МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ПЕНЦ МАРИНА ВОЛОДИМИРІВНА

УДК: 624.046:624.012.25

ДИСЕРТАЦІЯ

МІЦНІСТЬ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ СТИСКОВІ

192 Будівництво та цивільна інженерія
19 Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

М. Пенц – / М.В. Пенц /

Науковий керівник Довженко Оксана Олександрівна,
кандидат технічних наук, професор

ПОЛТАВА – 2026

АНОТАЦІЯ

Пенц М.В. Міцність кам’яної кладки при стискові – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія (19 «Архітектура і будівництво»). – Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». – Полтава, 2026.

Дисертаційна робота присвячена вирішенню важливої науково-технічної задачі удосконалення методу експериментального визначення міцності кам’яної кладки при осьовому стиску з верифікацією запропонованих зразків та розроблення методики визначення опору кладки при місцевому стиску в умовах об’ємного напруженого стану.

У розділі 1 «Аналітичний огляд літератури з питань міцності кам’яної кладки при стискові» проаналізовані залежності, запропоновані для підрахунку міцності кладки на осьовий стиск: формула Онищика Л.І.; добуток степеневих функцій міцності цегли і розчину за ДБН В.2.6-162:2010 і Єврокод 6, а також інших дослідників; формула Хільсдорфа. Розглянуті типи та розміри зразків, які застосовуються для експериментального визначення даної характеристики. В Україні міцність при стиску визначається за результатами випробування цегляних стовпів з квадратним поперечним перерізом різних розмірів. За кордоном випробовуються ділянки стін або призми з різною кількість рядів кладки. Однак, єдиних вимог до їх розмірів не існує.

Крім осьового стиску велика кількість кам’яних конструкцій сприймають навантаження, котрі передаються лише на частині їх поперечного перерізу. Розрахунок кладки при місцевому стискові в нормах здійснюється за емпіричною залежністю, котра суттєво занижує її опір. Відомі випробування цегляних стін смуговим навантаженням, розташованим по середині і на куті. Запропоновано використання варіаційного методу теорії пластичності у якості розрахункового апарату оцінювання несучої здатності стін при місцевому стиску в умовах плоского

напруженого стану. Однак, відсутні випробування стін при розташуванні навантаження біля лицьової грані і зминанні в умовах об'ємного напруженого стану.

У розділі 2 «Методика проведення експериментальних досліджень» описана програма дослідження двух серій зразків, метою яких являється аналіз характеру руйнування та граничного навантаження цегляної кладки при осьовому та місцевому стиску. Перша серія передбачала випробування на осьовий стиск і включала: три стовпи із розмірами поперечного перерізу 510×510, 380×380, 250×250 мм, висотою 1 м; 3 пари призм товщиною в пів цеглини та висотою в три, п'ять і сім цеглин стандартного розміру, а також фрагмент стіни товщиною в пів цеглини та розмірами 900×440 мм. Деформований стан кладки вивчався за допомогою індикаторів годинникового типу із ціною поділки 0,01 мм. Друга серія – випробування на місцевий стиск, включала п'ять стінок із розмірами 1030×740×380 мм та площадками завантаження: 150×250; 100×150; 150×100; 100×250; 100×100 біля лицьової грані в різних місцях за довжиною. Випробування проводилося в лабораторії кафедри будівельних конструкцій на пресі ПММ-500.

Міцність цегли і розчину визначалися за результатами стандатних випробувань.

У розділі 3 «Результати та аналіз експериментальних досліджень» описано результати випробування кам'яних стовпів, стінки та призм на осьовий та стін на місцевий стиск. Проаналізовано деформації, утворення тріщин характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків, котрі використовуються для визначення міцності кладки на осьовий стиск. Відмічено співпадання характеру руйнування зразків з іншими дослідженнями. За показами індикаторів побудовані залежності відносних деформацій цегляної кладки від рівня навантаження, котрі засвідчують появу пластичної складової деформації на останніх стадіях навантаження та дають можливість припустити доцільність застосування теорії пластичності при розрахунках цегляних конструкцій. За результатами аналізу дослідів надані пропозиції щодо форми та розмірів дослідного зразка для визначення міцності кладки при осьовому стиску. При випробуванні стін на

місцевий стиск у разі прикладанні навантаження за довжиною стіни через штампи, ширина яких менше товщини стіни, було зафіксовано руйнування, при якому під площадкою навантаження утворювалася піраміда ущільнення, котра виступала ініціатором розколювання зразка за площиною, що виходила на обидві лицьові грані стінки. Основним параметром впливу на величину граничного навантаження виступає відношення l_{loc}/h, при його збільшенні опір зменшується.

У розділі 4 «Розв'язання задач міцності кам'яної кладки при місцевому стиску варіаційним методом» наведено кінематичні моделі руйнування фрагмента цегляної стіни при прикладанні прямокутного та смугового штампів. Розв'язані задачі опору із застосуванням варіаційного підходу в теорії пластичності вказують на суттєвий вплив на величину граничного навантаження таких факторів, як відношення висоти та ширини елемента до розмірів навантажувальної площадки, геометричні параметри зони прикладання навантаження, а також складові кам'яної кладки – марка цегли і розчину.

У розділі 5 «Чисельне моделювання цегляної кладки» для розрахунку прийнятий підхід макромоделювання з моделлю матеріалу Concrete Damaged Plasticity, реалізованою в програмному комплексі Abaqus/Standard. Розглядаються випадки місцевого стиску цегляної кладки досліджені в експерименті. Результати чисельного моделювання підтверджують типовий для місцевого стиску механізм руйнування кладки: вертикальні тріщини розколювання розвиваються по боках від штампа. Проведено порівняння несучої здатності стіни при місцевому стиску, отриманої за нормативною методикою, варіаційним методом, методом чисельного моделювання з експериментом. Надані рекомендації щодо оцінювання опору кладки.

Ключові слова: кам'яна кладка, міцність, осьовий стиск, місцевий стиск, варіаційний метод, чисельне моделювання методом скінченних елементів, несуча здатність.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА, В ЯКИХ НАВЕДЕНІ ОСНОВНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації у виданнях, що включені до міжнародних наукометричних баз

1. Dovzhenko O.O. On clarification of the application area of the concrete plasticity theory to the strength problems solutions / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, V.F. Pents, M.V. Pents // Lecture Notes in Civil Engineering. – Springer, Cham. – 2020. – Vol. 73. – Pp. 25–33. https://doi.org/10.1007/978-3-030-42939-3 (Indexed in Scopus)

Особистий внесок: досліджена можливість застосування варіаційного методу в теорії пластичності для вирішення задач опору елементів із квазікрихких матеріалів.

2. Dovzhenko O.O. Resistance of concrete and masonry elements to splitting / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, V.F. Pents, M.V. Pents, M.N. Myshchenko // Innovative Technologies in Construction, Civil Engineering, and Architecture (ITCCEA 2025) – 2026. – Vol. 3251. https://doi.org/10.1088/1742-6596/3251/1/012011 (Indexed in Scopus)

Особистий внесок: надані пропозиції з визначення опору кам'яних елементів, у яких реалізується розколювання.

Публікації у наукових фахових виданнях України

3. Довженко О.О. Опір кам'яних і залізобетонних елементів діагональному розколюванню/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, М.В. Пенц, М.О. Мищенко// Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: зб. наук. праць. – Луцьк: ЛНТУ, 2024. – С. 66-75. https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)-07

Особистий внесок: надано пропозиції з підвищення експлуатаційної придатності кам'яних конструкцій при діагональному розколюванні за рахунок збільшення довжини площадки передачі навантаження на конструкцію та передбачення при проєктуванні конструктивних заходів, котрі збільшують довжину розрахункового перерізу в напрямку діагоналі.

4. Пенц М.В. Аналітичний огляд літератури з питань міцності кам’яної кладки при стискові/ М.В. Пенц, О.О. Довженко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2025. – С. 384-390. https://doi.org/10.31713/budres.v0i47.46

Особистий внесок: проаналізовано вплив різноманітних чинників на значення міцності кладки при стискові, характер руйнування дослідних зразків, геометричні розміри дослідних зразків.

5. Усенко Д.В. Скінченно-елементне моделювання підсилених складно-навантажених деформованих цегляних колон будівель з метою влаштування вбудованих споруд цивільного захисту із сталезалізобетону / Д.В. Усенко, М.В. Пенц, Т.М. Ільченко, Г.В. Вахненко // Наук.-пр. журнал. Таврійський науковий вісник. Серія: Технічні науки. – Херсон: Видавничий дім «Гельветика», 4, 2025. – С. 328-335. https://doi.org/10.32782/tnv-tech.2025.4.2.1

Особистий внесок: проведено розрахунки цегляних стін, простінків, колон методом СЕ, отримано графіки розподілу відносно головних осей напружень і деформацій на поверхні та в будь-якому перерізі моделі колони.

6. Пенц М.В. Експериментальні дослідження міцності кам’яної кладки при місцевому та осьовому стисненні / М.В. Пенц, О.О. Довженко // Збірник наукових праць. Серія: «Галузеве машинобудування, будівництво», Вип. 1(64). – Полтава, 2025. – С. 22-32. https://doi.org/10.26906/znp.2025.64.4049

Особистий внесок: проведено експериментальні дослідження, проаналізовано характер руйнування дослідних зразків, які використовуються для визначення міцності кладки на осьовий стиск, надані рекомендації щодо геометричних розмірів стандартного дослідного зразка для визначення міцності кладки на осьовий стиск.

7. Азізова А.Г. Конструктивні рішення з відновлення вбудованих приміщень споруд подвійного призначення в будівлях закладів освіти із стіновою конструктивною системою / А.Г. Азізова, М.В. Пенц, Д.М. Овсій, А.В. Гасенко // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві, Вип. 24. – Луцьк, 2025. – С. 20-39. https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2025-14(24)-02

Особистий внесок: представлено класифікацію варіантів способів підсилення конструктивних елементів кам'яних стін шляхом нарощування їх перерізів.

Тези доповідей на наукових конференціях

8. Пенц М.В. До визначення міцності кам'яної кладки при стискові/ М.В. Пенц, Я.С. Кіяшко, О.О. Довженко// Тези 75-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету – Полтава: НУПП, 2023. – С. 147-148.

Особистий внесок: обґрунтована актуальність надання пропозицій щодо форми і розмірів стандартного зразка для визначення міцності кладки на стиск.

9. Пенц М.В. Дослідний зразок для визначення міцності кам'яної кладки при стискові / М.В. Пенц, О.О. Довженко // Електронний збірник тез доповідей Міжнародної науково-технічної on-line конференції «Проблеми будівельного та транспортного комплексів» – 23-24 травня 2023, м. Кропивницький – С. 68-71.

Особистий внесок: проаналізовано вимоги до геометричних розмірів дослідних зразків для визначення міцності кладки на стиск у різних нормативних стандартах та обґрунтовані пропозиції щодо форми і розмірів стандартного зразка для визначення зазначеної міцнісної характеристики.

10. Пенц М.В. Опір кам'яних і залізобетонних елементів діагональному розколюванню / М.В. Пенц, М.О. Мищенко, О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Інновації у будівництві: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції здобувачів вищої освіти та молодих учених, 14 травня 2024 р., м. Луцьк [Електронний ресурс] – Луцьк: ЛНТУ, 2024. – С. 51-53.

Особистий внесок: для уникнення діагонального розколювання надані пропозиції щодо збільшення площадки передачі навантаження й її відношення до висоти елемента.

11. Пенц М.В. Методи визначення міцності кам'яної кладки при стискові / М.В. Пенц, В.Ф. Пенц, О.О. Довженко // Збірник наукових праць XVII Міжнародної

науково-практичної конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи», 12-13 грудня 2024 р., м. Полтава – С. 326-328.

Особистий внесок: проаналізовано руйнівні та неруйнівні методи визначення міцності кладки на стиск.

12. Пенц М.В. Міцність цегляної кладки при стискові/ М.В. Пенц, О.О. Довженко// Тези 77-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету – Полтава: НУПП, 2025 – С. 119-120.

Особистий внесок: проаналізовано експериментальні значення міцності цегляної кладки на стиск, отримані іншими авторами, та порівняно із значеннями, отриманими за формулами Онищика Л.І. та Єврокоду 6.

13. Пенц М.В. До експериментального визначення міцності цегляної кладки при стискові/ М.В. Пенц, О.О. Довженко// Збірник тез VI Міжнародної конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» – 25-26 вересня 2025 р., м. Одеса – С. 158-160.

Особистий внесок: проведено експериментальне визначення міцності кам'яних стовпів, призм та стінки на стиск та проаналізовано характер їх руйнування.

14. Пенц М.В. Опір залізобетонних і кам'яних елементів при розколюванні / М.В. Пенц, М.О. Мищенко, О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Збірник тез XX Міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» – 20-21 жовтня 2025 р., м. Дніпро. – С. 305-307.

Особистий внесок: наведено кінематичні схеми руйнування елементів при розколюванні, що надало можливість отримати достатньо прості розв'язки задач опору кам'яних елементів.

15. Пенц М.В. Результати експериментального визначення міцності цегляної кладки при стискові / М.В. Пенц, В.Ф. Пенц, О.О. Довженко, М.Ю. Білокінь // Збірник наукових праць XVIII Міжнародної науково-практичної конференції

«Академічна й університетська наука: результати та перспективи» – 09–12 грудня 2025 р., м. Полтава – С. 338-340.

Особистий внесок: експериментальним шляхом визначено величини руйнівного навантаження для кам'яних стовпів, призм і стіни при дії осьового стиску. На основі отриманих результатів розроблено рекомендації щодо геометричних параметрів дослідних зразків, призначених для визначення міцності кам'яної кладки на осьовий стиск.

16. Пенц М.В. Чисельне моделювання кам'яної кладки при місцевому стисненні/ М.В. Пенц, О.О. Довженко// Тези 78-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету – Полтава: НУПП, 2026 – С. 120-122.

Особистий внесок: у програмному комплексі Abaqus/Standard, використовуючи метод скінченних елементів, було створено ряд моделей дослідних зразків та наведено діаграми залежностей руйнівного навантаження від переміщень.

ANNOTATION

Pents M.V. Compressive Strength of Masonry – Qualifying Research Paper (Manuscript).

Doctoral dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in the specialty 192 – Construction and Civil Engineering (19 "Architecture and Construction"). – Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic National University. – Poltava, 2026.

The dissertation is devoted to improving the engineering methodology for calculating the strength of masonry under axial and local compression based on the variational method of plasticity theory and experimental studies.

The dissertation is devoted to proposing the shape and dimensions of a test specimen for determining the strength characteristics of masonry under axial compression, and to refining approaches for assessing the strength of brick masonry under local compression.

In section 1, «Analytical review of the literature on the strength of masonry under compression», the relationships proposed for calculating the strength of masonry under axial compression are analysed: the formula by L.I. Onyshchyk; the product of power functions for the strength of bricks and mortar according to DBN V.2.6-162:2010 and Eurocode 6, as well as those of other researchers; and Hilsdorf's formula. The types and dimensions of specimens used for the experimental determination of this characteristic are considered. In Ukraine, compressive strength is determined based on the results of tests on brick columns with square cross-sections of various sizes. Abroad, sections of walls or prisms with different numbers of masonry courses are tested. However, there are no uniform requirements regarding their dimensions.

Section 2, «Methodology for experimental studies», describes a programme of investigations involving two series of specimens, the aim of which is to analyse the failure behaviour and ultimate load of masonry under axial and local compression. The first series involved tests under axial compression and included: three columns with cross-sectional dimensions of 510×510, 380×380 and 250×250 mm, and a height of 1 m; three pairs of prisms half a brick thick and three, five and seven standard-sized bricks high, as well as a wall section half a brick thick and measuring 900×440 mm. The strain of the masonry was studied using dial-type indicators with a graduation of 0.01 mm. The second series – local compression tests – included five walls measuring 1030×740×380 mm and loading areas: 150×250; 100×150; 150×100; 100×250; 100×100 near the face edge at various points along its length. The tests were carried out in the laboratory of the Department of Building Structures on a PMM-500 press.

The strength of the bricks and mortar was determined based on the results of standard tests.

Section 3, «Results and analysis of experimental studies», describes the results of tests on stone columns, walls and prisms under axial compression, and on walls under local compression. The strains, crack formation, failure mode and ultimate load of the test specimens, which are used to determine the strength of masonry under axial compression, are analysed. It is noted that the failure mode of the specimens is consistent with that observed in other studies. Based on the indicators, relationships between the relative

strains of masonry and the load level have been established, which confirm the appearance of a plastic deformation component in the final stages of loading and suggest the feasibility of applying plasticity theory in the design of brick structures. Based on the results of the experimental analysis, recommendations are provided regarding the shape and dimensions of the test specimen for determining the strength of masonry under axial compression. During testing of walls for local compression, when a load was applied along the length of the wall via dies, the width of which is less than the wall thickness, failure was observed in which a compression pyramid formed beneath the load area, acting as the initiator of the specimen's splitting along a plane extending to both face surfaces of the wall. The main parameter influencing the magnitude of the ultimate load is the ratio l_{loc}/h as this ratio increases, the resistance decreases.

Section 4, «Solving strength problems in masonry under local compression using the variational method», presents kinematic models of the failure of a brick wall segment when subjected to rectangular and strip-shaped loads. The strength problems solved using the variational approach in plasticity theory indicate that factors such as the ratio of the element's height and width to the dimensions of the loading area, the geometric parameters of the load application zone, as well as the components of the masonry – the grade of brick and mortar.

In section 5, «Numerical modelling of brick masonry», a macro-modelling approach is adopted for the calculations, utilising the Concrete Damaged Plasticity material model implemented in the Abaqus/Standard software package. Cases of local compression of masonry investigated experimentally are considered. The results of numerical modelling confirm the failure mechanism typical of local compression: vertical splitting cracks develop on either side of the stamp. A comparison is made between the load-bearing capacity of the wall under local compression, obtained using the standard method, the variational method, and the numerical modelling method, and the experimental results. Recommendations are provided for assessing the resistance of masonry.

Keywords: masonry, strength, axial compression, local compression, variational method, finite element numerical simulation, bearing capacity

ЗМІСТ

ВСТУП……..….14

РОЗДІЛ 1 АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ З ПИТАНЬ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ СТИСКОВІ…….....19

1.1 Експериментальне визначення міцності кам'яної кладки при осьовому стиску...…...…….....20

1.1.1 Неруйнівні методи для конструкцій, які експлуатуються……20

1.1.2 За результатами випробування стандартних зразків…….....……..……25

1.2 Залежності, запропоновані для підрахунку міцності кладки на стиск…….....42

1.2.1 Класичні та нормативні залежності 42

1.2.2.Формули різних авторів……..…….....44

1.3 Міцність цегляної кладки при місцевому стиску…… 45

1.4 Висновки за розділом 47

РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРЕМИНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ…….……49

2.1 Експериментальні дослідження міцності цегляної кладки при осьовому стиску.....49

2.2 Механічні характеристики матеріалів дослідних зразків ……..53

2.3 Експериментальні дослідження міцності цегляної кладки при місцевому стиску……..57

2.4 Висновки за розділом 60

РОЗДІЛ 3 РЕЗУЛЬТАТИ ТА АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ……..……..…….62

3.1 Цегляні зразки при осьовому стиску…..……..…….62

3.1.1 Характер руйнування дослідних зразків…….……62

3.1.2 Граничне навантаження дослідних зразків……..……..……69

3.1.3 Деформований стан дослідних зразків……71

3.2 Цегляні зразки при місцевому стиску…..……..……...74

3.2.1 Характер руйнування дослідних зразків…….……74

3.2.2 Граничне навантаження дослідних зразків……79
3.3 Висновки за розділом……..80
РОЗДІЛ 4 РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ МІСЦЕВОМУ СТИСКУ ВАРІАЦІЙНИМ МЕТОДОМ…..…….81
4.1 Теоретична основа……...…..……..81
4.2 Міцність при місцевому стиску кам'яної стіни прямокутним штампом…….83
4.3 Міцність при центральному місцевому стиску кам'яної стіни смуговим навантаженням…….103
4.4 Висновки за розділом…….106
РОЗДІЛ 5 ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ ЗІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ……..…….108
5.1 Рівні моделювання цегляної кладки…….108
5.2 Обґрунтування вибору підходу для задачі місцевого стиску…….109
5.3 Граничні умови……...110
5.4 Модель матеріалу Concrete Damaged Plasticity……..111
5.5 Параметри пластичності CDP……..112
5.6 Діаграма σ–ε при стиску……113
5.7 Діаграма σ–ε при розтягу……..……114
5.8 Реалізація розрахунку……....115
5.9 Картина руйнування……..117
5.10 Порівняння несучої здатності стіни при місцевому стиску, отриманої за нормами, варіаційним методом, методом скінченних елементів з експериментом…….....118
5.11 Висновки до розділу ……127
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ……..129
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ……...132
ДОДАТОК А Довідки про впровадження……..146

ВСТУП

Актуальність теми. Кам’яні конструкції мають давню історію, однак поглиблене вивчення їх поведінки відбувається лише останнім часом, і безперечно потребує продовження. В більшості випадків при проектуванні кам’яних конструкцій використовуються емпіричні залежності. Перспективним із нашої точки зору, являється розроблення методики розрахунку кам’яної кладки, котра базується на загальній теоретичній основі.

При оцінюванні несучої здатності кам’яних конструкцій важливе значення відіграє характеристика міцністі кладки при стискові.

В Україні зазначена характеристика визначається за результатами випробування цегляних стовпчиків з квадратним поперечним перерізом (однак відсутні рекомендації щодо їх стандартних розмірів), або за таблицями чинних норм, дані в яких відповідають міцності, отриманій за формулою Онищика Л.І. Слід зазначити, що часто експериментальні дані випробування не відповідають значенням, підрахованим за зазначеною формулою. В сучасних нормативних документах міцність кладки дозволяється визначати як добуток степеневих функцій міцності цегли і розчину, показник ступеня залежить від групи елемента кладки. Дана формула пропонується і в Єврокоді 6. За кордоном для експериментального визначення зазначеної характеристики випробовуються ділянки стін або призми з різною кількість рядів кладки. Однак, єдиних вимог до їх розмірів не існує, наявні пропозиції щодо відношення висоти зразка до його товщини в межах від двох до п’яти при мінімальній висоті 400 мм; пропонуються також зразки з мінімальною висотою 15 дюймів (380 мм). За результатами випробування призм запропоновано ряд залежностей для визначення міцності кладки, котрі враховують різний ступінь впливу міцності каменя та розчину, його об’єму в кладці. Враховуючи вище сказане пропозиції щодо форми і розмірів стандартного зразка для визначення міцності кладки при стискові є важливим завданням.

Розрахунок кам’яної кладки на місцевий стиск (зминання) здійснюють за умови прикладання навантаження перпендикулярно до обмеженої ділянки

поверхні конструкції. При цьому враховується підвищена здатність кладки чинити опір стиску в межах навантаженої площі (зони зминання), що зумовлено формуванням об’ємного напруженого стану в матеріалі під дією прикладеної сили. Значення опору кладки при місцевому стискові залежить від розташування навантаженої ділянки відносно поверхні елемента.

У будівельній практиці доволі поширеними є випадки передачі значних зосереджених навантажень на кам’яні стіни. Зокрема, це характерно для вузлів обпирання балок або залізобетонних плит у житлових і громадських будівлях.

Одним із напрямів підвищення експлуатаційної надійності кам’яних конструкцій є вдосконалення підходів до їх розрахунку. Доцільним є відхід від використання суто емпіричних залежностей, притаманних як застарілим, так і чинним нормативним методикам розрахунку за схемами зминання, із переходом до альтернативних моделей, що більшою мірою узгоджуються з результатами експериментальних досліджень та враховують напружено-деформований стан матеріалу й особливості кінематики руйнування.

