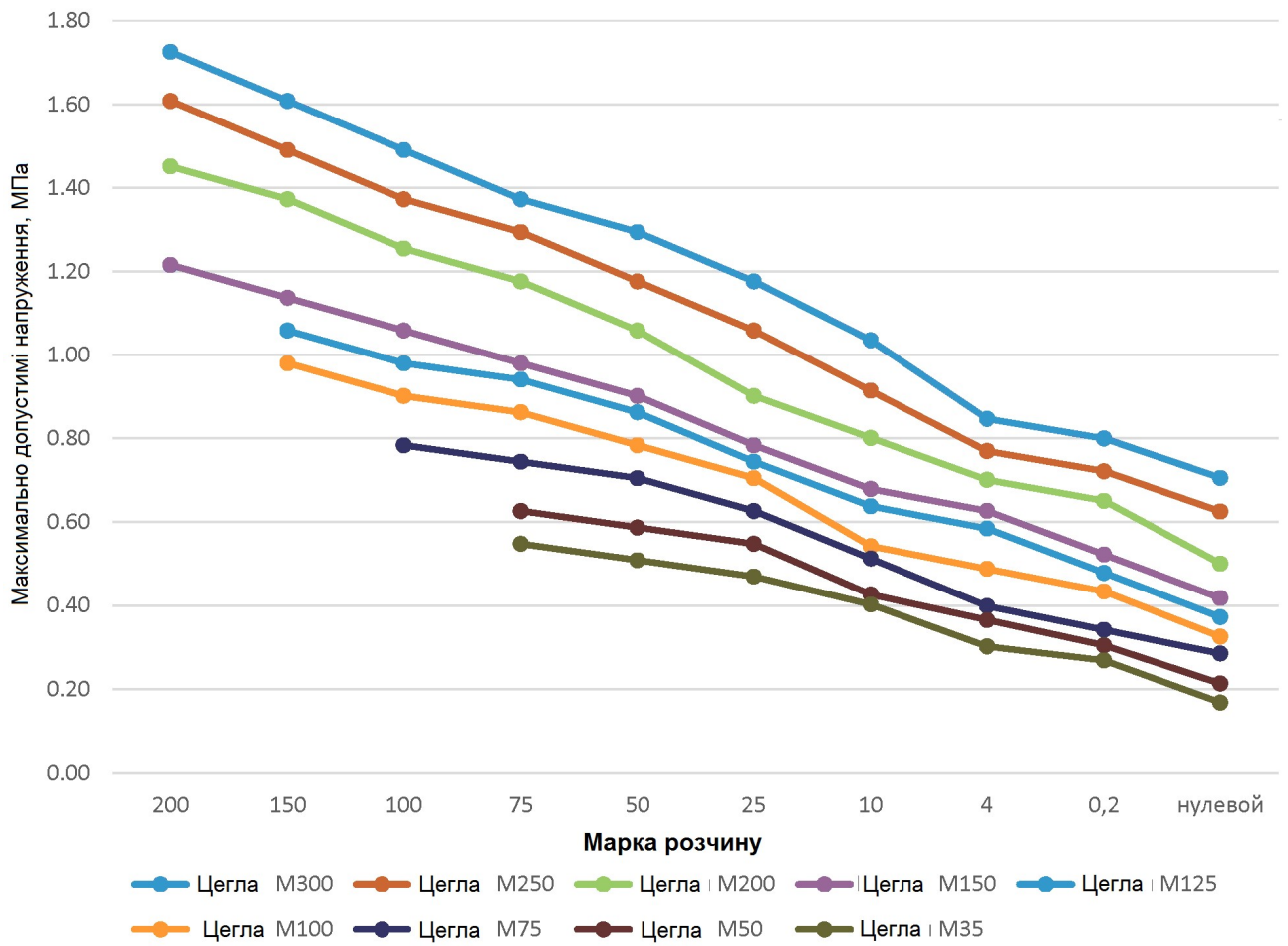


Рисунок К3 – Графік залежності максимально допустимих напружень в кладці при позacentровому стиску від марки каменю і розчину при пустотності каменю понад 30%

Таблиця М1 –Залежність величини лінійної усадки ЗБ каркаса будівлі від його висоти

Поверх	Величина усадки каркаса будівлі, мм					
	Висота, мм	Клас міцності бетону, що використовується				
		В15	В20	В25	В30	В35
0	0	0.00	0	0	0	0
1	3000	1.61	1.65	1.78	2.07	2.44
2	6000	3.21	3.30	3.56	4.14	4.89
3	9000	4.82	4.95	5.33	6.21	7.33
4	12000	6.43	6.60	7.11	8.28	9.78
5	15000	8.03	8.26	8.89	10.35	12.22
6	18000	9.64	9.91	10.67	12.42	14.67
7	21000	11.25	11.56	12.45	14.48	17.11
8	24000	12.85	13.21	14.22	16.55	19.56
9	27000	14.46	14.86	16.00	18.62	22.00
10	30000	16.07	16.51	17.78	20.69	24.45
11	33000	17.67	18.16	19.56	22.76	26.89
12	36000	19.28	19.81	21.34	24.83	29.34
13	39000	20.89	21.46	23.12	26.90	31.78
14	42000	22.49	23.12	24.89	28.97	34.23
15	45000	24.10	24.77	26.67	31.04	36.67
16	48000	25.71	26.42	28.45	33.11	39.12
17	51000	27.31	28.07	30.23	35.18	41.56
18	54000	28.92	29.72	32.01	37.25	44.01
19	57000	30.53	31.37	33.78	39.31	46.45
20	60000	32.13	33.02	35.56	41.38	48.90
21	63000	33.74	34.67	37.34	43.45	51.34
22	66000	35.35	36.32	39.12	45.52	53.79
23	69000	36.95	37.98	40.90	47.59	56.23
24	72000	38.56	39.63	42.67	49.66	58.68
25	75000	40.17	41.28	44.45	51.73	61.12
26	78000	41.77	42.93	46.23	53.80	63.57
27	81000	43.38	44.58	48.01	55.87	66.01