Таким чином, задача оцінювання міцності кам’яної кладки за умов місцевого стиску залишається актуальною та потребує подальшого наукового опрацювання.

Зв’язок роботи з науковими програмами, планами. Дисертація виконана в рамках науково-дослідницької програми кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» «Дослідження і розроблення інженерних методів розрахунку опору руйнуванню й деформуванню бетонних і залізобетонних, кам’яних та армокам’яних елементів, що зазнають неоднорідний напружено-деформований стан при різному характері навантаження і впливів» (номер державної реєстрації в УкрЕНТІ 0117 U 003248) та в рамках науково-технічної роботи «Ресурсоощадні технології прискореного відновлення пошкоджених будівель із влаштуванням захисних споруд цивільного захисту», яка фінансується за рахунок коштів державного бюджету України (№109/25; державний реєстраційний номер: 0125U000895).

Метою роботи є вирішення важливої науково-технічної задачі удосконалення методу експериментального визначення міцності кам’яної кладки

при осьовому стиску з верифікацією запропонованих зразків та розроблення методики визначення опору кладки при місцевому стиску в умовах об'ємного напруженого стану.

Для досягнення поставленої мети необхідно розв'язати наступні задачі:

- провести огляд літератури з питань: визначення міцності кам'яної кладки на осьовий стиск; аналізу типів та розмірів зразків, які застосовуються при цьому, характеру їх руйнування; факторів, що впливають на міцність кладки при стиску; залежностей для підрахунку міцності кам'яної кладки при стиску, а також оцінювання міцності кам'яної кладки при місцевому стиску;

- провести експериментальні дослідження опору цегляних:

- стовпів, призм та стінки на осьовий стиск з метою вивчення характеру руйнування та величини граничного навантаження;

- стін при місцевому стиску у разі розташування площадки навантаження біля лицьової грані; проаналізувати отримані експериментальні результати;

- надати рекомендації щодо форми та розмірів дослідних зразків для визначення міцносної характеристики кладки при осьовому стиску;

- розв'язати задачу визначення міцності кам'яної кладки за умов локального стиску із застосуванням варіаційного підходу в рамках теорії пластичності;

- виконати моделювання кладки методом скінчених елементів в умовах місцевого стиску, порівняти отримані результати з результатами, отриманими із застосуванням варіаційного підходу в рамках теорії пластичності й експериментальними даними;

- надати рекомендації щодо методики розрахунку кладки при місцевому стискові.

Об'єкт дослідження – стиск кам'яної кладки.

Предмет дослідження – міцність кам'яної кладки при осьовому та місцевому стискові.

Наукова новизна полягає у тому, що

- отримано нові експериментальні дані щодо характеру руйнування кам'яних стовпів, призм та стінки при осьовому стиску;

- отримано нові експериментальні дані стосовно механізму руйнування та значень граничних навантажень кам'яної кладки в умовах об'ємного напруженого стану при локальному стиску стін біля грані;

- розв'язано задачу визначення міцності кам'яної кладки за умов місцевого стиску із застосуванням варіаційного підходу в межах теорії пластичності та моделювання методом скінчених елементів.

Практичне значення отриманих результатів полягає у тому, що:

- надані рекомендації щодо форми і розмірів стандартних зразків для визначення міцності кладки при осьовому стиску;

- удосконалена методика оцінювання міцності кам'яної кладки за умов дії місцевого стиску.

Особистий внесок полягає в тому, що:

- проведено огляд літератури з питань: визначення міцності кам'яної кладки на осьовий стиск; аналізу типів та розмірів зразків, які застосовуються при цьому, характеру їх руйнування; факторів, що впливають на міцність кладки при стиску; залежностей для підрахунку міцності кам'яної кладки при стиску, а також оцінювання міцності кам'яної кладки при місцевому стиску;

- проведено експериментальні дослідження опору цегляних:

- стовпів, призм та стінки на осьовий стиск з метою вивчення характеру руйнування та величини граничного навантаження;

- цегляних стін при місцевому стиску у разі розташування площадки навантаження біля лицьової грані;

- проаналізовано отримані експериментальні результати;

- надано рекомендації щодо форми та розмірів дослідних зразків для визначення міцносної характеристики кладки при стиску;

- розв'язано задачу визначення міцності кам'яної кладки за умов локального стиску із застосуванням варіаційного методу в рамках теорії пластичності;

- виконано моделювання кладки методом скінчених елементів в умовах місцевого стиску, проведено порівняння отриманих результатів з результатами,

отриманими із застосуванням варіаційного підходу в рамках теорії пластичності та експериментальними даними;

- надано рекомендації щодо методики розрахунку кладки при місцевому стиску.

Апробація роботи. Основні положення та результати дисертаційної роботи доповідалися й обговорювалися на: Міжнародній науково-технічній on-line конференції «Проблеми будівельного та транспортного комплексів» (23 – 24 травня 2023, м. Кропивницький), IX Міжнародній науково-практичній інтернет-конференції здобувачів вищої освіти та молодих учених «Інновації у будівництві» (14 травня 2024 року, м. Луцьк), XVII і XVIII Міжнародних науково-практичних конференціях «Академічна й університетська наука: результати та перспективи» (12 – 13 грудня 2024 року, м. Полтава) і (09 – 12 грудня 2025 року, Полтава), Круглому столі «Актуальні проблеми судової будівельно-технічної та земельно-технічної експертизи, що виникають на різних етапах виконання» (11 квітня 2025 року, Полтава), VI Міжнародній конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (25 – 26 вересня 2025 року, м. Одеса), XX Міжнародній науково-практичній конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (20 – 21 жовтня 2025 року, м. Дніпро), 75-ій – 78-ій наукових конференціях професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (02 травня – 18 травня 2023 року), (14 травня – 20 травня 2024 року), (19 травня – 21 травня 2025 року), (15 травня – 22 травня 2026 року) м. Полтава.

Структура дисертації. Дисертація складається із вступу, п’яти розділів, висновків, додатків і списку літературних джерел із 134 найменувань; викладена на 148 сторінках: основного тексту 118 сторінок, рисунків – 96, таблиць – 24.

РОЗДІЛ 1 АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ З ПИТАНЬ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ СТИСКОВІ

На міцність цегляної кладки впливає велика кількість факторів:

- міцність каменю (цегли, блоку): зі збільшенням класу (марки) каменю зростає несуча здатність кладки. Однак, підвищення міцності каменю призводить до зростання розбіжностей у пружних і пластичних характеристиках каменю та розчину, що зумовлює появу значних напружень розтягу. Це потребує оптимального підбору співвідношень між міцністю розчину та каменю для зменшення концентрації напружень;

- міцність розчину: визначальний чинник для міцності кладки, особливо за умов, коли його клас нижчий за клас міцності каменю. Зі збільшенням міцності розчину зменшуються деформаційні прояви в розчинних швах, що підвищує загальну несучу здатність конструкції;

- геометричні параметри каменю: застосування потовщеної цегли скорочує кількість розчинних швів, що підвищує загальну жорсткість кладки, її опір згину та зсуву, а також зменшує деформаційні прояви в конструкції;

- правильність форми каменю: камінь має відповідати встановленим нормативним вимогам щодо форми та розмірів [1], оскільки чим правильніша його геометрія, тим рівномірніше передається напруження через розчинні шви. Це сприяє підвищенню однорідності кладки та зниженню локальних концентрацій напружень. У разі відхилень від геометричних норм нерівномірність передачі навантажень може спричиняти перевантаження окремих зон кладки;

- наявність пустот у камені: пустоти знижують структурну міцність як окремого каменю, так і кладки в цілому;

- деформаційна характеристика затверділого розчину: залежність між напруженнями та відповідними деформаціями, а також граничні значення деформацій у момент руйнування;

- рухливість розчинної суміші: визначається водоцементним відношенням. Надлишок води може спричинити розшарування розчину, тоді як оптимальна рухливість забезпечує рівномірне формування розчинних швів;

- адгезія розчину до каменю: забезпечує довговічність кладки та запобігає її руйнуванню під впливом зовнішніх чинників, зокрема вітрового навантаження;

- заповнення швів розчином: рівномірне та повне заповнення підвищує жорсткість та міцність кладки, а також є одним із ключових параметрів теплозахисних характеристик стінових конструкцій;

- перев’язка швів: необхідний конструктивний прийом, що забезпечує зчеплення рядів кладки. Виконується не рідше, як через кожні п’ять рядів, оскільки недотримання цього правила може спричинити зниження міцності кладки на 10 – 20%;

- якість виконання кладки: суттєво залежить від кваліфікації мулярів. Навіть при використанні ідентичних матеріалів відмінності у якості виконання можуть призводити до розбіжностей у міцності кладки у 1,6 раза і більше;

- напружений стан (осьовий, місцевий стиск).

1.1 Експериментальне визначення міцності кам’яної кладки при осьовому стиску

1.1.1 Неруйнівні методи для конструкцій, які експлуатуються

У процесі експлуатації будівель часто виникає необхідність визначення міцності цегляної кладки для оцінювання її залишкової несучої здатності. Для цього використовуються неруйнівні та руйнівні методи.

Для оцінки міцності цегляної кладки неруйнівним методом на сьогоднішній день широко застосовується електронний склерометр «Онікс» (рис. 1.1), який функціонує на основі кореляційної залежності між параметрами ударного імпульсу та міцністю досліджуваного матеріалу.

Для вимірювання датчик слід встановити на контрольовану поверхню, після чого виконати удар, натиснувши кнопку спуску. У момент удару зубці коронки датчика повинні щільно прилягати до поверхні цегли. В результаті прилад визначить і відобразить такі параметри: тип матеріалу зразка (виставляється),

діапазон міцності при стисканні, її середнє значення, коефіцієнт варіації міцності, а також одиничне значення міцності тощо.

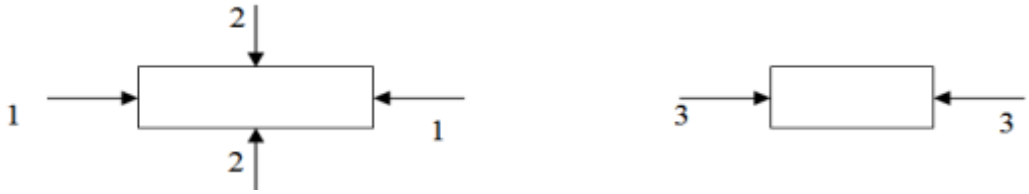
Рисунок 1.1 – Електронний склерометр [2]

Склерометр дозволяє оцінити міцнісні характеристики поверхневих шарів конструкції. У будівлях і спорудах матеріали кам’яної кладки часто піддаються вивітрюванню або зазнають структурних змін упродовж тривалого часу. У таких випадках застосування склерометричних методів для визначення міцності конструкцій може супроводжуватися значними похибками.

У своїй роботі Адрух С.Л. та Галушка С.А. [3] запропонували оцінювання міцності будівельних конструкцій на основі ультразвукового методу, котрий ґрунтується на здатності механічних коливань звукового й ультразвукового діапазонів поширюватися в матеріалі. Дослідження проводилося двома способами: наскрізним (рис. 1.2) та поверхневим прозвучуванням. Застосування наскрізного прозвучування для цегляної кладки виявилося ускладненим через неповне заповнення вертикальних швів розчином. При поверхневому прозвучуванні наявність таких дефектів, як напливи, вмятини, раковини та повітряні пори, унеможливила забезпечення надійного акустичного контакту між цеглою та робочою поверхнею щупа. Внаслідок цього розкид отриманих результатів склав 40%.

З аналізу отриманих результатів [3], було виявлено значні розбіжності у швидкості поширення ультразвукових хвиль для різних поверхонь цегли. Це

свідчить про необхідність подальших досліджень для вдосконалення методу та підвищення його точності.



а) б)

Рисунок 1.2 – Схема напрямків наскрізного прозвучування цегли при використанні ультразвукового пристрою: а) – з усіх сторін, б) – з двох сторін; 1, 2, 3 – напрямки прозвучування

Для більш точного визначення шуканої величини міцності застосовується руйнівний метод, який передбачає відбір зразків із ненесучих (наприклад, підвіконних зон, отворів) або слабко навантажених елементів. Випробування цегли проводяться згідно зі стандартною методикою [4] шляхом оцінювання міцності при стиску та згині. Для лабораторних випробувань відбирають: не менше 10 зразків цегли та 20 зразків розчину. У багатошарових стінах дослідні зразки відбирають у вигляді кернів. Із пластин розчину, вилучених із горизонтальних швів кладки, виготовляють кубики розміром 2 – 4 см для випробування на стиск. Перед випробуванням на бічні поверхні зразка наносять вертикальні осьові лінії, після чого його розміщують у центрі плити пресу, поєднуючи геометричні осі зразка та преса. Навантаження повинне зростати рівномірно та безперервно, забезпечуючи руйнування зразка упродовж 20 – 60 сек після початку випробування. При визначенні фізико-механічних характеристик будівельних матеріалів і конструкцій необхідно керуватися вимогами чинних нормативних документів.

Однак, достовірність оцінки міцності кам’яної кладки за результатами випробувань відібраних із конструкції зразків елементів кладки та розчину є відносно низькою. Основною причиною цього є значний коефіцієнт варіації показників міцності окремих елементів кладки. Зокрема, коефіцієнт варіації міцності цегли при стиску становить 30 – 40%. Суттєвим недоліком даного

руйнівного методу є те, що процес відбору зразків цегли та розчину призводить до порушення структури кладки, що унеможливлює врахування одного із ключових параметрів, який впливає на загальні якісні характеристики виконання кладки.

Метод визначення міцності кладки при стиску шляхом випробування циліндричних зразків діаметром 150 – 200 мм, відібраних із конструкції за допомогою спеціальних бурів, є одним із відомих способів оцінки міцності кладки [5]. Головною перевагою цього методу є збереження структури кладки у відібраних зразках. Їх випробування здійснюється відповідно до схеми рис. 1.3. Даний метод найбільш ефективний для кладок із повнотілої цегли, укладеної на міцному розчині. Однак у випадку використання розчинів низької міцності або за наявності пустотної цегли виникають труднощі з відбором якісних зразків для подальших випробувань.

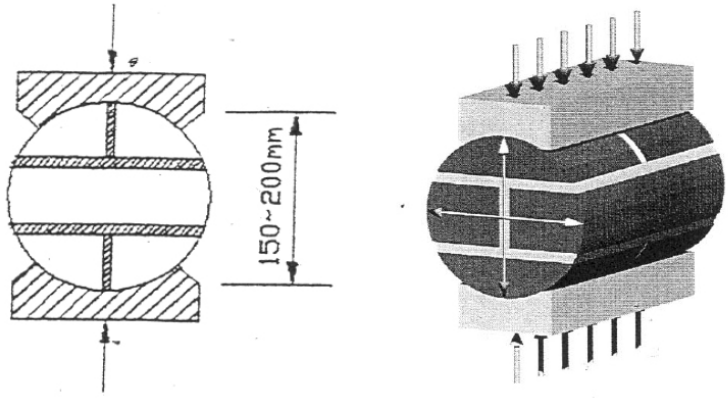


Рисунок 1.3 – Схема випробувань зразків, відібраних із кладки, на стиск

Таран Р.А. запропонував експрес-метод прямого визначення вертикального напруження в цегляних конструкціях [6], котрий базується на можливості оцінки міцності стінового матеріалу за малогабаритними зразками цегли, вилученими з конструкції. Його концепція аналогічна стандартному методу визначення міцності бетонних конструкцій на основі зразків, відібраних безпосередньо з експлуатованих елементів. Особливістю цього методу є використання малогабаритних зразків розміром від 20 мм до 45 мм, що пропонується вперше для оцінки міцності цегли. Визначення міцності здійснюється шляхом статичного навантаження кубічних зразків з подальшим урахуванням коефіцієнта переходу до

стандартної міцності. Метод дозволяє виконати відбір частини цегли з експлуатованої конструкції без суттєвого впливу на її експлуатаційну придатність. Попри очевидні переваги, він має й певні недоліки. Основною проблемою є складність вилучення зразків цегли із площини оштукатуреної стіни. Крім того, відбір зразків ударним способом, наприклад, із використанням зубила, може змінити фізико-механічний стан досліджуваного матеріалу, що впливає на точність оцінки його міцності.

Виявлені недоліки існуючих методів стали стимулом для розвитку експрес-методу визначення міцності стінового матеріалу безпосередньо в конструкції. Методика передбачає дві стадії випробувань. На першому етапі здійснюється виокремлення частини цегли у вигляді циліндричного керна кільцевого перерізу, після чого зразок піддається випробуванню на розтяг при згині. Відділення керна від конструкції виконується силовимірювальним пристроєм із контролем граничного навантаження. На другому етапі видалений циліндричний зразок випробовується в лабораторних умовах статичним навантаженням, що дозволяє визначити міцність цегли при стиску.

Проведення випробувань у натурних умовах забезпечує високу точність оцінки міцнісних характеристик стінового матеріалу порівняно з розглянутими методами. Крім того, можливість багаторазового випробування матеріалу конструкції в одній точці дозволяє аналізувати властивості матеріалу по всій товщині кладки. Відмінною особливістю цього методу є глибинне зондування, яке відрізняє його від аналогічного методу, запропонованого Вольфом І.В. для випробування бетону. Завдяки швидкому отриманню результатів у натурних умовах метод можна класифікувати як експрес-метод оцінки міцності стінового матеріалу, оскільки він дозволяє визначати міцність на розтяг при згині безпосередньо в конструкції.

Найбільш точні дані щодо міцності кладки при стиску отримують шляхом її випробувань безпосередньо в конструкції за допомогою плоского преса (Flat-Jack-Tests) (рис. 1.4) [7, 8]. Цей метод дозволяє оцінити напружено-деформований стан

кладки без її руйнування, що забезпечує високу достовірність отриманих результатів.

Під час випробувань стиску піддається ділянка кладки з непорушеною структурою висотою 400 – 500 мм. Цей метод дозволяє визначити не лише міцнісні характеристики кладки, але й її деформативні властивості, що дає комплексну оцінку напружено-деформованого стану конструкції.

Навантаження кладки може здійснюватися до заданого рівня напружень або до повного вичерпання її несучої здатності. Міцність кладки при стиску f_d визначається за формулою:

$$f_d = K_f \cdot K_a P_f \,, \qquad (1.1)$$

де: K_f та K_a – коефіцієнти, що враховують стримуючий вплив плит преса та прилеглої до розрізу кладки, приймається менше 1;

P_f – руйнівний тиск, який створюється пресом.

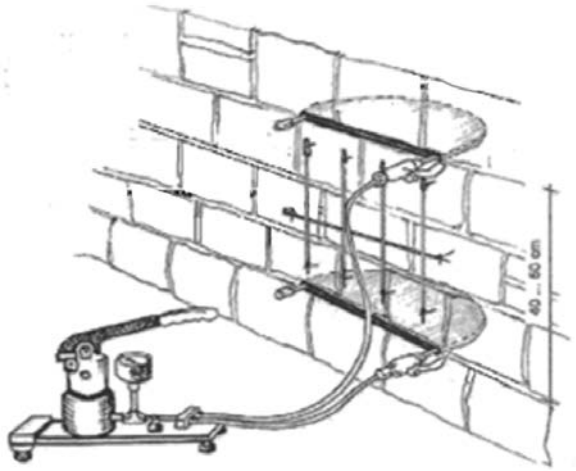


Рисунок 1.4 – Схема випробувань кам’яної кладки методом «Flat-Jack-Tests» [9 – 12]

1.1.2 За результатами випробування стандартних зразків

Дослідженням міцносної характеристики кладки при стискові на пострадянському просторі займались такі вчені як Онищик Л.І. [13 – 16], Шаповал С.Л. [17, 18], Вахненко П.Ф. [19 – 21], Клименко Є.В. [22 – 24, 18], Довженко О.О. [25], Митрофанов В.П. [26 – 28], Міщенко Р.А. [29 – 30], Пінчук Н.М. [31 – 32], Соколов Б.С. [33 – 36], Хохлін Д.О., Попок К.В. [37] та інші.

У 1939 році професор Онищик Л.І. розробив алгоритм розрахунку кам’яних конструкцій [13], який нині є основою нормативних положень із проєктування. Цей метод забезпечує високу точність розрахунків для традиційної кладки, виконаної на розчинах середньої та низької міцності. Однак для інших типів кладки, зокрема на високоміцних розчинах або із тонким швом, використання даного алгоритму може призводити до значних похибок.

Випробування цегляних стовпів на осьовий стиск. У дослідженні [18] проведено аналіз розрахункового й експериментального методів визначення міцності кам’яних конструкцій при стискові. Для цього виготовлено серію зразків-стовпів із повнотілої цегли марки М100 та цементно-піщаного розчину у співвідношенні 1:6. У ході випробувань на осьовий стиск отримані експериментальні значення межі границі міцності порівнювалися з даними, розрахованими за формулою Онищика Л.І. (рис. 1.5). Це дозволило оцінити точність зазначеного розрахункового підходу та його відповідність фактичним характеристикам кам’яної кладки.

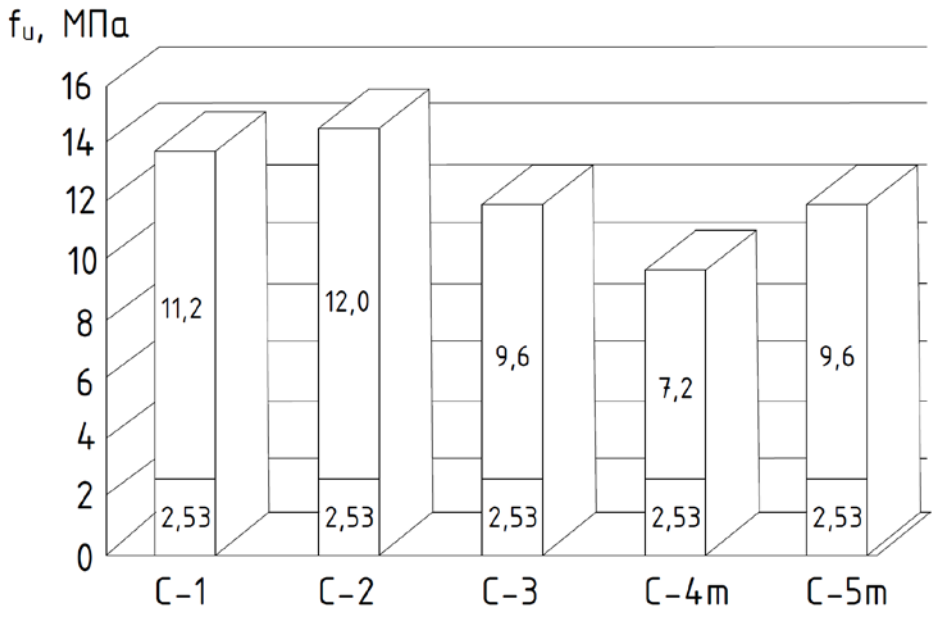


Рисунок 1.5 – Порівняння розрахункового й експериментального методів [13] визначення границі міцності кам’яної кладки: С-1, С-2, С-3, С-4т, С-5т – дослідні зразки; 2,53 МПа – значення міцності, підраховані за формулою Онищика Л.І.

Аналіз отриманих результатів показав, що границя міцності, отримана за формулою Онищика Л.І. виявилася суттєво заниженою порівняно з експериментальними даними (у 2,8 – 4,7 рази). Руйнування зразків розпочиналося з утворення вертикальних тріщин, що відповідає другій стадії роботи цегляної кладки при стисканні (рис. 1.6, б). У верхніх рядах кладки спостерігалося руйнування поверхневого шару цегли. Перші тріщини з'явилися при значенні відносних навантажень N/N_u = 0,83…0,92, що свідчить про високий ступінь використання несучої здатності кладки перед руйнуванням.

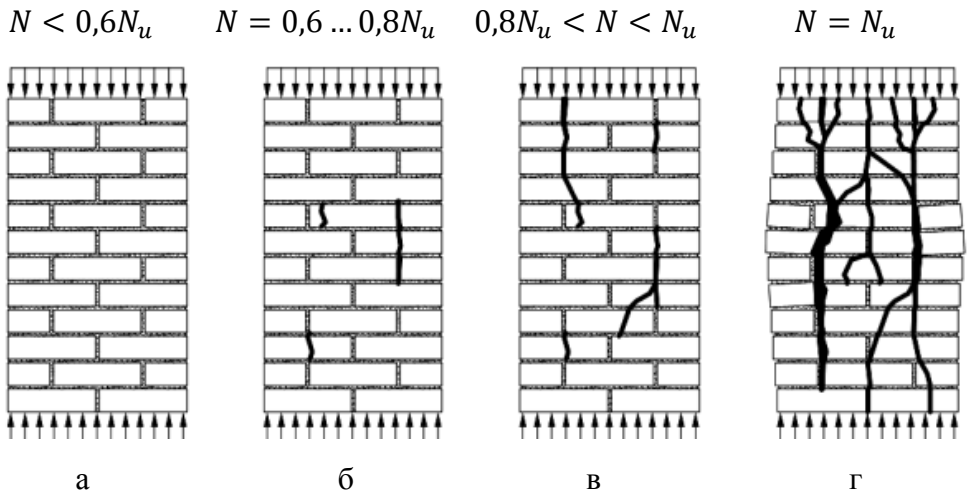


Рисунок 1.6 – Стадії роботи цегляної кладки при стисканні: а – перша, б – друга, в – третя, г – четверта (руйнування)

У моделі [33] передбачається утворення ущільнених зон у вигляді клинів під вантажними й опорними площадками при випробуванні стовпів (рис. 1.7). Під їхньою дією відбувається руйнування матеріалу внаслідок подолання опору зсуву, відриву та стиску. Аналізуючи рівновагу напівклину та проєктуючи зусилля на горизонтальну і вертикальну осі, формується рівняння, розв'язання якого дозволяє отримати умову міцності. Це дає змогу визначити граничний стан матеріалу кладки й оцінити його несучу здатність:

$$N \le ctg\alpha\left[f_{xkl}L_{loc}(h - L_{loc}cos\alpha sin\alpha) + 2f_{sq}L_{loc}^2(1 + sin^2\alpha)\right] + f_d L_{loc}^2 sin^4\alpha, \quad (1.2)$$

З умови (1.2) випливає, що несуча здатність елемента при стиску визначається рядом факторів, серед яких:

L_{loc} – геометричний розмір вантажних та опорних площадок;

α – кут нахилу площини зсуву;

f_d – розрахунковий опір кладки стиску;

f_{xkl} – розрахунковий опір кладки розтягуванню;

f_{sq} – розрахунковий опір зрізу кладки.

Значення характеристик міцності та параметр α відображають специфічні особливості матеріалів та їхню поведінку під дією стискаючих навантажень.

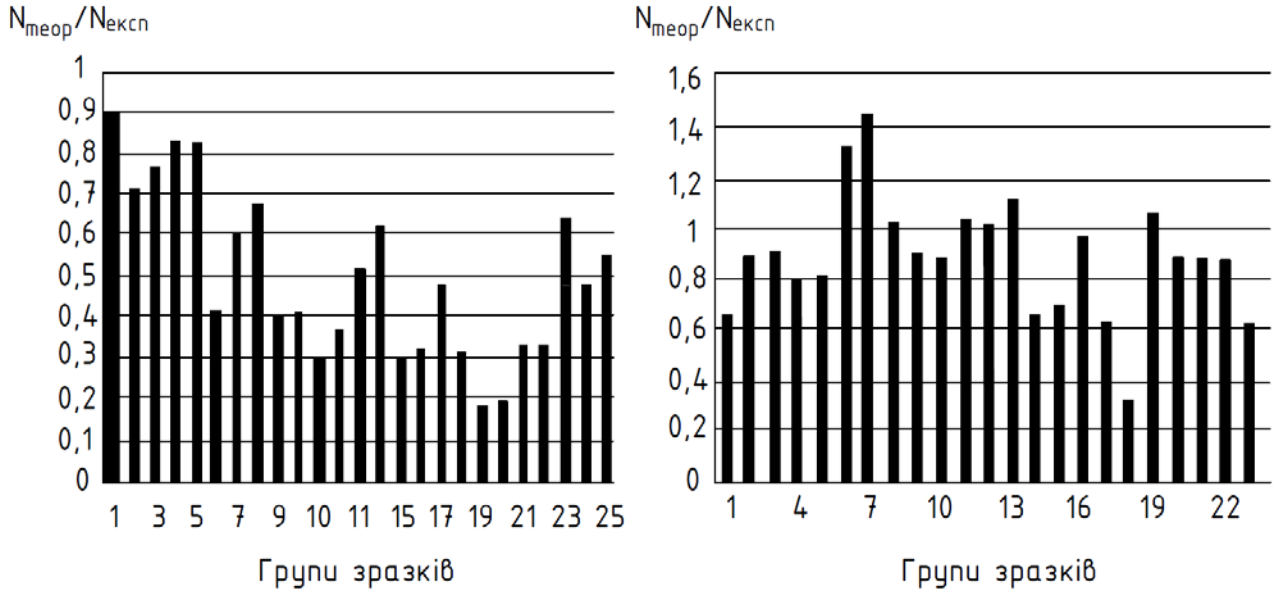
Вчений зазначав, що запропонований метод дозволяє комплексно враховувати особливості роботи стиснутої кам'яної кладки, а також двостадійний характер їхнього руйнування. Перша стадія – формування та розвиток вертикальних тріщин при напруженні $\sigma_1/\sigma_u = 0{,}5\ldots0{,}7$ (рис. 1.7, а), друга – повне руйнування кладки, що супроводжується втратою стійкості відшарованих фрагментів та зсувом ущільнених зон у вигляді клинів.

а б

Рисунок 1.7 – Характер тріщиноутворення (а) і руйнування (б) кам'яної кладки при стиску без обмеження поперечних деформацій

Фролова А.С. [38] виконала порівняльний аналіз розрахунків, проведених за [33, 39], використовуючи експериментальні дані, отримані в дослідженнях Дегтева І.А. та Донченка О.М. [40], Алексєєнкова Д.А. [41], Котова І.Т. [42]. Результати розрахунків за моделлю [33] показали занижені значення руйнівних навантажень порівняно з теоретичними прогнозами [39], котрі краще корелюються

з експериментами (рис. 1.8). Це свідчить про не повне врахування реального характеру роботи матеріалів конструкції моделлю [33] та потребує подальшого уточнення для підвищення її точності.



а б

Рисунок 1.8 – Порівняння експериментальних та теоретичних результатів:
а – за [33]; б – за [39]

У монографії [43] приділена увага визначенню опору цегляних зразків осьовому стиску. Досліджувані стовпи мали розміри 250×250×1000 мм і відрізнялися різним сполученням марок цегли і розчину в серії. Випробування проводилося шляхом поетапного навантаження, при якому зусилля збільшувалися ступенями від 1/10 до 1 очікуваного руйнівного навантаження. На кожному рівні навантаження витримка становила 5 – 6 хвилин, що дозволяло оцінити поведінку матеріалу під навантаженням та його граничний стан перед руйнуванням.

Руйнування зразків розпочалося з утворення вертикальних тріщин у центральній частині граней, які поширювалися як знизу вгору, так і в протилежному напрямку. Процес супроводжувався появою тріщин у місцях стику двох граней (рис. 1.9), що свідчить про крихкий характер руйнування. У верхніх і нижніх рядах спостерігалося відшарування цегли по порожнинах, що вказує на

нерівномірний розподіл напружень у матеріалі. Перші тріщини виникли при навантаженні в межах $N/N_u = 0{,}6…0{,}94$.

Рисунок 1.9 – Характер руйнування цегляних стовпів

У результаті випробувань цегляних стовпів на центральний стиск були отримані експериментальні значення границі міцності цегляної кладки, котрі порівняли з розрахованими за формулою Онищика Л.І. (рис. 1.10).

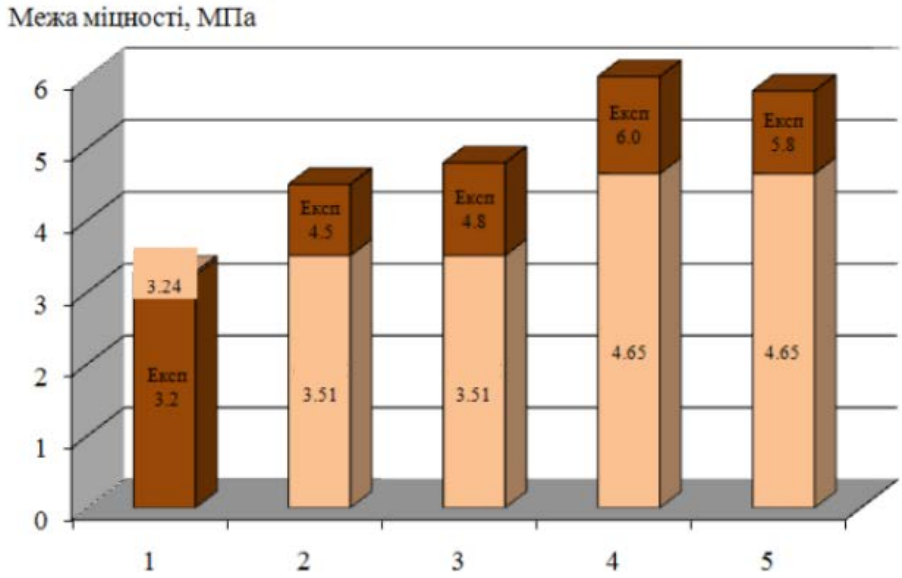


Рисунок 1.10 – Гістограма порівняльного аналізу експериментальних і теоретичних значень [44] межі міцності цегляної кладки

Аналіз отриманих результатів показав наступні закономірності: перший зразок продемонстрував експериментальну границю міцності, яка несуттєво відрізняється від теоретичної; з другого по п’ятий зразки мають експериментальну межу міцності, що перевищує значення, визначене за [44], у 1,2…1,37 рази порівняно з теоретичними даними. Отримані результати вказують на можливе заниження нормативних значень міцності кладки для певних комбінацій цегли та розчину, що потребує додаткового аналізу методики розрахунку.

Дослідженням міцності центрально-стиснутої цегляної кладки займався Міщенко Р.А. [30]. У своїй роботі він провів випробування зразків розмірами 250×250×1000 мм, виготовлених із повнотілої цегли марок М50, М75 та М125. Порівняльний аналіз отриманих результатів дозволив оцінити вплив марки цегли на міцність кладки при стиску. Візуалізація отриманих даних представлена у вигляді гістограми на рис. 1.11.

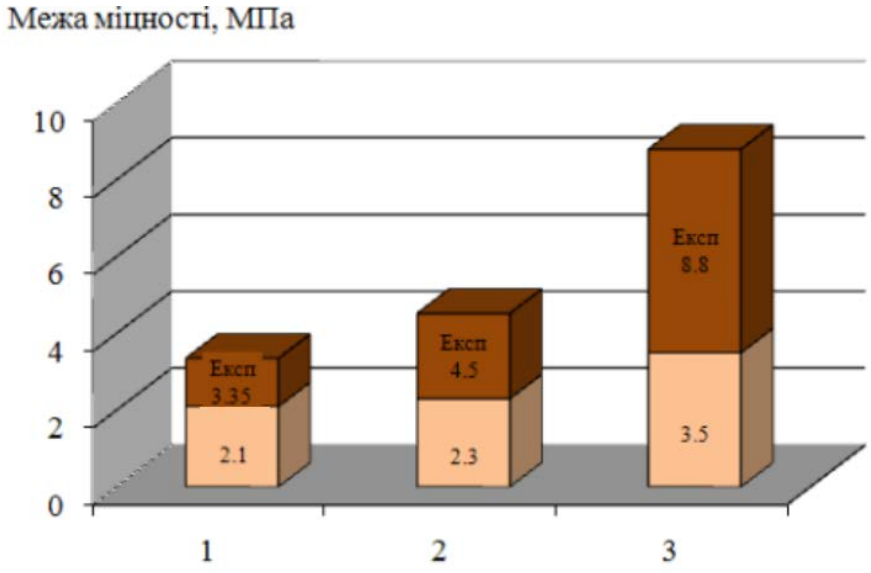


Рисунок 1.11 – Гістограма порівняльного аналізу експериментальних та теоретичних значень [44] межі міцності цегляної кладки (для 1 – М50, 2 – М75, 3 – М125)

Результати досліджень показують, що значення границі міцності, отримані за формулою Онищика Л.І., є заниженими у 1,6…2,5 рази порівняно з експериментальними даними. Це свідчить про необхідність перегляду

розрахункових методик або врахування додаткових факторів, що впливають на міцність центрально-стиснутої цегляної кладки.

У дослідженнях Усенко Д.В. [45] визначав міцність кладки шляхом випробування цегляних стовпів розмірами поперечного перерізу 250×250 мм та 380×380 мм і висотою 750 мм (рис. 1.12).

Рисунок 1.12 – Характер руйнування дослідних зразків

Для стовпців-близнюків використовувалися два види розчину: цементно-піщаний та з додаванням Церезиту. Опір стовпчиків, виготовлених з додаванням «церезитного розчину», виявився на 25% більшим порівняно з тими, що були виготовлені на звичайному цементно-піщаному розчині. Під час випробувань перші вертикальні тріщини виникали в середній за висотою частині зразків, при навантаженні, яке становило 0,6 від руйнівного. Тріщини проходили як через камінь, так і через розчин. Зі збільшенням навантаження відбувався розвиток цих тріщин, утворення нових та їхнє розповсюдження. Руйнування відбувалося після утворення похилих тріщин у цеглинах верхніх і нижніх рядів, що призводило до роздроблення каменів і відокремлення окремих стовпів, обмежених вертикальними тріщинами, які з’явилися раніше. Характер руйнування стовпів показано на рис. 1.12. Експериментальна міцність стовпчиків на стиск більше на 30 – 40%, порівняно із підрахованою за формулою Онищика Л.І.

Випробування цегляних стін на осьовий стиск. У своїй роботі Хохлін Д.О. та Попок К.В. [37] дослідили міцність цегляної кладки за наявності горизонтальних тріщин. Було виготовлено шість зразків (рис. 1.13) з розмірами поперечного перерізу 510х250 мм висотою 770 мм. Для врахування фактичної міцності матеріалів проведено контрольні випробування, результати яких узгоджуються з нормативними даними [1]. Згідно з отриманими результатами, марка цегли визначена як М100. Середня міцність на стиск розчину f_m = 4,5 МПа. Для зразків без тріщин руйнівне навантаження становило 48,5…51,0 тс, для зразків із горизонтальними тріщинами воно зменшилося до 45,0 …50,0 тс.

Рисунок 1.13 – Зразок без горизонтальних тріщин після руйнування на центральний стиск

За результатами своїх досліджень [37] вчені дійшли висновку, що утворення горизонтальної тріщини у шві кладки, за умови збереження шару розчину як пружної «постілі» для цегли**,** не призводить до суттєвого зниження міцності кладки на стиск. Водночас спостерігається значне зменшення модуля деформацій та жорсткості кладки з тріщиною. Це пояснюється додатковими вертикальними деформаціями у шві з тріщиною, які виникають через вибирання зазорів, що сформувалися при утворенні тріщини. Таким чином, наявність горизонтальних

тріщин у швах кладки може знижувати її загальну жорсткість і деформаційну стійкість, навіть якщо її несуча здатність залишається порівняно високою.

У своєму дослідженні Habib M.A. й інші [46] випробували шість зразків розмірами 480×115×375 мм (рис. 1.14). Камінь (цегла) для зразків був обпалений вугіллям та газом.

Для стін із цегли, обпаленої вугіллям, максимальне граничне навантаження становило 250 кН при використанні цементно-піщаного розчину 1:3, а максимальна гранична міцність 4,53 МПа при використанні цементно-піщаного розчину 1:6. Для стін із цегли, обпаленої газом, максимальне граничне навантаження становило 450 кН, а максимальна гранична міцність 8,22 МПа, при використанні цементно-піщаного розчину 1:3.

Рисунок 1.14 – Дослідний зразок [46]

Випробування кам’яних призм на осьовий стиск. За кордоном для визначення міцності кладки на стиск використовують призми, фрагменти стін і стінки малого розміру (wallettes). Призми – це елементи, котрі мають висоту від однієї до трьох одиниць елементів кладки, у той час як стінки малого розміру (wallettes) – це зразки коротких стін із кількох рядів, що мають ширину в три або більше одиниць. Фрагменти стін кладки можна порівняти з фактичними стінами, так як вони мають висоту більшу, ніж призми. Але їх дослідження не є економічно

вигідним порівняно з призмами та стінками. Щодо геометричних розмірів зразків: IS: 1905 [47] рекомендує співвідношення висоти до товщини (*h/t*) від 2 до 5 для призм з мінімальною висотою 400 мм. Американський стандарт ASTM C1314-18 [48] передбачає, що зразок має складатись мінімально з двох каменів із співвідношенням висоти до товщини h_p/t_p від 1,3 до 5. Drysdale R.G. і Hamid A.A. [49] виявили, що призма з трьох рядів краще відображає властивості кладки порівняно з двохрядовими призмами. Francis A.J. та ін. [50] вважають, що призми висотою від п’яти до шести каменів можна вважати такими, що не зазнають впливу торцевих пластин під час випробувань.

Отже, можна зазначити, що експериментальні зразки відрізняються в різних дослідженнях.

В Україні діє нормативний документ ДСТУ Б EN 1052-1:2011 [51], який є перекладом EN 1052-1:1998, згідно [51] для визначення зазначеної міцнісної характеристики необхідно здійснювати випробування цегляних зразків довжиною не менше довжини 2 цеглин, висотою не менше 3-х рядів кладки, мінімальне значення товщини: одна цеглина, крім того висота дослідного зразка має знаходитися в межах від 3 до 15 його товщин і бути не менше ніж його висота.

Питаннями випробування кам’яних призм займалися Singh S.B. та Munjal P. [52], Ravula M.B. та ін. [53], Wu F. та ін. [54], Ganesan T.P. та Ramamurthy K. [55], Francis A.J. та ін. [50], Hamid A.A. та ін. [56], Mann W. [57], Hendry A.W. та Malek M.H. [58], Dayaratnam P. [59], Apolo G.L. та Matinez-Luengas A.L. [60], Dymiotis C. і Gutlederer B.M. [61], Kaushik H.B. та ін. [62], Gumaste K.S. та ін. [63], Lumantarna R. та ін. [64], Balasubramanian S.R. та ін. [65], Nagarajan S. та інші [66], Engesser F. [67], Bröcker O. [68], Bennet R. та ін. [69], Christy C.F. та ін. [70], Garzón-Roca J. та ін. [71], Thaickavil N.N. та Job T. [72], Thomas J. та Ansar E.M. [73], Boult B.F. [74], Brown R.H. and Whitlock A.R. [75], Lübeck A. та інші [76], Sajanthan K. та інші [77], Habib M.A. та інші [46].

В ході досліджень [52, 53, 58 – 64, 66 – 72, 77] встановлене зростання міцності кладки на стиск зі збільшенням міцності цегли та розчину.

Автори [56, 72, 73] стверджують, що опір призми зменшується зі збільшенням співвідношення *h/t* зразків. В той же час в [56] припустили, що слід враховувати кількість рядів, а не співвідношення *h/t*. В [74] досліджено взаємозв'язок між опором стиску і висотою призми, складеної із різних каменів. Призми з висотою до найменшого бічного розміру від 2 до 5 були виготовлені з використанням різних елементів кладки. Результати показали, що зменшення опору призми зі збільшенням її висоти виявилося незначним при висоті призми від 5 до 12 рядів; запропоновано враховувати властивості матеріалів елементів кладки, із яких складалися призми.

В [75] досліджували опір на стиск призм із порожнистої цегли. Висока міцність цегли на розрив у поєднанні з високою міцністю розчину були факторами, які підвищували опір призми на стиск.

В [53] відображені результати експериментальних досліджень руйнування кладки при стиску з глиняної цегли. В цьому випадку міцність кладки на стиск виявилася нижчою, ніж міцність цегли і розчину. Локальне дроблення цегли поблизу межі цегли та розчину спричиняло руйнування призм із розчином високої міцності, тоді як вертикальне розтріскування цегли було причиною руйнування призм із розчином низької міцності. В [52] досліджували деформації та напруження традиційної глинобитної кладки в Китаї та відзначили, що на міцність кладки впливає співвідношення міцності розчину до міцності каменю. Відповідно до дослідження [55] тип будівельного розчину не відіграє істотного впливу на поведінку призм. Також автори [55] припустили, що бажано випробовувати призми, які мають ложкову схему перев'язки ніж штабельну (рис. 1.15). В [50] зазначили, що тонкі шви роблять кладку міцнішою.

В дослідженнях [72] прийшли до висновку, що при прогнозуванні міцності кладки також важливо враховувати інші параметри, такі як: об'ємна частка каменю (V_{Fb}); об'ємна частка розчину (V_{RmH}); співвідношення висоти до товщини (h/t) зразка (крім міцності каменю (f_b) і міцності розчину (f_m) кладки). Вченими було підготовлено та випробувано 192 призми з використанням двох типів каменю (цементно-стабілізована пресована земляна цегла – В1 й обпалена глиняна цегла –

B2) та чотирьох видів розчину (цементно-піщаний розчин чотирьох різних пропорцій; M1 (1:6), M2 (1:5), M3 (1:4) і M4 (1:3)).

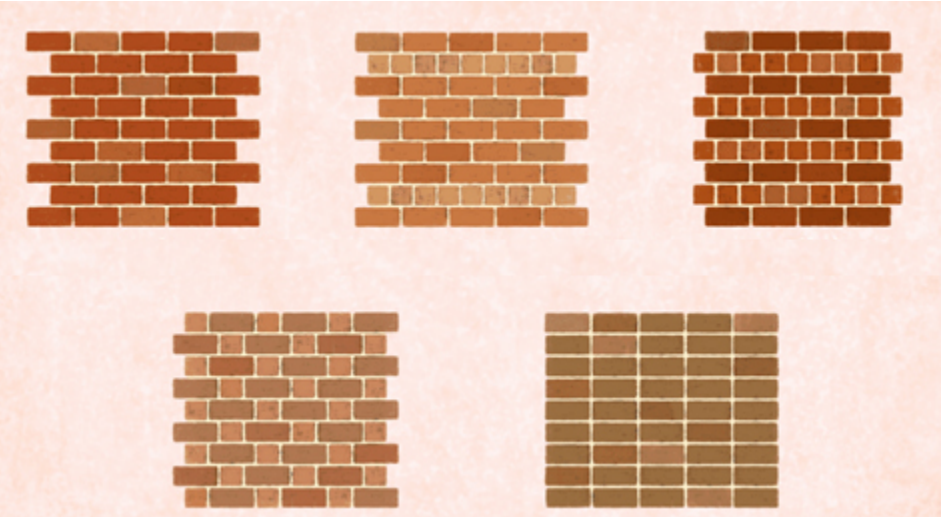


Рисунок 1.15 – Види перев'язок кам'яної кладки: ложкова, американська хрестова, хрестова, фламандська, штабельна (зліва-направо) згідно з [55]

На рис. 1.16 показано геометричну конфігурацію дослідних зразків, для кожного із восьми типів було виготовлено і випробувано по три зразки з використанням двох типів цегли та чотирьох типів розчину.

Призми з цементно-стабілізованої пресованої земляної цегли (B1) мали нижчий опір порівняно з призмами із випаленої глиняної цегли місцевого виробництва (B2) (рис. 1.17). Зміна міцності на стиск призми залежно від міцності цегли показана на рис. 1.18.

Збільшення виявилося значним у діапазоні міцності розчину між 13,6 – 14,2 МПа; незначним, коли міцність розчину перевищує 17,5 МПа.

При осьовому завантаженні призм виникає тенденція до бокового розширення через ефект Пуассона. Кам'яна кладка погано працює на розтяг через наявність слабких зв'язків на межі каменю та розчину. Зі збільшенням висоти призми збільшується зона бічного розтягу. Ця зона пов'язана з утворенням тріщин і це можна вважати поясненням зниження опору через збільшення висоти зразка.

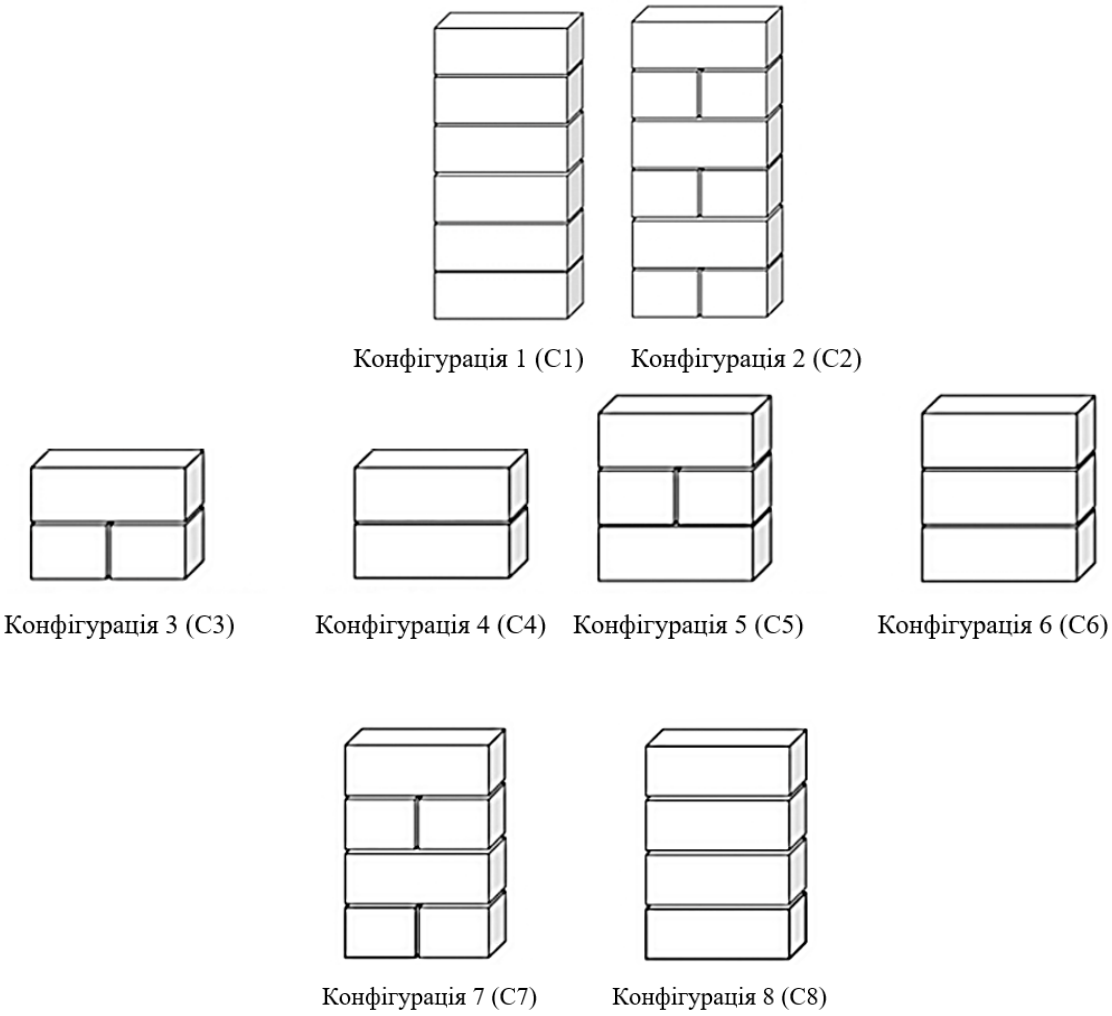


Рисунок 1.16 – Геометрична конфігурація призм в [72]

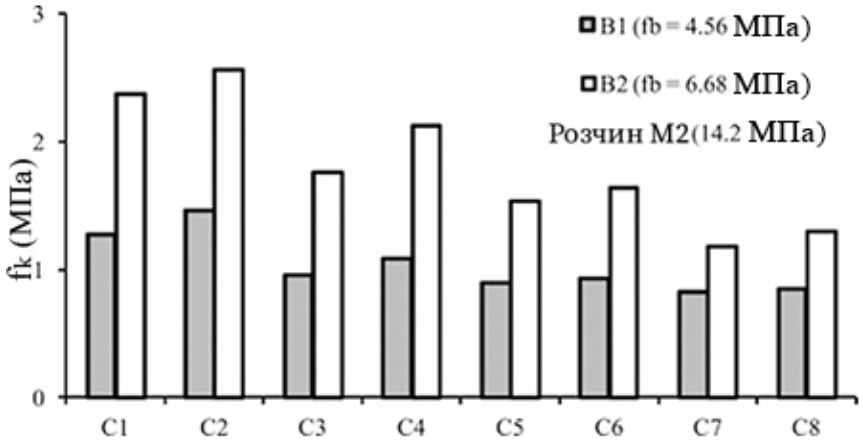


Рисунок 1.17 – Вплив міцності цегли на опір призм при стиску

Камінь займає близько 80 – 95% об'єму кладки і є її основною складовою. Опір призми збільшується зі збільшенням об’єму каменю. Виявлено, що деформація і руйнування каменю викликає руйнування призм.

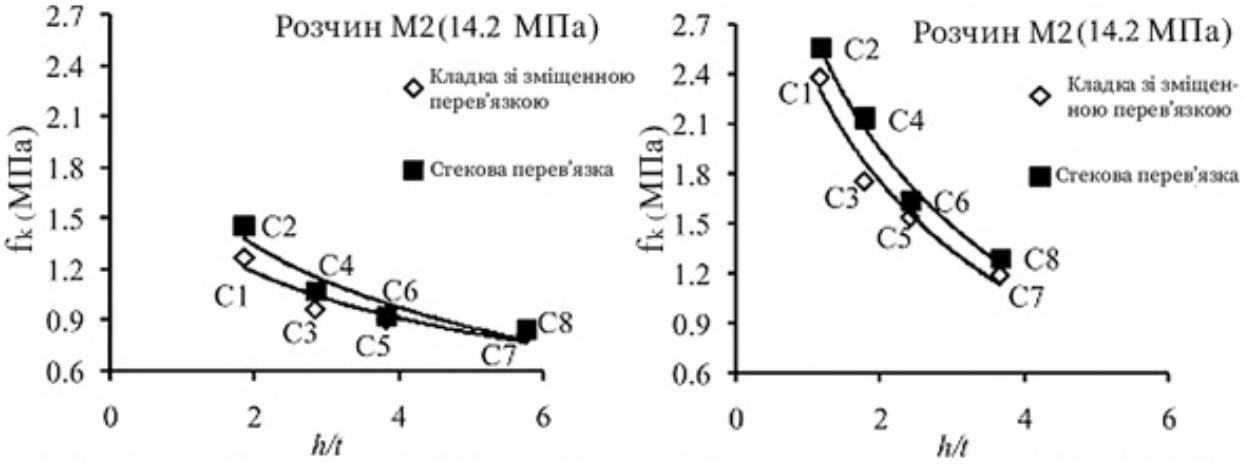


Рисунок 1.18 – Зміна опору призми на стиск зі зміною співвідношення *h*/*t*:
а – призми з каменем В1 (4,46 МПа); б – призми з каменем В2 (6,68 МПа)

Перші вертикальні тріщини утворювалися в середині зразків (рис. 1.19).

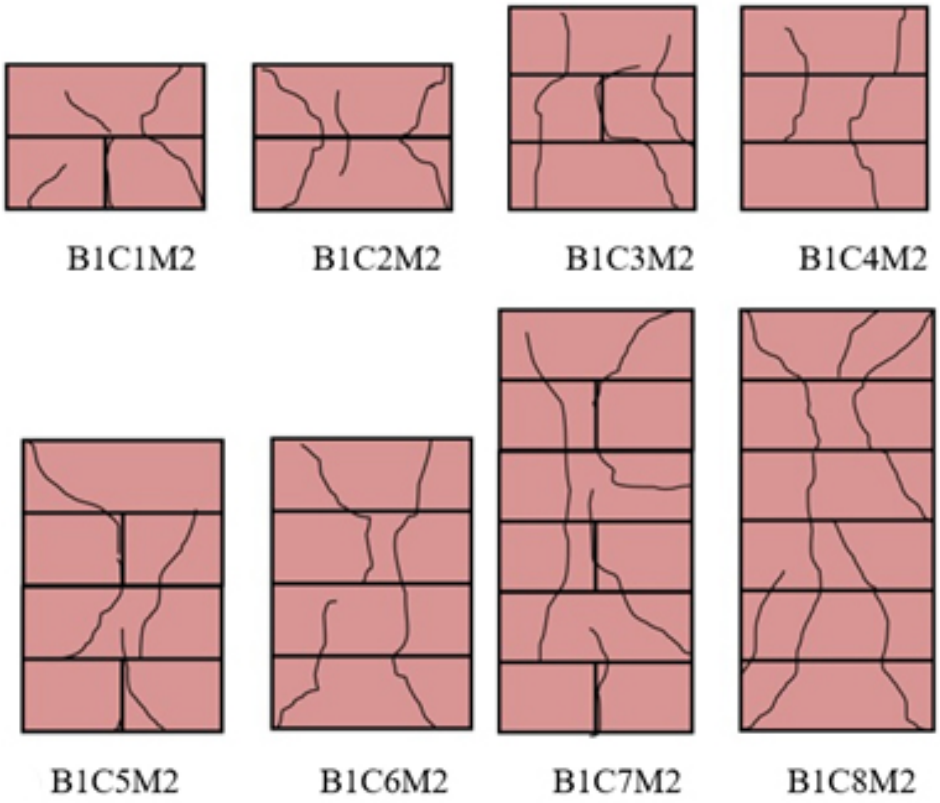
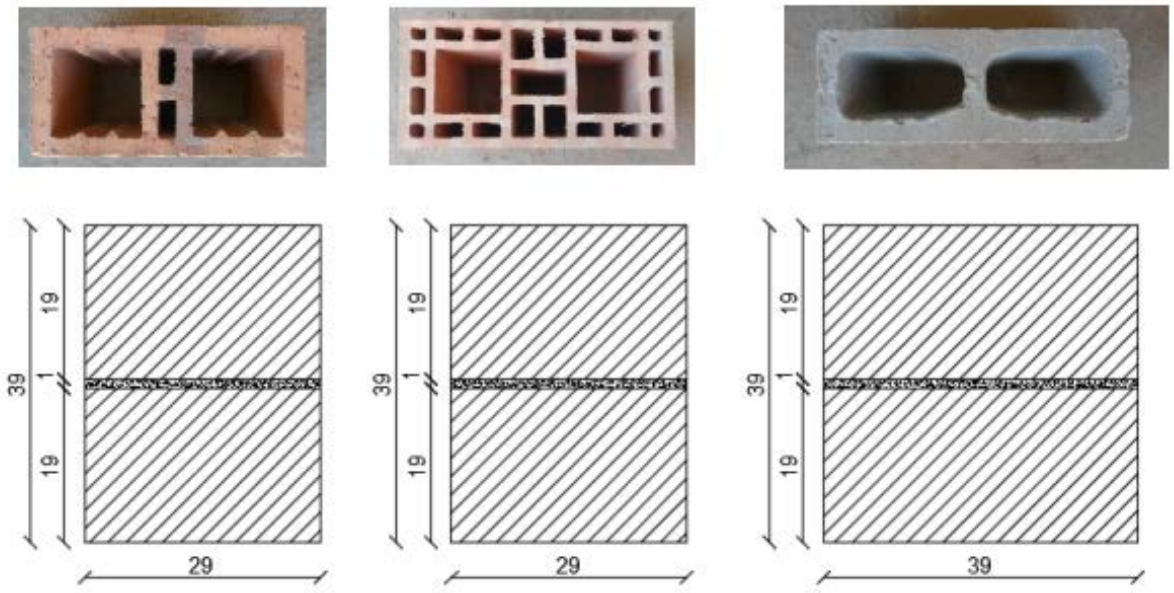


Рисунок 1.19 – Схема виникнення тріщин для типу цегли В1 і розчину складу М2 (1:5)

Це пов’язано з зусиллям розриву, що розвивається в композитному зразку завдяки ефекту Пуассона. На опорі поєднання цих зусиль та сили тертя між пластинами випробувальної машини та зразком спричиняє утворення похилих тріщин. У більш менших за висотою зразках С1 і С2 переважали похилі тріщини, оскільки зона дії розривної сили поширюється лише на невелику висоту.

Схема тріщиноутворення була подібною і в інших призмах, виготовлених із використанням розчину М1. Характер тріщин у призмах з цеглою В2 також був схожим на В1.

Дослідники [76] випробували двокомпонентні призми, з’єднані між собою швом товщиною приблизно 10 мм при осьовому стиску (рис. 1.20).



M V C

Рисунок 1.20 – Геометричні розміри призм

При виготовленні використовувалися три типи блоків: суцільностінний керамічний блок (М), пустотілий керамічний блок (V) і бетонний блок (С). Завданням дослідників було перевірити комбінації трьох різних типів елементів з різною міцністю розчину, щоб визначити кореляцію між ними за допомогою формату, запропонованого Єврокодом 6 [78]. Результати представлені в таблиці 1.1, де f_{bk} – міцність на осьовий стиск по площі брутто, $f_{bk.n}$ – нетто, σ_n – стандартне відхилення, ν – коефіцієнт варіації.

Всього в експерименті було використано 5 видів розчину.

Таблиця 1.1 – Осьова міцність призм на стиск у площі брутто та нетто [76]

Тип зразка	f_{bk} (МПа)	$f_{bk.n}$ (МПа)	σ_n (МПа)	v (%)
M	10,9	21,79	0,8	6,4
V	9,2	22,63	1,2	10,6
C	6,8	11,93	0,8	9,6

Призми з керамічних блоків продемонстрували підвищення опору зі збільшенням міцності розчину, для бетонних блоків таке явище не спостерігалося.

В 2019 році вченими [77] була визначена міцність на стиск за результатами випробування 144 кам'яних призм (рис. 1.21) з використанням 24 різних комбінацій блоків і розчину: блоки розмірами 205×105×65 мм, розчини зі співвідношенням цемент: пісок або грунт 1:5, 1:7 і 1:9. Кожна призма складалася з трьох стабілізованих земляних блоків і двох розчинних швів товщиною 10 мм.

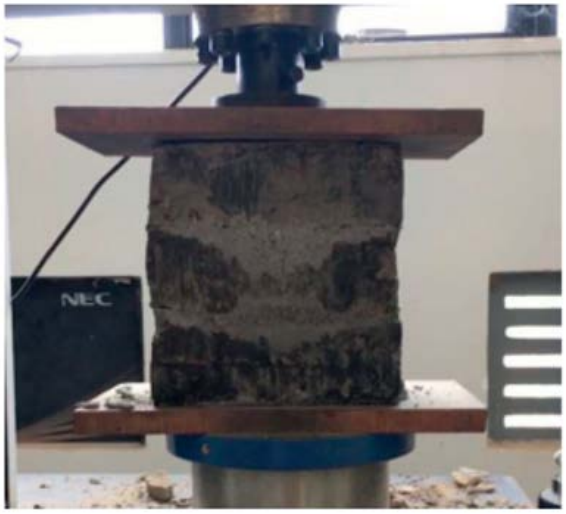


Рисунок 1.21 – Дослідний зразок в [77]

Руйнування призм відбулося внаслідок розколювання за вертикальною тріщиною. Руйнування кам'яної кладки в основному базується на сумісності деформацій на межі між елементами кладки та розчином [63]. Якщо камінь міцніший за розчин, руйнування кладки буде спричинено розривом розчину в швах, яке поширюється на камінь, викликаючи вертикальну тріщину в кладці. З

іншого боку, якщо камінь буде слабшим за розчин, то він зруйнується через роздавлювання. Отримані результати показали, що міцність кладки збільшується разом із міцністю каменю та міцністю розчину для всіх типів каменю і розчину. Гранична міцність фіксувалась в межах від 1,5 МПа до 4,5 МПа. В [77] було запропоноване рівняння для оцінки міцності кладки на стиск зі стабілізованого земляного блоку.

В своєму дослідженні [46] автори випробували 6 призм із п’яти каменів (250×250×375 мм) (рис. 1.22), які були зв’язані певним типом розчину. Камінь (цегла) для зразків був обпалений вугіллям та газом. За результатом випробування призм, випалених на вугіллі, максимальна гранична міцність становила 4,56 МПа при співвідношенні цементно-піщаного розчину 1:4; для випалених на газу – 9,53 МПа.

Рисунок 1.22 – Дослідний зразок [46]

1.2 Залежності, запропоновані для підрахунку міцності кладки на стиск

1.2.1 Класичні і нормативні залежності

У 1937 році Онищик Л.І. опублікував монографію [15], де у вигляді гіперболічної залежності запропонував прообраз уточненої в 1939 формули, котра майже без змін часто застосовується і в сучасному проєктуванні:

$$f_k = Af_b\left[1-\frac{a}{b+\frac{fm}{2f_b}}\right], \qquad (1.3)$$

де $A = (100+f_b)/100m+nf_b$ – значення конструктивного коефіцієнта;

f_b – міцність каменю;

a, b, m, n – значення емпіричних коефіцієнтів, які враховують тип кладки, висоту та марку каменів.

Оскільки уникнути значного впливу емпіричних коефіцієнтів (a, b) неможливо, то у європейській практиці нормування міцності кладки застосовується емпірична формула, яка є набагато простішою для практичного застосування. В ній застосовано поняття характеристичної (нормативної) міцності кладки. Такий підхід прийнятий і в чинних нормах України [51, 79].

Згідно з вимогами норм [79] (п. 8.6.1.2) характеристичне (нормативне) значення міцності кладки на стиск повинне бути визначене безпосередньо з випробувань зразків кладки. Такі випробування можуть проводитися для окремого проєкту або ж результати можуть бути взяті, наприклад, із бази даних додатку Р цих норм (що відповідає отриманим за формулою Онищика Л.І.), або їх можна підрахувати за рівнянням:

$$f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta}, \tag{1.4}$$

де f_k – характеристична (нормативна) міцність кладки на стиск, МПа;

α, β, K– емпіричні константи, які враховують тип кладки; α = 0,7; β = 0,3 – для кладки, виконаної на будівельному розчині загального призначення і легкого будівельного розчину; α = 0,85; β = 0 – для кладки, виконаної з використанням тонкошарового будівельного розчину в горизонтальних швах кладки завтовшки від 0,5 мм до 0,3 мм і глиняної цегли груп 1 або 4, силікатної цегли, бетонних блоків і блоків із ніздрюватого бетону автоклавного твердіння; α = 0,7; β = 0 – для кладки, виконаної з використанням тонкошарового будівельного розчину в горизонтальних швах кладки завтовшки від 0,5 мм до 0,3 мм і глиняної цегли груп 2 або 3;

K – константа, яка враховує вплив типів елементів кладки, будівельного розчину та вплив на міцність кладки технологічних факторів.

Німецький учений Hubert Hilsdorf (Хільсдорф) у 1969 році запропонував для визначення міцності кладки f_k формулу:

$$f_k = \left[\frac{f_{bt}+\alpha f_m}{f_{bt}+\alpha f_b}\right]\frac{f_b}{U}, \quad (1.5)$$

де f_b, f_{bt} – міцність елементів кам'яної кладки при, відповідно, одновісному стисканні та розтягуванні, МПа;

f_m – міцність стандартних циліндрів з розчину при одновісному стисканні, МПа;

$U \in (1{,}1; 2{,}5)$ – коефіцієнт нерівномірності деформування;

$\alpha = t_m/4{,}1t_b$;

t_b, t_m – відповідно висота елемента кам'яної кладки та товщина шару розчину.

Формула вважається класичною у теорії розрахунків кам'яних конструкцій у багатьох країнах Європи та в США. У цій формулі коефіцієнтом 4,1 ураховуються поперечні напруження в розчині, які спричинені обмеженнями його деформування. Проте значення напружень, які обчислюються за даною формулою, суттєво залежать від застосованого значення емпіричного коефіцієнта «нерівномірності деформування» *U*, який змінюється в широких межах.

1.2.2 Формули різних авторів

Моделі закордонних вчених для прогнозування міцності кладки на стиск відображені в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Залежності, запропоновані для визначення міцності кам'яної кладки при стискові

№	Автор	Модель	
1	2	3	4
2	[68]	$f_k = 0{,}68 f_b^{1/2} f_m^{1/3}$	
3	[57]	$f_k = 0{,}83 f_b^{0{,}66} f_m^{0{,}18}$	
4	[58]	$f_k = 0{,}317 f_b^{0{,}531} f_m^{0{,}208}$	
5	[59]	$f_k = 0{,}275 f_b^{0{,}5} f_m^{0{,}5}$	

Закінчення таблиці 1.2

1	2	3	4
6	[60]	$f_k = (v_u f_b + 0{,}8 v_m f_m)/10$	v_u– відносний об'єм каменю; v_m– відносний об'єм розчину; f_{bk} – міцність каменю кладки за площею брутто; коефіцієнти k, α і β змінюються відповідно до складу призм
7	[69]	$f_p = 0{,}3 f_b$	
8	[61]	$f_k = 0{,}3266 f_b * (1 - 0{,}0027 f_b + 0{,}0147 f_m)$	
9	[62]	$f_k = 0{,}317 f_b^{0{,}866} f_m^{0{,}134}$	
10	[63]	$f_k = 0{,}63 f_b^{0{,}49} f_m^{0{,}32}$	
11	[70]	$f_k = 0{,}35 f_b^{0{,}65} f_m^{0{,}25}$	
12	[71]	$f_k = 0{,}53 f_b + 0{,}93 f_m - 10{,}32$	
13	[64]	$f_k = 0{,}75 f_b^{0{,}75} f_m^{0{,}31}$	
14	[80]	$f_k = 0{,}69 f_b^{0{,}6} f_m^{0{,}35}$	
15	[72]	$f_k = \frac{0{,}54 \times f_b^{1{,}06} \times f_m^{0{,}004} \times VF_b^{3.3} \times VF_{mH}^{0.6}}{h/t^{0{,}28}}$	
16	[76]	$f_k = k \times f_m^{\alpha} \times f_{bk}^{\beta}$	
17	[77]	$f_k = 0{,}25 \times f_b^{1{,}03} \times f_m^{0{,}28}$	

1.3 Міцність цегляної кладки при місцевому стиску

Шаповал С.Л. у своїх дослідженнях [17] вивчала роботу цегляної кладки при місцевому стиску, аналізуючи вплив характеру навантаження, прикладеного по всій товщині стіни як у центрі, так і на краю зразка. Випробовувалися стіни шириною 250 мм, довжиною 630…2330 мм та висотою 625…1300 мм. У ході випробувань за центрального прикладання навантаження спостерігалися різні механізми руйнування: при менших відношеннях l_{loc}/L руйнування відбувалося шляхом утворення клина під штампом, від якого вертикальна тріщина розколювала зразок майже навпіл. При більших відношеннях утворювався несиметричний клин, від вершини якого поширювалися похилі тріщини, що свідчить про складніший механізм руйнування. Методика розрахунку міцності, запропонована [17], базується на статичному принципі граничної рівноваги.

Згідно з нею, міцність цегляної кладки при місцевому центральному стиску пропонується визначати за такими формулами:

$$N_1 = \left[1 + \left(\frac{2x_1}{l_{loc}}\right)^2\right] b\left[0{,}85 f_t L + 0{,}9 f_{sq}(2H - x_1) f l_{loc}\right], \quad (1.6)$$

$$N_2 = 1{,}8b\left[f_t(H - x_1) + 0{,}5 f_{sq} l_{loc} + 1{,}11 f x_1\right] \times \left[1 + \left(\frac{l_{loc}}{2x_1}\right)^2\right], \quad (1.7)$$

де $x_1 = 0{,}24\sqrt{l_{loc}/H}$ – висота умовної піраміди продавлювання, яка виникає під площею зминання;

f_{sq} – розрахунковий опір зрізу кладки;

f_t – розрахунковий опір розтягу кладки;

f_b – розрахунковий опір стиску кладки;

L, H, b – довжина, висота та ширина елемента кладки відповідно;

l_{loc} – довжина площадки завантаження.

При кутовому зминанні:

$$N_1 = \left(f_{sq} H + 1{,}5 f l_{loc}\right) b, \quad (1.8)$$

$$N_2 = 3{,}6b(f_t H + 0{,}42 f_b l_{loc}). \quad (1.9)$$

Несуча здатність цегляної кладки при місцевому стиску визначається як менше з двох значень N_1 або N_2. Це означає, що фактична гранична несуча здатність кладки визначається найслабшою умовою руйнування, що враховує різні механізми навантаження і особливості роботи матеріалу в умовах стиску.

У своїх дослідженнях Митрофанов В.П. та Довженко О.О. [26] застосували варіаційний метод теорії пластичності для розрахунку міцності кам’яної кладки при місцевому стиску.

Метод ґрунтується на теорії ідеальної пластичності кам’яної кладки**,** доповненій певними обмеженнями для її застосування. Основна ідея полягає у визначенні граничного навантаження з використанням вдосконаленого пластичного потенціалу. На основі цього підходу були отримані рішення для задач зминання плоских кам’яних елементів при центральному та крайовому стисненні. При розрахунках міцності враховується характер руйнування залежно від конкретного випадку зминання, що визначає кінематичну схему руйнування елемента. Основними параметрами, що впливають на міцність кладки, є: f_d, f_t та відношення $\alpha = h/l_{loc}$, де h – висота елемента.

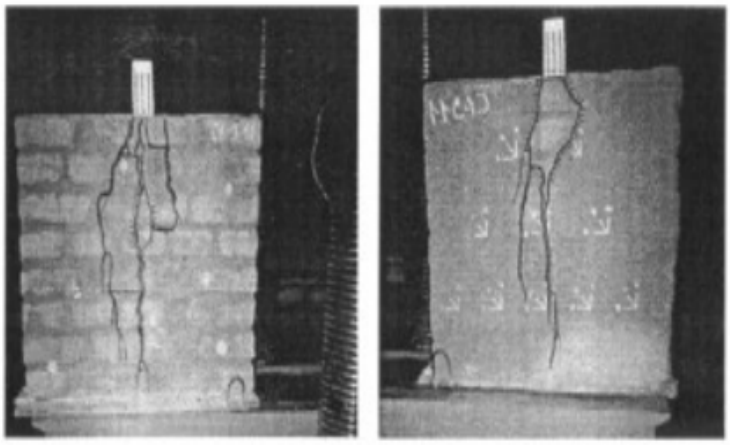


Рисунок 1.23 – Характер руйнування цегляних стін при $\alpha=h/l_{loc}$=15,75 [26]

На підставі варіаційного підходу теорії пластичності, запропонованого Пінчук Н.М. [32], було виконано розв'язання задачі визначення граничного навантаження армоцегляних елементів за умов центрального та кутового одностороннього місцевого стиску.

Згідно з [81] розрахунок перерізів на місцевий стиск здійснюють з урахуванням навантажень, що прикладаються до обмеженої частини площі перерізу (зокрема, у випадках обпирання на кладку ферм, балок, перемичок, колон тощо) за формулою:

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1 , \qquad (1.10)$$

де A – розрахункова площа перерізу;

ξ_1 – коефіцієнт, що залежить від матеріалу кладки і місця прикладання навантаження згідно табл. 8.3 [81];

A_c – площа зминання, на яку передається навантаження.

1.4 Висновки за розділом

На підставі аналітичного огляду літературних джерел встановлено:

1. Міцність кам'яної кладки при стискові визначається широким спектром чинників, серед яких основними є фізико-механічні характеристики компонентів

кладки (каменю та розчину), а також конструктивні параметри, зокрема співвідношення висоти до товщини зразка (*h/t*).

2. Більшість науковців зосереджують увагу саме на вивченні впливу *h/t* на міцність кладки, а також на дослідженнях, пов’язаних із впливом міцності розчину і каменю на загальний опір елементів при стискові.

3. Питання, пов’язані з вибором геометричних розмірів зразків для випробування кладки при стискові, залишаються невирішеними. Відсутність єдиних підходів до стандартизації форми та розмірів зразків знижує точність і порівнюваність результатів випробувань, що вказує на необхідність подальших досліджень.

4. Крім експериментального визначення характеристики міцності кладки при осьовому стиску, важливе значення має оцінювання опору кладки при стиску, котре передається через обмежені ділянки перерізу стіни.

5. Для оцінювання несучої здатності стін запропонований варіаційний метод теорії пластичності, котрий базується на розгляді кінематичного механізму руйнування кладки. Однак не всі випадки місцевого стиску (зокрема під опорними ділянками балок і плит) розглянуті.

РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Метою експериментальних досліджень являється аналіз характеру руйнування та граничного навантаження цегляної кладки при осьовому та місцевому стиску.

2.1 Експериментальні дослідження міцності цегляної кладки при осьовому стиску

В лабораторії кафедри будівельних конструкцій була виготовлена серія дослідних зразків (рис. 2.1) для випробування на осьовий стиск, котра включала: три стовпи із розмірами поперечного перерізу 510×510, 380×380, 250×250 мм, висотою 1 м; 3 пари призм товщиною в пів цеглини та висотою в три, п’ять і сім цеглин стандартного розміру (250x120x65 мм), а також фрагмент стіни товщиною в пів цеглини та розмірами 900×440 мм (табл. 2.1). Мурування зразків виконувалося на металевій пластині з петлями, яка необхідна для транспортування зразків до пресу.

Рисунок 2.1 – Дослідні зразки для випробування на осьовий стиск

Використовувалося таке маркування дослідних зразків:

- для стовпчиків: С (стовпчик)-*a.b.h* (розміри поперечного перерізу і висота зразка в см);

- для стінки: Ст (стінка)-*a.b.h* (розміри поперечного перерізу і висота

зразка в см);

- для призм: П (призма)-*a.b.h* (розміри поперечного перерізу і висота зразка в см), а (б) – зразки близнюки.

Геометричні параметри дослідних зразків першої серії надані в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Геометричні параметри дослідних зразків першої серії

№	Найменування	Ширина, мм	Довжина, мм	Висота, мм
1	С-25.25.100	250	250	1000
2	С-38.38.100	380	380	1000
3	С-51.51.100	510	510	1000
4	Ст-90.12.44	120	900	440
5	П-25.12.21,5-а	120	250	215
6	П-25.12.21,5-б	120	250	215
7	П-25.12.36,5-а	120	250	365
8	П-25.12.36,5-б	120	250	365
9	П-25.12.51,5-а	120	250	515
10	П-25.12.51,5-б	120	250	515

Для виготовлення дослідних зразків використовувалася повнотіла цегла пластичного формування розмірами 250×120×65 мм Козельщинського заводу будівельних матеріалів та цементно-піщана суміш «Бінекс» (рис. 2.2) в співвідношенні цементу до піску 1:3.

Рисунок 2.2 – Цементно-піщана суміш «Бінекс»

В процесі навантаження передбачалося вивчення деформованого стану кладки за допомогою індикаторів годинникового типу із ціною поділки 0,01 мм (рис. 2.3). При випробуванні стовпів використовувалися чотири індикатори, база

вимірювання складала 400 мм, для стінки – два індикатори з базою 200 мм, для призм індикатори не використовувалися.

Рисунок 2.3 – Індикатори годинникового типу

На першому етапі зразки переміщувались в прес ПММ-500 за допомогою кран-балки. На кожен зразок зверху укладалась пружна прокладка з войлоку товщиною 7 мм для рівномірної передачі навантаження. Ступінь навантаження при випробуванні зразків приймалась 10% від теоретично підрахованого руйнівного навантаження. Кількість ступенів навантаження приймалась від восьми до десяти. На кожному ступені знімались дані за індикаторами, здійснювалися огляд зразків і фіксувалося утворення тріщин, їх розвиток. За попередніми розрахунками для випробування стовпів із розмірами поперечного перерізу 380×380, 250×250 мм, стінки та призм використовувалась шкала А з ціною поділки 200 кг (рис. 2.4, а), для випробування стовпа із розміром поперечного перерізу 510×510 мм – шкала Б з ціною поділки 500 кг (рис. 2.4, б).

а

б

Рисунок 2.4 – Шкала пресу ПММ-500:

а – шкала А з ціною поділки 200 кг; б – шкала Б з ціною поділки 500 кг

Зразки С-25.25.100, Ст-90.12.44, П-25.12.36,5-а у пресі під час випробування представлено на рис. 2.5, 2.6, 2.7.

Рисунок 2.5 – Дослідний зразок С-25.25.100 в пресі перед випробуванням

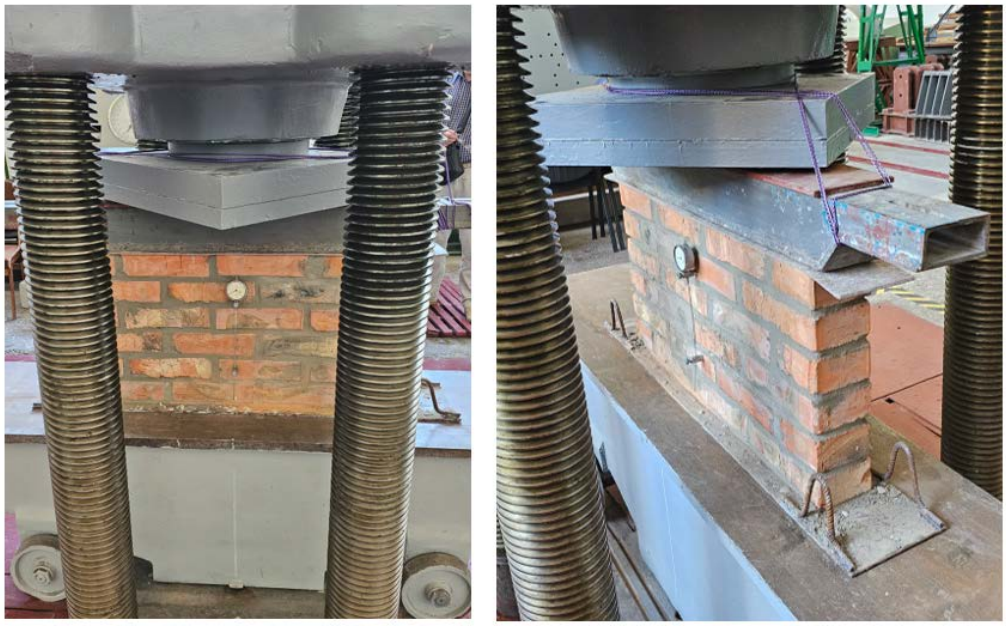


Рисунок 2.6 – Дослідний зразок Ст-90.12.44 в пресі перед випробуванням

Рисунок 2.7 – Дослідний зразок П-25.12.36,5-а в пресі перед випробуванням

2.2 Механічні характеристики матеріалів дослідних зразків

Для визначення міцності кладки здійснювалися випробування цегли і розчину.

Цегла. Для визначення межі міцності на стиск було відібрано 3 пари цеглин та 3 цеглини для випробування на згин за [82].

Згідно з [82] цеглу, призначену для випробування на стиск, накладають постелями одна на одну і з'єднують цементним розчином. Верхню і нижню поверхні зразків для забезпечення гладкості і паралельності вирівнюють тим же розчином. Товщина шва між зразками повинна бути не більше 5 мм, а вирівнювального шва – не більше 3 мм. Підготовлені таким чином зразки витримують перед випробуванням протягом 3 – 4 діб у закритому приміщенні при температурі повітря 20 ± 2°С. Випробування зразків (рис. 2.8) проводиться на пресі, ступінь точності показань якого має бути не нижче ± 2%. Навантаження на зразок повинне прикладатися плавно зі швидкістю 2 – 3 кг/см² за секунду до повного руйнування.

Випробування цегли на стиск проводилося у робочому залі лабораторії кафедри будівництва та цивільної інженерії у відповідності до вимог [82] на зразках із двох цілих цеглин на пресі типу ПГ– 125 (рис. 2.8).

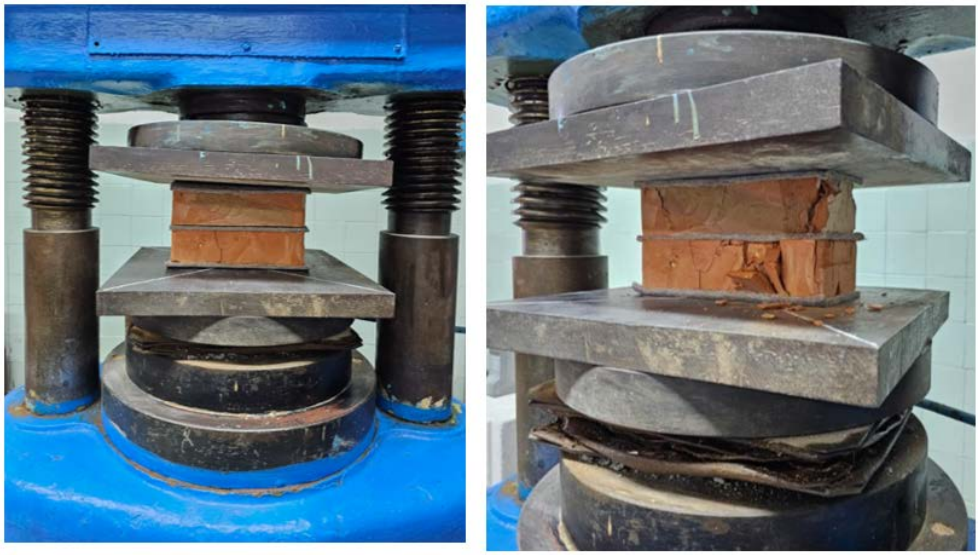


Рисунок 2.8 – Процес випробування цегли на стиск

Під час випробування на згин цеглу укладають плазом за схемою балки, яка вільно лежить на двох опорах у вигляді роликів діаметром 20 – 30 мм на відстані 20 см (рис. 2.9, б). У місцях обпирання та прикладання навантаження на цеглу накладають смужки з цементного розчину шириною 2 – 3 см і товщиною не більше 3 мм. Після накладання цих смужок цеглу витримують у приміщенні протягом 3 – 4 діб.

Для випробування зразків на згин застосовують будь-який прес, який дозволяє реєструвати величину руйнівного навантаження з точністю до 25 кг. Навантаження на зразок слід прикладати посередині через ролик плавно зі швидкістю 10 – 20 кг/с.

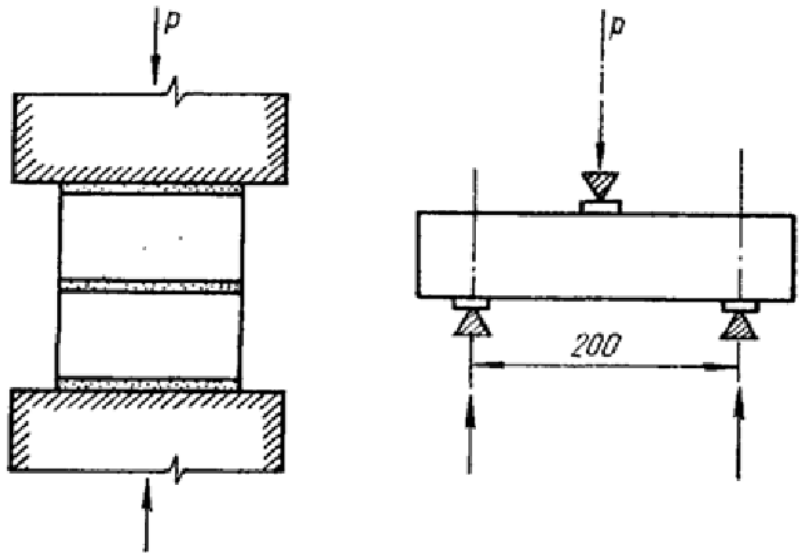


Рисунок 2.9 – Схеми випробування цегли на:
а – стиск; б – згин

Межа міцності цегли на стиск визначалася за формулою:

$$f_b = \frac{N}{A}, \tag{2.1}$$

де: N – руйнівне навантаження, МН;

A – площа поперечного перерізу зразка, що визначається як середнє арифметичне значення площин верхньої та нижньої його поверхні, м^2.

Випробування цегли на згин проводилося у лабораторії кафедри будівництва та цивільної інженерії на 5-тонному механічному пресі типу Р – 5 (рис. 2.10). Межа міцності при згині визначалася за формулою:

$$f_t = \frac{3Nl_0}{2bh^2}, \tag{2.2}$$

де: l_o – розрахунковий проліт, м;

h – висота цеглини по середині прольоту без шара вирівнювання, м;

b – ширина зразка, м.

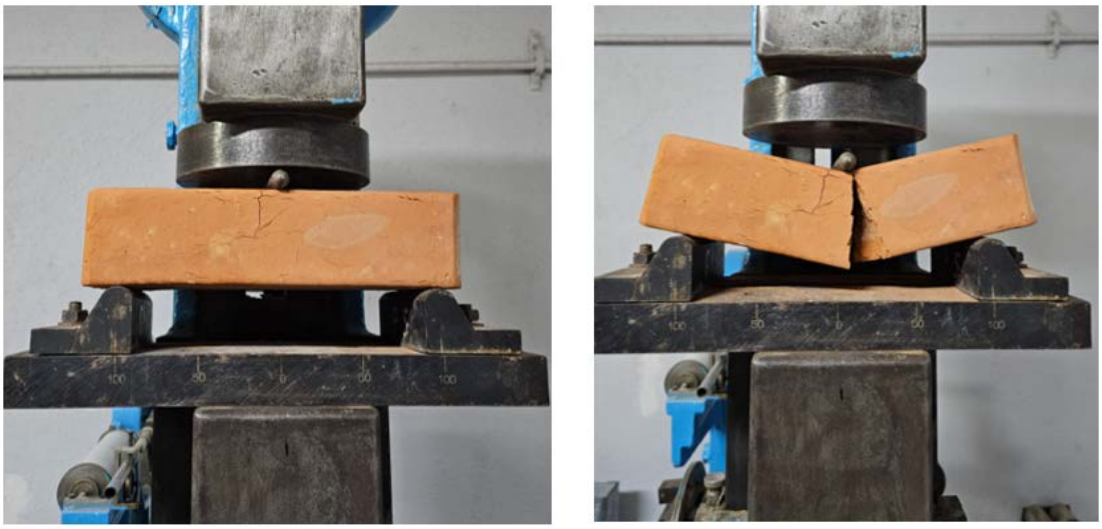


Рисунок 2.10 – Процес випробування цегли на згин

Значення, що отримані за результатами випробувань цегли, наведені у табл. 2.2. Міцність цегли встановлювалася у відповідності до вимог [1].

Таблиця 2.2 – Характеристика міцності цегли

№ зразка	Межа міцності на стиск, МПа	Межа міцності на згин, МПа	Середня міцність цегли f_b, МПа
1	11,20	2,116	11,30
2	11,13	2,216	
3	11,56	2,119	

Розчин. Визначення характеристик міцності розчину виконувалося відповідно до вимог [83]. Із замісу розчину виготовлялися куби з довжиною ребра 70,7 ± 70,7 мм. Випробування кубів проводилося у лабораторії кафедри будівництва та цивільної інженерії на пресі ПГ– 50 (рис. 2.11).

Згідно з [83] зразок встановлювався на нижню плиту преса так, щоб стискальна сила була спрямована паралельно шарам укладання розчинової суміші в форму і вертикальна вісь зразка проходила через центр плити преса. Навантаження зразків виконують безперервно зі швидкістю, яка забезпечує зростання розрахункового навантаження в зразку до його повного руйнування, але не більше 0,6 МПа/с. При цьому час навантаження одного зразка повинен бути не

менше 30 с. Досягнуте в процесі випробування зразка максимальне зусилля приймають за величину руйнівного навантаження.

Результати випробувань розчину на стиск наведені у табл. 2.3.

Таблиця 2.3 – Характеристика міцності розчину

№ зразка	Межа міцності на стиск, МПа	Середнє значення межі міцності на стиск f_m, МПа
1	8,61	8,56
2	8,68	
3	8,38	

Рисунок 2.11 – Процес випробування кубів розчину

2.3 Експериментальні дослідження міцності цегляної кладки при місцевому стиску

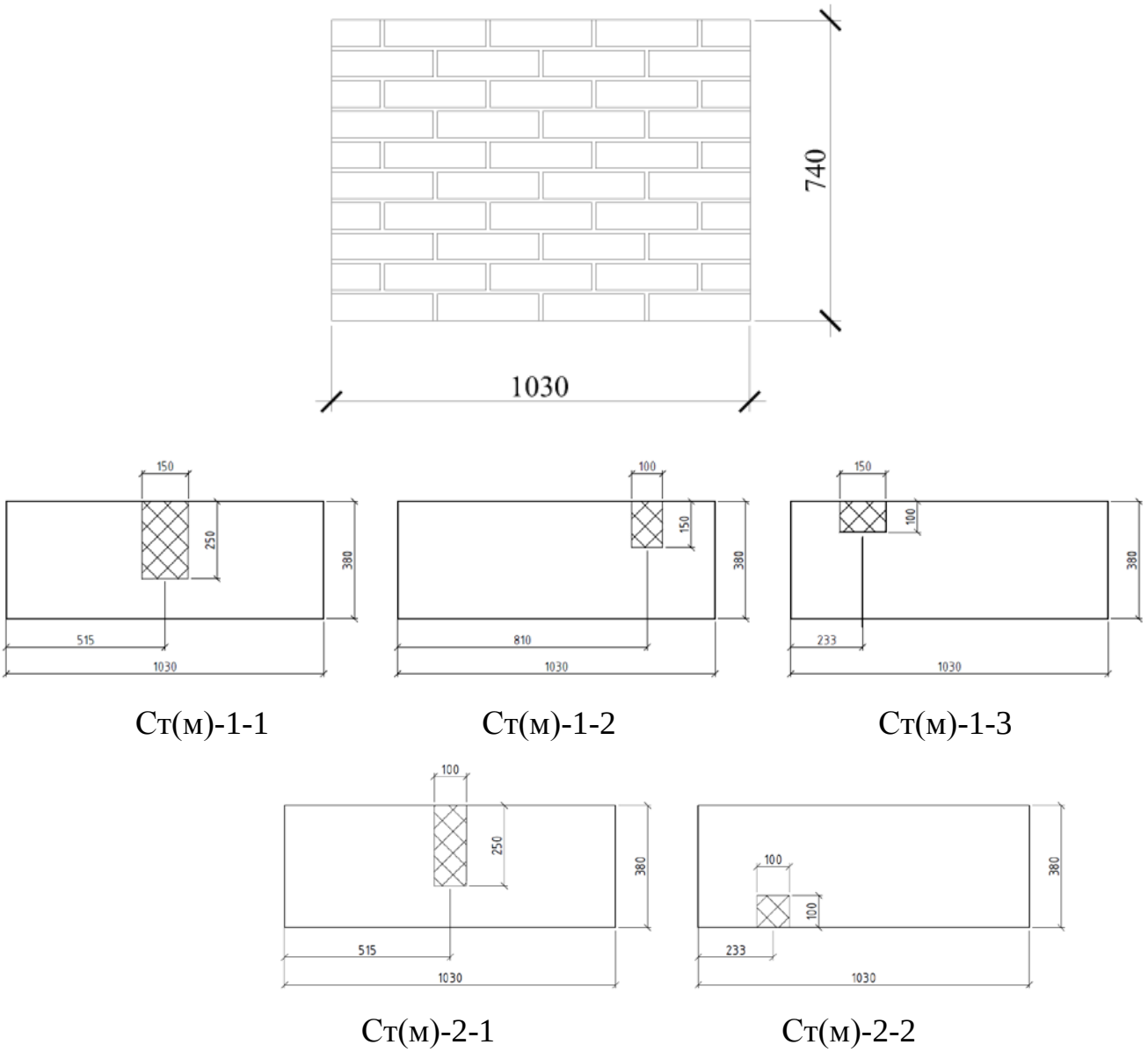
Необхідність проведення експериментальних досліджень пов’язана із відсутністю даних про місцевий стиск кладки у разі прикладання навантаження не на всю ширину стіни [81]. А для забезпечення достовірності запропонованої методики необхідна повнота її експериментальної перевірки.

В рамках роботи досліджувалися цегляні стінки одного розміру, що зазнавали місцевого стиску для випадку прикладання навантаження не на всю

ширину перерізу стіни (див. рис. 2.12). Варіювалися також розміри площадки завантаження: 150×250; 100×150; 150×100; 100×250; 100×100 мм.

Планувалося вивчити поведінку зразків під час навантаження, з'ясувати форми руйнування, величину граничного навантаження в залежності від розмірів площадки завантаження та місця її розташування.

Маркування дослідних стінок на місцевий стиск було таке: Ст(м) – стінка, котра випробовується на місцевий стиск; номер стінки: 1 і 2 (було випробувано дві стінки); номер випадку місцевого стиску (три для однієї стінки і два для іншої).



Ст(м)-1-1 Ст(м)-1-2 Ст(м)-1-3

Ст(м)-2-1 Ст(м)-2-2

Рисунок 2.12 – Випадки місцевого стиску

Геометричні параметри дослідних зразків другої серії надано в табл. 2.4.

Таблиця 2.4 – Геометричні параметри дослідних зразків другої серії

№	Найменування	Довжина, мм	Висота, мм	Товщина, мм	Розмір площадки навантаження, мм ($l_{loc}xb_{loc}$)
1	Ст(м)-1-1	1030	740	380	150×250
2	Ст(м)-1-2	1030	740	380	100×150
3	Ст(м)-1-3	1030	740	380	150×100
4	Ст(м)-2-1	1030	740	380	100×250
5	Ст(м)-2-2	1030	740	380	100×100

Зразки-стінки виготовлялися в лабораторії кафедри будівельних конструкцій на спеціальному майданчику, розташованому в зоні дії кран-балки. Спочатку вкладалися металеві піддони товщиною 12 мм з петлями для зручного переміщення зразків по території майданчика кран-балкою. На момент випробувань вік дослідних зразків становив не менше ніж 28 діб.

Для виготовлення зразків використовувалася повнотіла цегла пластичного формування розмірами 250×120×65 мм Полтавського заводу ПАТ «КЕРАМІК» М100. Розчин виготовлявся з цементу ШПЦ–400 (співвідношення цементу до піску 1:3) Краматорського заводу та піску з модулем крупності – 1,4 Кротенківського кар'єру Полтавського району Полтавської області.

Для визначення міцності кладки здійснювалися випробування цегли згідно з [82] і розчину згідно з [83]. Значення, що отримані за результатами випробування цегли, наведені у табл. 2.5. Значення, що отримані за результатами випробування розчину, наведені у табл. 2.6.

Таблиця 2.5 – Характеристика міцності цегли

№ зразка	Межа міцності на стиск, МПа	Межа міцності на згин, МПа	Середня міцність цегли f_b, МПа
1	8,82	1,74	8,52
2	7,56	1,74	
3	9,18	1,74	

Таблиця 2.6 – Характеристика міцності розчину

№ зразка	Межа міцності на стиск, МПа	Середнє значення межі міцності на стиск f_m, МПа
1	4,21	4,45
2	4,76	
3	4,38	

Випробування стінок здійснювалося на 500-тонному гідравлічному пресі (рис. 2.13).

Рисунок 2.13 – Зразок Ст(м)-1-1 у пресі перед випробуванням

За результатами випробування цегляних стовпів, які входять із зразками-стінками в одну серію, але використовуються у дослідженні [45] f_u становить 3 МПа.

2.4 Висновки за розділом

1. Технологія виготовлення дослідних зразків та використані матеріали за своїми фізико-механічними характеристиками відповідають чинним будівельним нормам.

2. Прийнята методика експериментальних досліджень, кількість вимірювальних приладів забезпечує отримання об’єктивних даних про особливості деформованого стану цегляних елементів (стовпів, призм і стінки) при осьовому стиску.

3. При дослідженні цегляної стінки на місцевий стиск передбачається вивчення характеру руйнування, граничного навантаження та впливу таких визначальних факторів, як характеристики міцності елементів кладки, розміри площадки навантаження, місце її розташування.

РОЗДІЛ 3 РЕЗУЛЬТАТИ ТА АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1 Цегляні зразки при осьовому стиску

3.1.1 Характер руйнування дослідних зразків

Перші вертикальні тріщини в процесі випробування дослідних зразків утворювалися при навантаженні: $0{,}9N_u$ для стовпчика перерізом 250×250 мм; $0{,}8N_u$ – перерізом 380×380 мм; $0{,}55N_u$ – 510×510 мм; $0{,}6N_u$ – для призм і стінки розмірами 900×440 мм. Зі збільшенням навантаження довжина тріщин зростала, вони розповсюджувалися як за каменем, так і за розчином, з'являлися нові тріщини.

Характер руйнування стовпчика перерізом 250×250 мм представлений на рис. 3.1. Спостерігається вертикальні тріщини за висотою стовпа в поєднанні з похилими біля навантаженої й опорної площин, а також розкришування цегли в нижній частині зразка. Характерні ознаки руйнування присутні на чотирьох гранях.

Рисунок 3.1 – Дослідний стовпчик С-25.25.100 після випробування

Характер руйнування стовпчика перерізом 380×380 мм проілюстровано на рис. 3.2. Тут маємо схожі з попереднім зразком риси руйнування, котрі спостерігаються на двох протилежних гранях дослідного зразка.

Рисунок 3.2 – Дослідний зразок С-38.38.100 після випробування

Стовп із перерізом 510×510 мм у процесі та після випробування зображений на рис. 3.3 і рис. 3.4.

Рисунок 3.3 – Утворення тріщин дослідного зразка С-51.51.100

На одній із бокових граней дослідного зразка спостерігаємо нахилену площину руйнування, котра розповсюджується як за цеглою, так і за розчином між верхнім правим і нижнім лівим кутом грані. На іншій грані видно дві піраміди, з’єднані вершинами в середній за висотою частині стовпа у поєднанні із відокремленням бокових масивів. Присутні також вертикальні тріщини (рис. 3.4).

Рисунок 3.4 – Дослідний зразок С-51.51.100 після випробування

Отримані авторам результати підтверджують дані [34, 43, 84, 85] (рис. 3.5) стосовно наявності тріщин розколювання за висотою дослідних зразків, пірамід ущільнення під площадкою навантаження, розкришування цегли в його межах, а також місцеве руйнування в кутових зонах елементів.

а

б

Рисунок 3.5 – Характер руйнування кам’яних стовпів при стиску за:
а – [84]; б – [85]

Характер руйнування стінки відображений на рис. 3.6. На лицьових гранях зразка наявна система вертикальних і похилих тріщин, ділянки із розкришуванням цегли. На стадії, що передувала граничній, одна із вертикальних тріщин повністю перетнула дослідний зразок і відокремила від нього стовпчик, котрий розколовся у площині, перпендикулярній лицьовій грані.

Рисунок 3.6 – Дослідний зразок Ст-90.12.44 після випробування

Схожі результати отримані в [86, 87] та в інших джерелах, майже на всіх фото рис. 3.7 наявне розколювання стінки паралельно лицьовій грані.

а б

Рисунок 3.7 – Характер руйнування стінок при осьовому стиску в дослідах: а – [86]; б – [87]

Характер руйнування призм проілюстрований на рис. 3.8 – рис. 3.12. Перші два із них надають інформацію про результати випробування зразків висотою у три ряди кладки. Більш характерно ознаки руйнування проявляються на рис. 3.9: спостерігаємо роздавлювання та розшарування цегли за всією площиною призм; наявність двох з'єднаних вершинами по середині висоти зразка клинів, основою яких виступають опорна й навантажувана площини; тріщину розколювання в площині товщини елемента.

Рисунок 3.8 – Дослідний зразок П-25.12.21,5-а після випробування

Рисунок 3.9 – Дослідний зразок П-25.12.21,5-б після руйнування

Призми висотою пять рядів кладки після руйнування надані на рис. 3.10 і рис. 3.11. Тут наявні вертикальні та похилі тріщини на гранях дослідних зразків, розкришування цегли, відшарування зовнішніх шарів.

Рисунок 3.10 – Дослідний зразок П-25.12.36,5-а після випробування

Характер руйнування призм висотою 7 рядів кладки продемонстрований на рис. 3.12. На фото наявна ламана площина руйнування на лицьовій поверхні, відшарування зовнішніх шарів кладки, вертикальні тріщини, розкришування цегли.

Рисунок 3.11 – Дослідний зразок П-25.12.36,5-б після випробування

Рисунок 3.12 – Дослідний зразок П-25.12.51,5-а після випробування

У дослідах [88 – 90] отримано як руйнування шляхом розколювання в площині товщини призми, так і вертикальні тріщини на лицьових поверхнях зразків (рис. 3.13).

а б

в

Рисунок 3.13 – Характер руйнування дослідних призм згідно з: а – [88]; б – [89]; в – [90]

3.1.2 Граничне навантаження дослідних зразків

Визначення міцності цегляної кладки на стиск за формулою Л.І. Онищика [15].

Для зразків на розчині «Бінекс» міцність кладки становить:

$$f_k = 0{,}459 \times 113\left(1 - \frac{0{,}2}{0{,}3+\frac{85{,}6}{2\times 113}}\right) = 3{,}66, \text{МПа},$$

$$\text{A} = \frac{100+113}{100\times 1{,}25+3\times 113} = 0{,}459.$$

Визначення міцності цегляної кладки на стиск за ДБН В.2.6-162:2010 [79].

$$f_k = 0{,}5 \times 113^{0{,}7} \times 85{,}6^{0{,}3} = 5{,}2 \text{ МПа}.$$

Експериментальне визначення міцності кладки.

Результати експериментального визначення міцності дослідних зразків при осьовому стиску надані в таблиці 3.1.

Окремо аналізуємо три групи дослідних зразків – стовпи, призми та стінки.

Серед стовпів найбільша несуча здатність виявилася у зразка перерізом 510×510 мм висотою 1 м (С-51.51.100), що можна пояснити його масивністю, роботою в умовах об'ємного напруженого стану та зменшенням можливості прояву нерівномірності структури цегляної кладки на його опір.

Таблиця 3.1 – Результати випробування дослідних зразків на центральний стиск

№ з/п	Шифр зразка	*в*, мм	*l*, мм	*h*, мм	N_u, кН	f_u, МПа	f_k за (3.1), МПа	f_k за (3.3), МПа
1	С-25.25.100	250	250	1000	353,0	5,65	3,66	5,2
2	С-38.38.100	380	380	1000	662,0	4,58		
3	С-51.51.100	510	510	1000	1961,3	7,54		
4	Ст-90.12.44	120	900	440	594,3	5,5		
5	П-25.12.21,5-а	120	250	215	204,0	6,8		
6	П-25.12.21,5-б	120	250	215	158,9	5,3		
7	П-25.12.36,5-а	120	250	365	143,2	4,77		
8	П-25.12.36,5-б	120	250	365	149,1	4,97		
9	П-25.12.51,5-а	120	250	515	136,3	4,54		
10	П-25.12.51,5-б	120	250	515	131,4	4,38		

Дослідження кам'яних призм показало, що їх опір зменшується зі збільшенням співвідношення *h/t* зразків. Найбільший опір виявився у призм зі співвідношенням *h/t* = 1,8 (висотою в три ряди), найменша – зі співвідношенням *h/t*

= 4,3 (висотою в сім рядів). До аналогічного результату прийшли і автори [56, 72, 73]. В той же час в [56] припустили, що слід враховувати кількість рядів, а не співвідношення *h/t*.

Міцність зразка стіни становить 5,5 МПа при співвідношенні *h/t* = 3,67 згідно з табл. 3.1. В дослідженні [63] випробовувалися фрагменти стін та стінки малого розміру (wallettes. Згідно з отриманими даними опір дослідних зразків зменшувався зі збільшенням співвідношення *h/t* зразків аналогічно призмам. Схожі результати отримані в [91].

Зразок Ст-90.12.44 (стінка розмірами 900×440 мм, товщиною у півцеглини), міцність якого становить 5,5 МПа, приймаємо за еталон, оскільки він є найбільш наближеним за своєю формою до конструкцій, які експлуатуються. Виходячи з цього твердження можна зробити такі висновки: якщо у якості дослідного зразка використовувати стовп, то з розмірами поперечного перерізу 250×250 мм висотою 1000 мм; у якості альтернативного варіанту можна розглядати призму висотою у 5 цеглин (див. табл. 3.1).

3.1.3 Деформований стан дослідних зразків

За показами індикаторів годинникового типу було побудовано графіки залежності відносних деформацій цегляної кладки від рівня навантаження для стовпів перерізом 250×250 мм, 380×380 мм та 510×510 мм (рис. 3.15 – рис. 3.20).

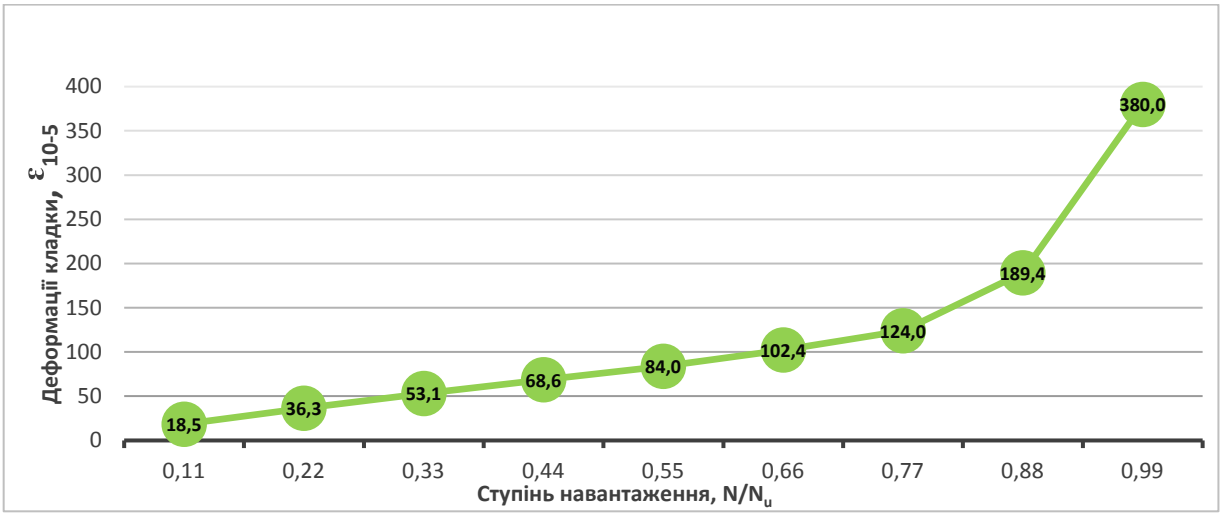


Рисунок 3.15 – Залежність відносних деформацій цегляної кладки від рівня навантаження (середнє значення) для стовпа перерізом 250×250 мм

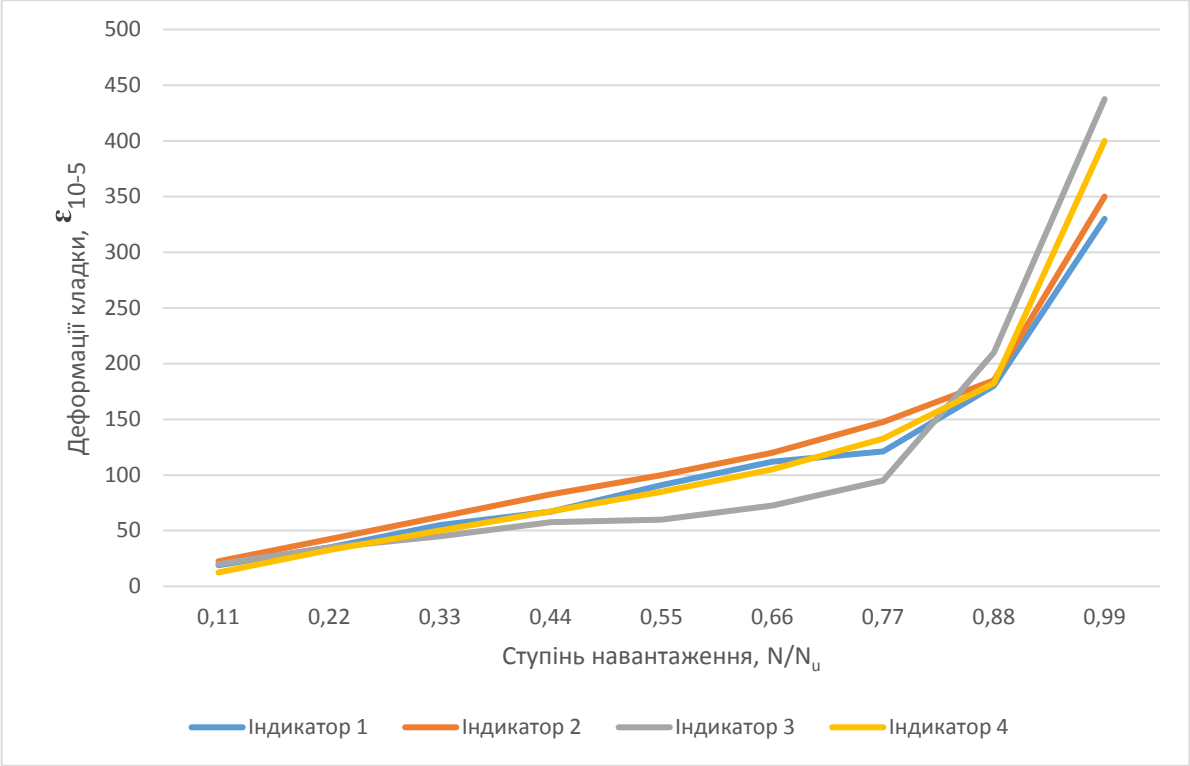


Рисунок 3.16 – Залежність відносних деформацій цегляної кладки від рівня навантаження для стовпа перерізом 250×250 мм

Рис. 3.15 і рис. 3.16 ілюструє результати для стовпа із перерізом 250×250 мм, рис. 3.17 і рис. 3.18 – перерізом 380×380 мм.

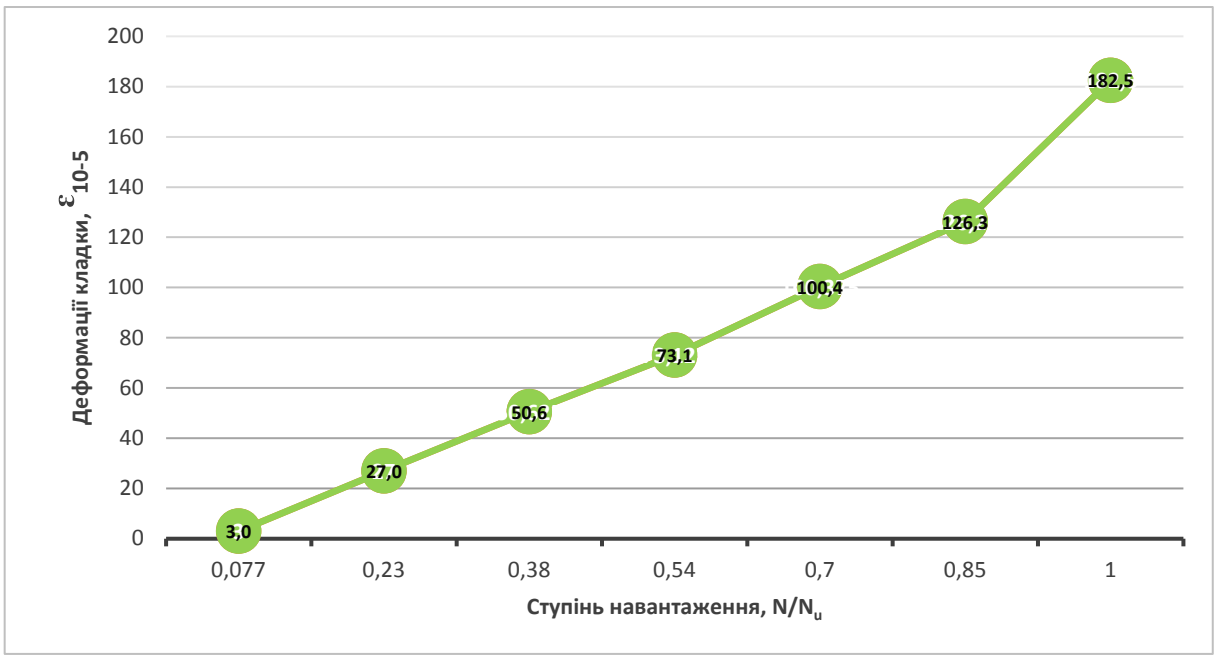


Рисунок 3.17 – Залежність відносних деформацій цегляної кладки від рівня навантаження (середнє значення) для стовпа перерізом 380×380 мм

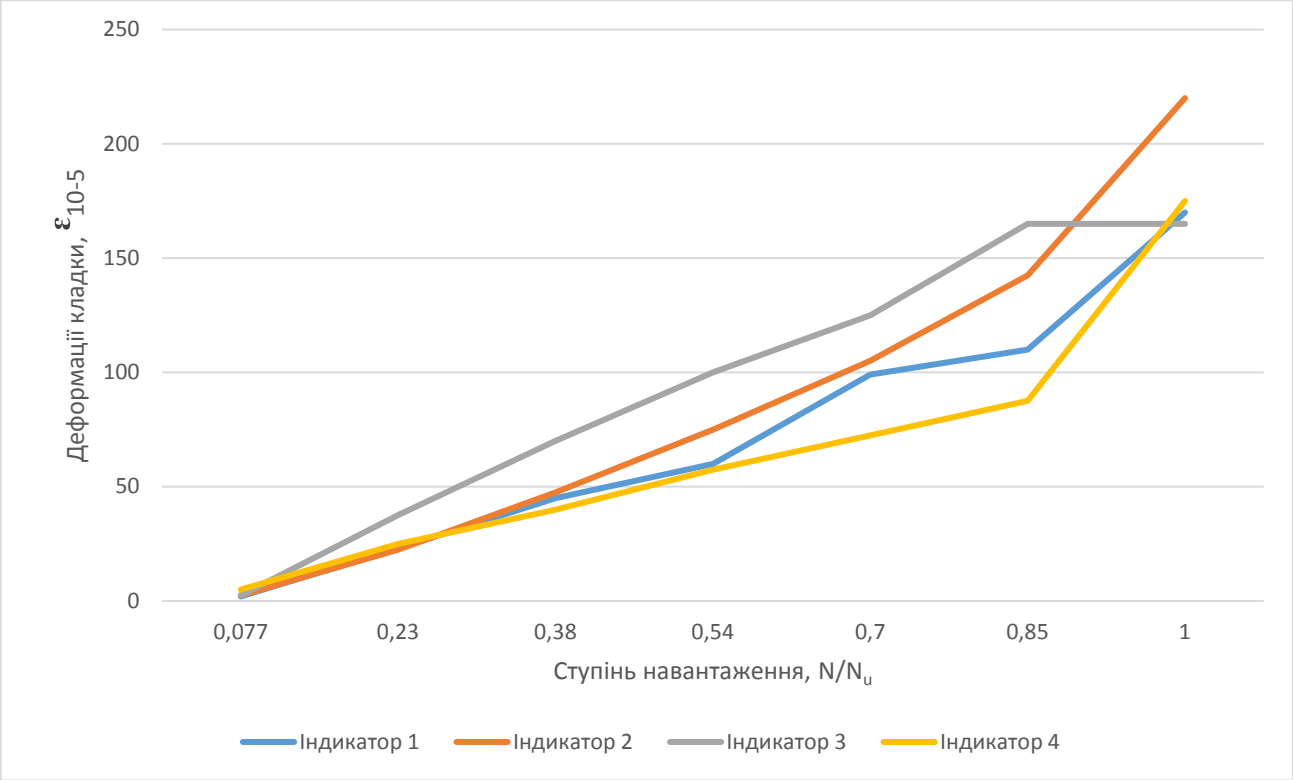


Рисунок 3.18 – Залежність відносних деформацій цегляної кладки від рівня навантаження по кожному індикатору для стовпа перерізом 380×380 мм

На рис. 3.19 і рис. 3.20 надана інформація про деформації зразка перерізом 510×510 мм.

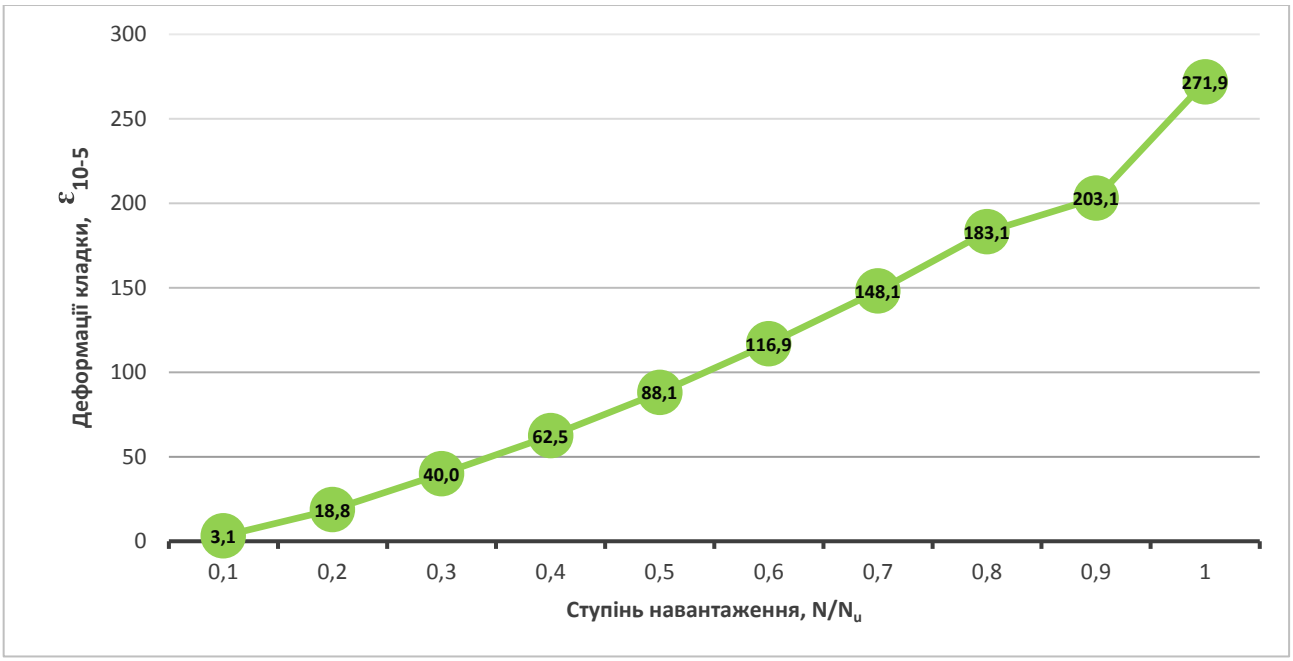


Рисунок 3.19 – Залежність відносних деформацій цегляної кладки від рівня навантаження (середнє значення) для стовпа перерізом 510×510 мм

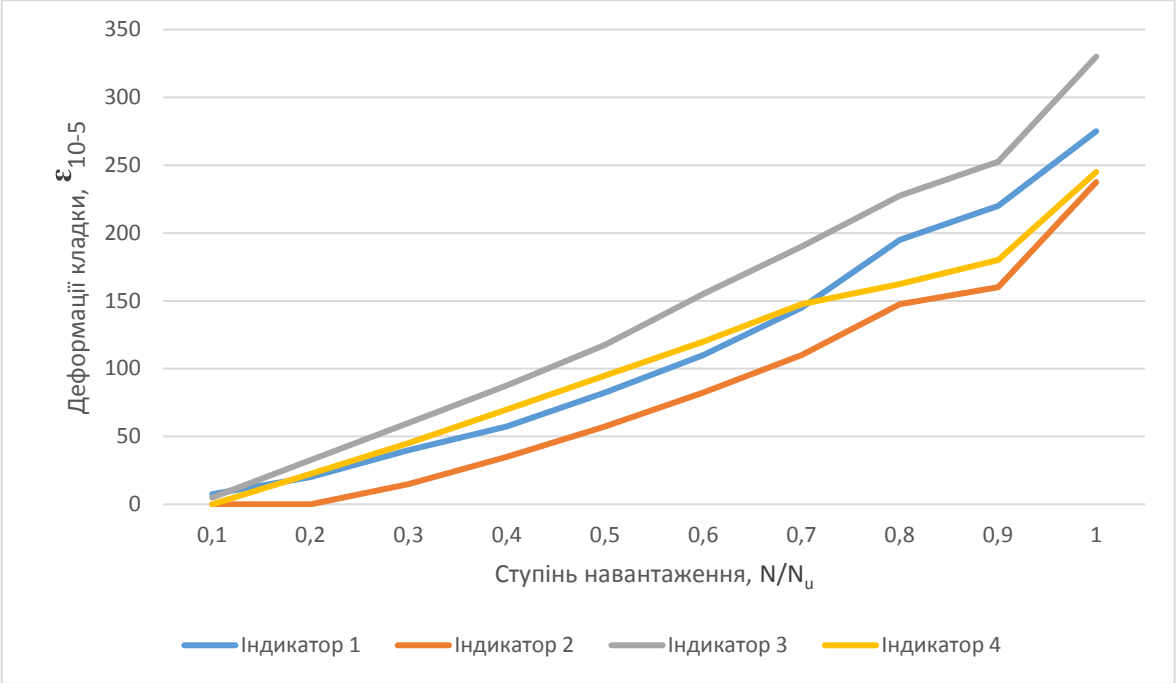


Рисунок 3.20 – Залежність відносних деформацій кладки від рівня навантаження по кожному індикатору для стовпа перерізом 510×510 мм

Отримані результати виконаних експериментів засвідчують викривлення залежностей деформацій на останніх стадіях навантаження, появу пластичної складової деформації та дають можливість припустити доцільність застосування теорії пластичності при розрахунках цегляних конструкцій.

Отримані значення деформацій відповідають описаним в [84], де для f_u= 5,96 МПа вони становлять 0,0023 і в [88], тут вони досягають значення 0,0035.

3.2 Цегляні зразки при місцевому стиску

3.2.1 Характер руйнування дослідних зразків

При прикладанні навантаження через штампи, ширина яких менше товщини стіни, було зафіксовано руйнування, при якому під площадкою навантаження утворювалася піраміда ущільнення, котра виступала ініціатором розколювання зразка за вертикальною площиною, що виходила на обидві лицьові грані стінки (рис. 3.21 – рис. 3.24).

Рисунок 3.21 ілюструє результати випробування стінки із прикладеним прямокутним штампом розміром 150х250 мм.

а

б

в

Рисунок 3.21 – Дослідний зразок Ст(м)-1-1 (150×250):
а – в процесі випробування; б – характер руйнування; в – грань навантаження після випробування

Рисунок 3.22 ілюструє результати випробування стінки із прикладеним прямокутним штампом розміром 100х150 мм.

а

б в

Рисунок 3.22 – Дослідний зразок Ст(м)-1-2 (100×150):
а – в процесі випробування; б – характер руйнування; в – грань навантаження після випробування

Рисунки 3.23 і 3.24 ілюструють результати випробування стінки із прикладеними прямокутними штампами розмірами 100х100 і 100х250 мм відповідно.

а

б в

Рисунок 3.23 – Дослідний зразок Ст(м)-2-2 (100×100):
а – в процесі випробування; б – характер руйнування; в – грань навантаження після випробування

а б

в

Рисунок 3.24 – Дослідний зразок Ст(м)-2-1 (100×250):
а – в процесі випробування; б – характер руйнування; в – грань навантаження після випробування

В одному випадку, коли ширина площадки навантаження була більше довжини і шпамп розташовувався близько до кута стінки відбувалося зрізання кута стінки (рис. 3.25).

а б

Рисунок 3.25 – Дослідний зразок Ст(м)-1-3 (150×100):
а – в процесі випробування; б – характер руйнування

3.2.2 Граничне навантаження дослідних зразків

Визначення міцності цегляної кладки на стиск за формулою Л.І. Онищика.

У нашому випадку для зразків на розчині з цементу ШПЦ–400 міцність кладки становить:

$$f_k = 0{,}487 \times 85{,}2\left(1 - \frac{0{,}2}{0{,}3+\frac{44{,}5}{2\times 85{,}2}}\right) = 2{,}67 \text{ МПа},$$

$$\text{A} = \frac{100+85{,}2}{100\times 1{,}25+3\times 85{,}2} = 0{,}487.$$

Визначення міцності цегляної кладки на стиск за ДБН В.2.6-162:2010 [79].

$$f_k = 0{,}5 \times 85{,}2^{0{,}7} \times 44{,}5^{0{,}3} = 3{,}51 \text{ МПа}.$$

Граничне навантаження дослідних зразків.

Результати випробування наведені в таблиці 3.2. Основним параметром впливу виступає відношення l_{loc}/h, при його збільшенні опір зменшується.

Таблиця 3.2 – Результати випробування дослідних зразків на місцевий стиск

Шифр зразка	Розміри зразка, $l \times b \times h$, мм	Розміри штампа, мм		$\frac{l_{loc}}{h}$	$\frac{b_{loc}}{b}$	$\frac{l_{loc}}{l}$	f_u, МПа	$N_{u,\,test}$, кН
		l_{loc}	b_{loc}					
Ст(м)-1-1 (150х250)	1030×380×740	150	250	0,20	0,66	0,15	3,0	228
Ст(м)-1-2 (100×150)	1030×380×740	100	150	0,14	0,39	0,19		219
Ст(м)-1-3 (150×100)	1030×380×740	150	100	0,20	0,26	0,29		96
Ст(м)-2-1 (100×250)	1030×380×740	100	250	0,14	0,66	0,10		224
Ст(м)-2-2 (100×100)	1030×380×740	100	100	0,14	0,26	0,19		156

3.3 Висновки за розділом

1. Випробувані три типи дослідних зразків на осьовий стиск (стовпи, призми та стінка), котрі використовуються дослідниками для визначення міцності кладки при стискові у різних країнах. Досліджено їх характер руйнування, деформований стан і визначено їх граничне навантаження

2. У результаті виконаного аналізу дослідів надані пропозиції щодо форми та розмірів дослідного зразка для визначення міцності кладки при осьовому стиску. Якщо у якості такого зразка використовувати стовп, то з розмірами поперечного перерізу 250×250 мм висотою 1000 мм. У якості альтернативного варіанту можна розглядати стінку розмірами 900×440 мм товщиною у півцеглини. При використанні призм доцільноо приймати елемент висотою у 5 цеглин.

3. Величини опору зазначених вище зразків показують близькі результати, котрі, однак, перевищують значення, отримані за формулою Онищика.

4. При прикладанні навантаження через штампи, ширина яких менше товщини стіни, було зафіксовано руйнування, при якому під площадкою навантаження утворювалася піраміда ущільнення, котра виступала ініціатором розколювання зразка за вертикальною площиною.

5. До факторів, що впливають на величину міцності кам'яної кладки при місцевому стиску, належать: співвідношення довжини площадки завантаження до висоти та товщини стіни; розміри площадки завантаження, а також її розташування.

6. На стадіях, що передують руйнуванню, зафіксовані значні величини відносних деформацій цегляної кладки, котрі обґрунтовують можливість застосування теорії пластичності при розрахунках несучої здатності кладки.

РОЗДІЛ 4 РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ МІСЦЕВОМУ СТИСКУ ВАРІАЦІЙНИМ МЕТОДОМ

4.1 Теоретична основа

Загальною теоретичною основою розробленої методики визначення міцності прийнято варіаційний підхід у межах теорії пластичності бетону, а також умову міцності Баландіна – Гєнієва [92, 93]. Зазначена умова феноменологічно відображає макроскопічні закономірності поведінки твердого тіла та базується на певних ідеалізованих припущеннях. У межах таких підходів вважається, що процес руйнування визначається виключно напруженим і деформованим станами матеріалу.

Умова міцності Баландіна – Гєнієва в осях $T - \sigma$ має вигляд:

$$F(\sigma) = T^2 + m\sigma - T_{sh}^2 = 0, \tag{4.1}$$

де $m = f_k - f_t$; $T_{sh}^2 = \frac{f_k f_t}{3}$;

f_k – міцність кам'яної кладки на стиск;

f_t – міцність кам'яної кладки на розтяг;

$T -$ інтенсивність дотичних напружень:

$$T^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1), \tag{4.2}$$

$\sigma -$ середнє напруження:

$$\sigma = \frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3}, \tag{4.3}$$

та є параболою (рис. 4.1).

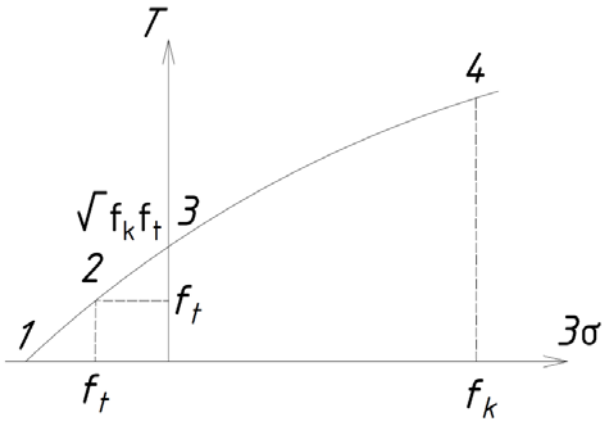


Рисунок 4.1 – Умова міцності [92, 93]:

1 – всесторонній розтяг; 2 – осьовий розтяг; 3 – чистий зсув; 4 – осьовий стиск

Якісною передумовою застосування теорії пластичності до кам'яних конструкцій є можливість принаймні короткочасного виконання умови пластичності в усій області граничного стану кладки, розвиток якої забезпечує перехід тіла до кінематичного механізму.

Залежність між швидкостями деформацій і напруженнями встановлюється на основі асоційованого закону плинності:

$$\xi_{ij} = \frac{\lambda \delta F}{\delta \sigma_{ij}}, \qquad (4.4)$$

де $\lambda = \frac{\xi}{m}, \xi -$ швидкість деформацій;

$\frac{\delta F}{\delta \sigma_{ij}} -$ градієнт функції плинності за компонентами тензора напружень, який визначає напрямок розвитку пластичних деформацій; для асоційованого закону плинності цей напрямок є нормаллю до поверхні плинності;

Функціонал методу для кам'яного елемента за умов об'ємного напруженого стану відповідно записується у вигляді:

$$J = \int_{S_l} m \left[B^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\Delta V_t}{\Delta V_n} \right)^2 \right] \Delta V_n ds_l - \int_{S_f} f_i^* V_i ds_f , \qquad (4.5)$$

де: $B^2 = \left(1 + \frac{\chi}{(1-\chi)^2}\right)/3;$

$\chi = \frac{f_t}{f_k};$

f_i^* – задані сили на ділянках S_f поверхні тіла;

S_l – площа поверхні руйнування;

$\Delta V_t, \Delta V_n$ – стрибки дотичної та нормальної до S_l складових швидкості.

Розв'язання поставленої задачі здійснюється за таким алгоритмом:

- насамперед формується модель характеру руйнування для досліджуваного випадку. Для цього задається кінематично допустима схема руйнування: за допомогою невідомих геометричних параметрів визначається конфігурація поверхні руйнування, а також встановлюються напрямки переміщення (швидкості) окремих жорстких дисків, які відокремлюються цією поверхнею. Зазвичай як геометричні параметри використовуються кути нахилу

ділянок руйнування відносно вертикальної осі. При цьому застосовуються відносні значення швидкостей;

- визначаються величини стрибків швидкостей на ділянках поверхні руйнування та обчислюються площі відповідних поверхонь;
- формується функціонал варіаційного методу та виконуються необхідні математичні перетворення;
- отриманий функціонал досліджується на умову стаціонарності;
- виводиться аналітичний вираз для визначення граничного навантаження як функції невідомих параметрів;
- дослідження цієї функції на екстремум. У випадку поступального переміщення жорстких дисків кінематичної схеми визначається безумовний екстремум;
- підраховується значення граничного навантаження.

4.2 Міцність при місцевому стиску кам'яної стіни прямокутним штампом

Кінематичну модель руйнування фрагмента цегляної стіни наведено на рис. 4.2. Вона узгоджується з картиною руйнування, зафіксованою під час експериментальних досліджень. У процесі прикладання навантаження під навантажувальною площадкою формується ущільнена зона у вигляді трьохгранного геометричного тіла, що виступає ініціатором подальшого розколювання зразка по площині, що виходить на лицьові поверхні стінки.

Зазначене геометричне тіло переміщується вниз зі швидкістю V_2. Водночас дві частини стіни, які відокремлюються площиною розколювання та поверхнею ковзання, переміщуються зі швидкостями V_1 і $-V_1$, віддаляючись одна від одної. Площина розколювання проходить через центр ваги площадки навантаження паралельно стороні b. Напруження, що діють уздовж цієї площини, приймаються рівними f_t.

До невідомих величин цієї задачі, окрім граничного навантаження, належать

співвідношення швидкостей $k = V_1/V_2$, а також кути нахилу граней зсуву зі стиском до вертикалі α і β.

Відповідно до наведеної послідовності розв'язання задач міцності, на першому етапі визначаються стрибки нормальної та дотичної складових швидкості на ділянках поверхні руйнування, а також обчислюються площі цих ділянок. Після цього формується функціонал методу та виконуються необхідні математичні перетворення.

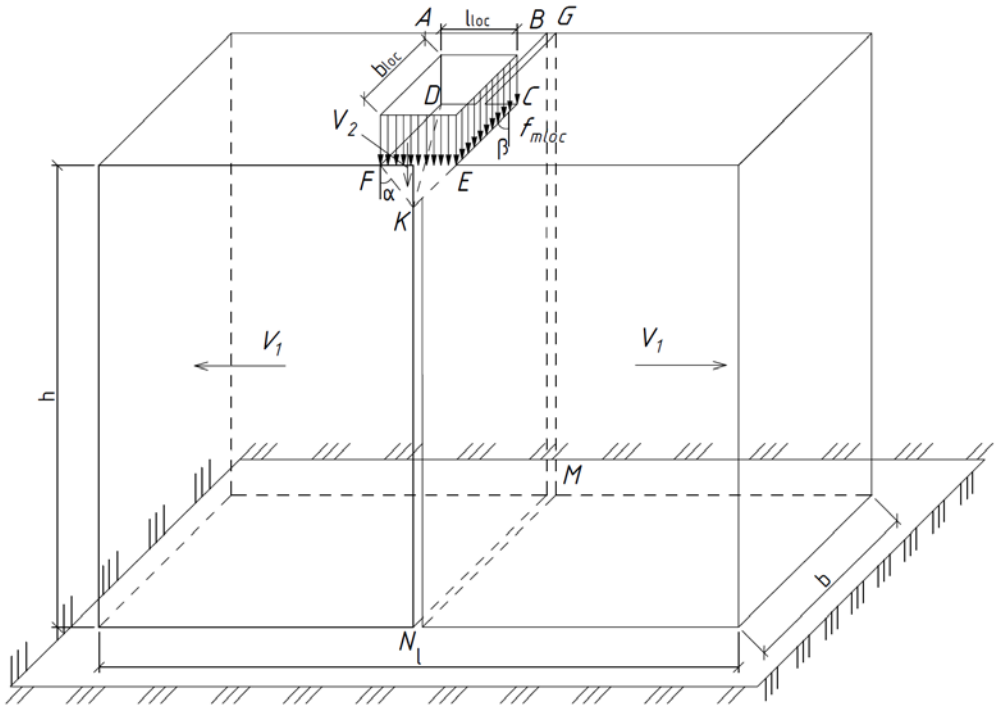


Рисунок 4.2 – Модель руйнування цегляної стіни при місцевому стисненні для дослідного зразка Ст(м)-1-2 (100×150)

Площина DFK (грань тіла):

- стрибки швидкостей:

$$\left.\begin{aligned} \Delta V_n &= V_2 cos\alpha - V_1 sin\alpha \\ \Delta V_t &= V_2 sin\alpha + V_1 cos\alpha \end{aligned}\right\}, \tag{4.6}$$

- площа:

$$A_{DFK} = \frac{1}{2} b_{loc} \frac{l_{loc}}{2sin\alpha} = \frac{k_1 l_{loc}^2}{4sin\alpha}. \tag{4.7}$$

$b_{loc} = k_1 l_{loc}$

Одна зі складових функціоналу формується відповідно до першого члена виразу (4.5), який описує поведінку на визначеній ділянці DFK:

$$I_{DFK} = m\left[B^2 + 0{,}25\frac{(V_2 sin\alpha + V_1 sin\alpha)^2}{(V_2 cos\alpha + V_1 cos\alpha)^2}\right](V_2 cos\alpha - V_1 sin\alpha)\frac{k_1 l_{loc}^2}{4sin\alpha} = 0{,}25m\left[B^2 + 0{,}25\frac{(ktg\alpha+1)^2}{(ktg\alpha-1)^2}\right](k - tg\alpha)V_1\frac{k_1 l_{loc}^2}{tg\alpha},$$

$$I_{DFK} = 0{,}25m\frac{[B^2(k-tg\alpha)^2 + 0{,}25(ktg\alpha+1)^2]}{(k-tg\alpha)}\frac{V_1 k_1 l_{loc}^2}{tg\alpha}. \quad (4.8)$$

Аналогічні перетворення виконуються і для іншої розрахункової площини DCK (грань тіла):

- стрибки швидкостей:

$$\left.\begin{array}{c} \Delta V_t = \sqrt{(V_1 cos\beta)^2 + V_2^2} \\ \Delta V_n = V_1 sin\beta \end{array}\right\}; \quad (4.9)$$

$$\Delta V_{n1} = V_1 sin\beta,$$

$$\Delta V_{t1} = V_1 cos\beta,$$

$$\Delta V_{t2} = V_2,$$

- площа:

$$A_{DCK} = A_{DFK} = \frac{l_{loc}}{2} \times \frac{b_{loc}}{2sin\beta} = \frac{k_1 l_{loc}^2}{4sin\beta}\ , \quad (4.10)$$

- складова функціоналу:

$$I_{DCK} = m\left[B^2 + 0{,}25\frac{(V_1 cos\beta)^2 + V_2^2}{(V_1 sin\beta)^2}\right]V_1 sin\beta\frac{k_1 l_{loc}^2}{4sin\beta}$$

$$= 0{,}25m\left[B^2 + 0{,}25\frac{1 + \dfrac{k^2}{cos^2\beta}}{tg^2\beta}\right]V_1 k_1 l_{loc}^2\ , \quad (4.11)$$

$$I_{DCK} = 0{,}25m\left[B^2 + 0{,}25\frac{1+k^2(1+k_1^2 tg^2\beta)}{k_1^2 tg^2\beta}\right]V_1 k_1 l_{loc}^2\ ,$$

де $\frac{1}{cos^2\beta} = 1 + tg^2\beta,\ tg^2\beta = k_1 tg\alpha$. Прийняте припущення дозволяє скоротити кількість невідомих параметрів у задачі.

Для площини IGNM, що відповідає поверхні розколювання, відповідна частина функціоналу визначається згідно з другим членом (4.5):

$$I_{IGNM} = f_k V_2 \left(\frac{4tg\alpha bh - k_1^2 l_{loc}^2}{4tg\alpha} \right) = 0{,}25 f_k \left(\frac{\frac{4tg\alpha bh}{l_{loc}^2} - k_1}{tg\alpha} \right) V_2 l_{loc}^2 ,$$

тут площа:

$$A_{IGNM} = bh - \frac{b_{loc}}{2} \times \frac{l_{loc}}{2tg\alpha} = bh - \frac{l_{loc} k_1 l_{loc}}{4tg\alpha} = \frac{4tg\alpha bh - k_1 l_{loc}^2}{4tg\alpha} . \qquad (4.12)$$

Маємо:

$$I_{IGNM} = 0{,}25 f_k \frac{(\alpha_1 \alpha_2 tg\alpha - k_1)}{tg\alpha} V_2 l_{loc}^2 , \qquad (4.13)$$

де $\alpha_1 = \frac{2b}{l_{loc}}$, $\alpha_2 = \frac{2h}{l_{loc}}$.

Загальний функціонал має вигляд:

$$\begin{aligned} I = {} & 2 \times 0{,}25m \frac{[B^2(k - tg\alpha)^2 + 0{,}25(ktg\alpha + 1)^2]}{(k - tg\alpha)} \frac{V_1 k_1 l_{loc}^2}{tg\alpha} \\ & + 0{,}25m \left[B^2 + 0{,}25 \frac{1 + k^2(1 + k_1^2 tg^2\alpha)}{k_1^2 tg^2\alpha} \right] V_1 k_1 l_{loc}^2 \\ & + 2 \times 0{,}25 f_t \frac{(\alpha_1 \alpha_2 tg\alpha - k_1)}{tg\alpha} V_1 l_{loc}^2 - f_{m,loc} V_1 l_{loc}^2 k_1 \\ & = 0. \end{aligned} \qquad (4.14)$$

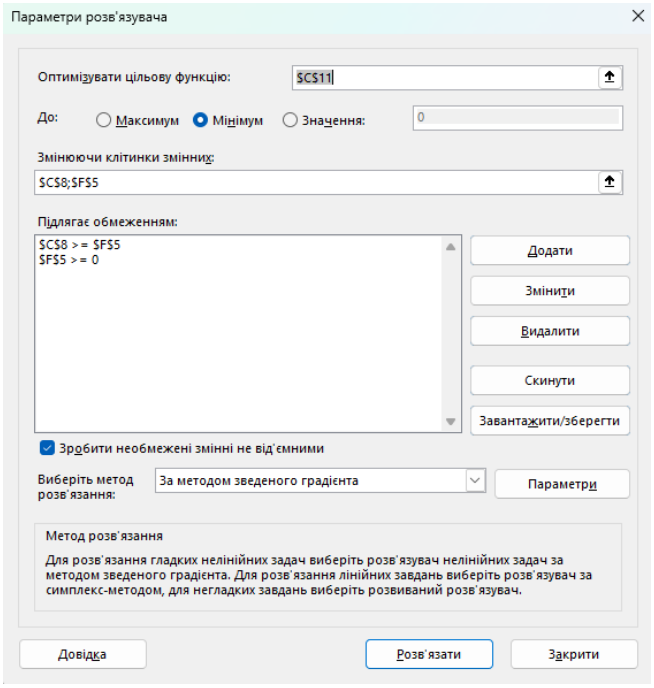
А граничне навантаження:

$$\begin{aligned} \frac{f_{m,loc}}{m} = {} & 0{,}5 \frac{[B^2(k - tg\alpha)^2 + 0{,}25(ktg\alpha + 1)^2]}{(k - tg\alpha) tg\alpha} \\ & + 0{,}25 \left[B^2 + 0{,}25 \frac{1 + k^2(1 + k_1^2 tg^2\alpha)}{k_1^2 tg^2\alpha} \right] \\ & + 0{,}5 \frac{f_t k}{m} \frac{(\alpha_1 \alpha_2 tg\alpha - k_1)}{k_1 tg\alpha}. \end{aligned} \qquad (4.15)$$

Визначення граничного навантаження, поряд з іншими невідомими величинами, здійснюється із застосуванням надбудови «Пошук рішення» програмного середовища Excel (рис. 4.3).

У процесі розв’язання задачі визначення міцності кам’яної стінки, виконаної з повнотілої цегли пластичного формування розмірами 250×120×65 мм марки М100 із використанням цементного розчину ШПЦ-400 та

навантаженої прямокутним штампом 100×150 мм, прикладеним біля краю грані, отримано результати, відображені на рис. 4.3 і в табл. 4.1:



а

	A	B	C	D	E	F
1		h=	740		b=	380
2		l_{loc}=	100		k1=	1,5
3		fk=	3		α'=	7,6
4		ft=	0,3		α''=	14,8
5		χ=	0,1		tgα=	0,344889773
6		B=	0,611952283			
7						
8		k=	0,646938663			
9						
10		$f_{m,loc}/m$=	5,00103229			
11						
12		m=	2,7			
13		$f_{m,loc}$=	13,50278718			
14						
15		$f_{m,loc}/fk$=	4,500929061			

б

Рисунок 4.3 – «Розв’язувач»

а – параметри розв’язувача; б – результати

Таблиця 4.1 – Результати розрахунку згідно «Розв’язувача» при використанні штампа розміром 100×150 мм

f_k, МПа	f_t, МПа	α_1	α_2	$\alpha°$	$\beta°$	k	$f_{m,loc}/m$
3	0,3	7,6	14,8	19	27,35	1,5	5,001

При використанні штампа розміром 100х150 мм величини відносного опору руйнуванню при односторонньому місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ з урахуванням впливу геометричних параметрів елемента і розмірів штампа b/l_{loc} і h/l_{loc}, а також марки розчину та типу каменю наведені в табл. 4.2.

Таблиця 4.2 – Величина відносного опору руйнування кам'яної стіни при місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ при різних співвідношеннях товщин та висот елемента до ширини штампа b/l_{loc} і h/l_{loc} (для штампа $b_{loc}/l_{loc} = 1{,}5$)

b/l_{loc}	h/l_{loc}	Відносний опір руйнування кам'яної стіни при місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$
1	2	3
Керамічна цегла М75 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	2,80
	4	3,20
	5	3,55
	6	3,90
	7	4,22
	8	4,53
3	7,4	3,84
4		4,47
5		5,04
6		5,59
7		6,10
8		6,60
Керамічна цегла М100 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	2,88
	4	3,29
	5	3,67
	6	4,03
	7	4,37
	8	4,70
3	7,4	3,97

Закінчення таблиці 4.2

1	2	3
4		4,63
5		5,23
6		5,80
7		6,34
8		6,85
Керамічна цегла М125 та цементно-піщаний розчин М150		
3,8	3	3,01
	4	3,46
	5	3,88
	6	4,27
	7	4,64
	8	5,00
3	7,4	4,21
4		4,92
5		5,58
6		6,20
7		6,78
8		7,34

Відповідна модель поверхні руйнування для розглянутого випадку (цегла марки М100 і цементний-піщаний розчин 1:3) наведена на рисунку 4.4.

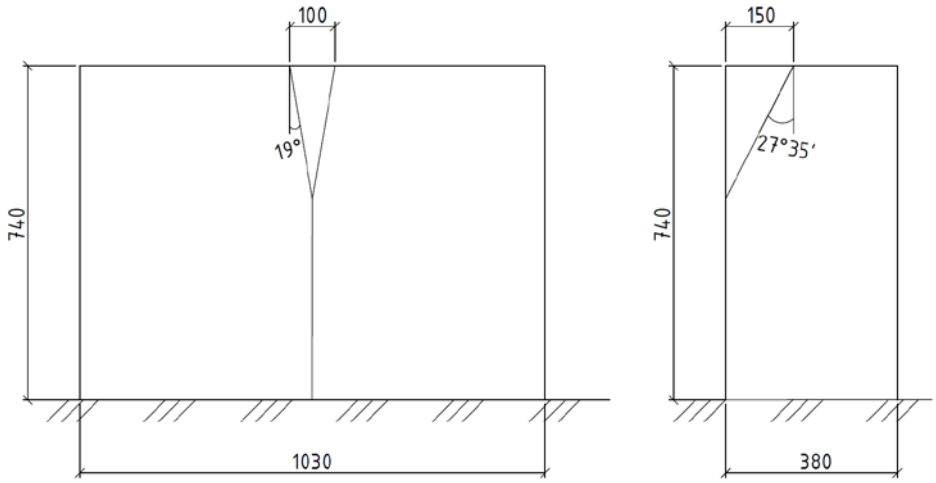


Рисунок 4.4 – Геометричні параметри руйнівної поверхні кам’яної стіни при місцевому стиску біля грані площадкою 100×150 мм

При використанні штампа розміром 150×250 мм величини відносного опору руйнуванню при односторонньому місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ з урахуванням впливу геометричних параметрів елемента і розмірів штампа b/l_{loc} і h/l_{loc}, а також марки розчину та типу каменю наведені в табл. 4.3.

Таблиця 4.3 – Величина відносного опору руйнування кам'яної стіни при місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ при різних співвідношеннях товщин та висот елемента до ширини штампа b/l_{loc} і h/l_{loc} (для штампа $b_{loc}/l_{loc} = 1{,}67$)

b/l_{loc}	h/l_{loc}	Відносний опір руйнування кам'яної стіни при місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$
1	2	3
Керамічна цегла М75 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	2,24
	4	2,51
	5	2,75
	6	3,00
	7	3,21
	8	3,43
3	7,4	2,95
4		3,38
5		3,79
6		4,16
7		4,52
8		4,86
Керамічна цегла М100 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	2,29
	4	2,57
	5	2,83
	6	3,08
	7	3,31
	8	3,54
3	7,4	3,04

Закінчення таблиці 4.3

1	2	3
4		3,50
5		3,91
6		4,31
7		4,69
8		5,04
Керамічна цегла М125 та цементно-піщаний розчин М150		
3,8	3	2,37
	4	2,68
	5	2,96
	6	3,23
	7	3,50
	8	3,74
3	7,4	3,19
4		3,69
5		4,15
6		4,58
7		4,99
8		5,38

При використанні штампа розміром 150×250 мм було отримано результати відображені на рис. 4.5 і в табл. 4.4. Спостерігаємо зменшення опору в порівнянні з першим випадком.

	A	B	C	D	E	F
1		h=	740		b=	380
2		l_{loc}=	150		k1=	1,67
3		fk=	3		α'=	5,066666667
4		ft=	0,3		α''=	9,866666667
5		χ=	0,1		tgα=	0,422263419
6		B=	0,611952283			
7						
8		k=	0,840982241			
9						
10		$f_{m,loc}/m$=	3,124261938			
11						
12		m=	2,7			
13		$f_{m,loc}$=	8,435507232			
14						
15		$f_{m,loc}/fk$=	2,811835744			

Рисунок 4.5 – «Розв’язувач» для штампа розміром 150×250 мм

Таблиця 4.4 – Результати розрахунку згідно «Розв'язувача» при використанні штампа розміром 150×х250 мм

f_k, МПа	f_t, МПа	α_1	α_2	$\alpha°$	$\beta°$	k	$f_{m,loc}/_m$
3	0,3	5,07	9,87	22,9	35	0,84	3,12

При використанні штампа розміром 150×100 мм величини відносного опору руйнуванню при односторонньому місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ з урахуванням впливу геометричних параметрів елемента і розмірів штампа b/l_{loc} і h/l_{loc}, а також марки розчину та типу каменю наведені в табл. 4.5.

Таблиця 4.5 – Величина відносного опору руйнування кам'яної стіни при місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ при різних співвідношеннях товщин та висот елемента до ширини штампа b/l_{loc} і h/l_{loc} (для штампа $b_{loc}/l_{loc} = 0{,}67$)

b/l_{loc}	h/l_{loc}	Відносний опір руйнування кам'яної стіни при місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$
1	2	3
Керамічна цегла М75 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	4,12
	4	4,70
	5	5,24
	6	5,75
	7	6,24
	8	6,70
3	7,4	5,67
4		6,60
5		7,46
6		8,27
7		9,03
8		9,76
Керамічна цегла М100 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	4,24
	4	4,85

Закінчення таблиці 4.5

1	2	3
3,8	5	5,42
	6	5,95
	7	6,46
	8	6,95
3	7,4	5,87
4		6,85
5		7,75
6		8,60
7		9,40
8		10,16
Керамічна цегла М125 та цементно-піщаний розчин М150		
3,8	3	4,45
	4	5,12
	5	5,73
	6	6,32
	7	6,89
	8	7,40
3	7,4	6,23
4		7,29
5		8,26
6		9,18
7		10,05
8		10,88

При використанні штампа розміром 150×100 мм було отримано результати відображені в табл. 4.6 і на рис. 4.6.

Таблиця 4.6 – Результати розрахунку згідно «Розв'язувача» при використанні штампа розміром 150×100 мм

f_k, МПа	f_t, МПа	α_1	α_2	$\alpha°$	$\beta°$	k	$f_{m,loc}/m$
3	0,3	5,07	9,87	25,8	17,1	0,73	5,98

	A	B	C	D	E	F
1		h=	740		b=	380
2		l_{loc}=	150		k1=	0,67
3		fk=	3		α'=	5,066666667
4		ft=	0,3		α''=	9,866666667
5		χ=	0,1		tgα=	0,46182448
6		B=	0,611952283			
7						
8		k=	0,730180566			
9						
10		$f_{m,loc}/m$=	5,979028137			
11						
12		m=	2,7			
13		$f_{m,loc}$=	16,14337597			
14						
15		$f_{m,loc}/fk$=	5,381125323			

Рисунок 4.6 – «Розв’язувач» для штампа 150×100 мм

При використанні штампа розміром 100×250 мм величини відносного опору руйнуванню при односторонньому місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ з урахуванням впливу геометричних параметрів елемента і розмірів штампа b/l_{loc} і h/l_{loc}, а також марки розчину та типу каменю наведені в табл. 4.7.

Таблиця 4.7 – Величина відносного опору руйнування кам’яної стіни при місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ при різних співвідношеннях товщин та висот елемента до ширини штампа b/l_{loc} і h/l_{loc} (для штампа $b_{loc}/l_{loc} = 2{,}5$)

b/l_{loc}	h/l_{loc}	Відносний опір руйнування кам’яної стіни при місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$
1	2	3
Керамічна цегла М75 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	2,14
	4	2,40
	5	2,64
	6	2,87
	7	3,09
	8	3,31
3	7,4	2,84
4		3,26
5		3,65

Закінчення таблиці 4.7

1	2	3
6		4,02
7		4,37
8		4,71
Керамічна цегла М100 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	2,18
	4	2,46
	5	2,72
	6	2,96
	7	3,19
	8	3,41
3	7,4	2,92
4		3,37
5		3,78
6		4,17
7		4,54
8		4,89
Керамічна цегла М125 та цементно-піщаний розчин М150		
3,8	3	2,27
	4	2,57
	5	2,85
	6	3,11
	7	3,37
	8	3,61
3	7,4	3,07
4		3,56
5		4,00
6		4,43
7		4,83
8		5,21

При використанні штампа розміром 100×250 мм було отримано результати відображені на рис. 4.7 і в табл. 4.8.

	A	B	C	D	E	F
1		h=	740		b=	380
2		l_{loc}=	100		k1=	2,5
3		fk=	3		α'=	7,6
4		ft=	0,3		α''=	14,8
5		χ=	0,1		tgα=	0,354423346
6		B=	0,611952283			
7						
8		k=	0,73265011			
9						
10		$f_{m,loc}/m$=	3,645396766			
11						
12		m=	2,7			
13		$f_{m,loc}$=	9,842571269			
14						
15		$f_{m,loc}/fk$=	3,28085709			

Рисунок 4.7 – «Розв’язувач» для штампа 100×250 мм

Таблиця 4.8 – Результати розрахунку згідно «Розв’язувача» при використанні штампа розміром 100×250 мм

f_k, Мпа	f_t, Мпа	α_1	α_2	$\alpha°$	$\beta°$	k	$f_{m,loc}/m$
3	0,3	7,6	14,8	19,5	41,6	2,5	3,65

Використання залежності (4.14) дає змогу також аналізувати міцність при дії квадратного штампа. Зокрема, при передачі навантаження через штамп розмірами 100×100 мм отримані результати, які відображені на рис. 4.8 і в табл. 4.9.

	A	B	C	D	E	F
1		h=	740		b=	380
2		l_{loc}=	100		k1=	1
3		fk=	3		α'=	7,6
4		ft=	0,3		α''=	14,8
5		χ=	0,1		tgα=	0,350210414
6		B=	0,611952283			
7						
8		k=	0,59756339			
9						
10		$f_{m,loc}/m$=	6,689204027			
11						
12		m=	2,7			
13		$f_{m,loc}$=	18,06085087			
14						
15		$f_{m,loc}/fk$=	6,020283624			

Рисунок 4.8 – «Розв’язувач» для штампа штампа розміром 100×100 мм

Таблиця 4.9 – Результати розрахунку згідно «Розв'язувача» при використанні штампа розміром 100х100 мм

f_k, МПа	f_t, МПа	α_1	α_2	$\alpha°$	$\beta°$	k	$f_{m,loc}/_m$
3	0,3	7,6	14,8	19,3	19,3	0,6	6,69

При використанні штампа розміром 100×100 мм величини відносного опору руйнуванню при односторонньому місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ з урахуванням впливу геометричних параметрів елемента і розмірів штампа b/l_{loc} і h/l_{loc}, а також марки розчину та типу каменю наведені в табл. 4.10.

Таблиця 4.10 – Величина відносного опору руйнування кам'яної стіни при місцевому стиску $f_{m,loc}/f_k$ при різних співвідношеннях товщин та висот елемента до ширини штампа b/l_{loc} і h/l_{loc} (для штампа $b_{loc}/l_{loc} = 1$)

b/l_{loc}	h/l_{loc}	Відносний опір руйнування кам'яної стіни при місцевому стисненні $f_{m,loc}/f_k$
1	2	3
Керамічна цегла М75 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	3,65
	4	4,20
	5	4,70
	6	5,18
	7	5,63
	8	6,06
3	7,4	5,10
4		5,97
5		6,77
6		7,52
7		8,23
8		8,91
Керамічна цегла М100 та цементно-піщаний розчин М75		
3,8	3	3,76

Закінчення таблиці 4.10

1	2	3
	4	4,33
	5	4,86
	6	5,36
	7	5,84
	8	6,29
3	7,4	5,29
4		6,20
5		7,03
6		7,82
7		8,57
8		9,28
Керамічна цегла М125 та цементно-піщаний розчин М150		
3,8	3	3,96
	4	4,59
	5	5,16
	6	5,70
	7	6,22
	8	6,71
3	7,4	5,62
4		6,61
5		7,52
6		8,37
7		9,18
8		9,95

Результати розв’язання задачі міцності із застосуванням варіаційного підходу в межах теорії пластичності демонструють залежність несучої здатності кам’яної кладки при локальному стиску від відношення висоти елемента до габаритів навантажувальної площадки, а також від співвідношення площі поперечного перерізу зразка до площі прикладеного навантаження.

Рис. 4.9 – 4.12 ілюструють залежність відносної міцності при місцевому

стиску від параметрів $\alpha_1 = \frac{2b}{l_{loc}}$ і $\alpha_2 = \frac{2h}{l_{loc}}$ для різних складових кам'яної кладки в умовах завантаження прямокутними штампами $k_1 = 1{,}5$ та $k_1 = 0{,}67$.

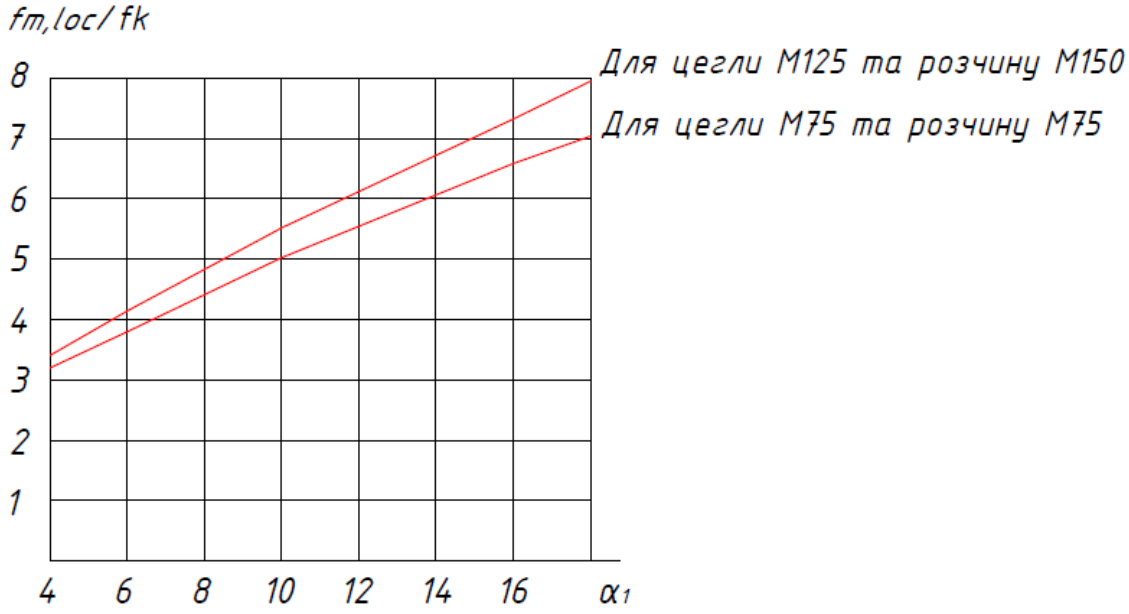


Рисунок 4.9 – Залежність відносної міцності при місцевому стиску від параметру α_1 для штампа $k_1 = 1{,}5$

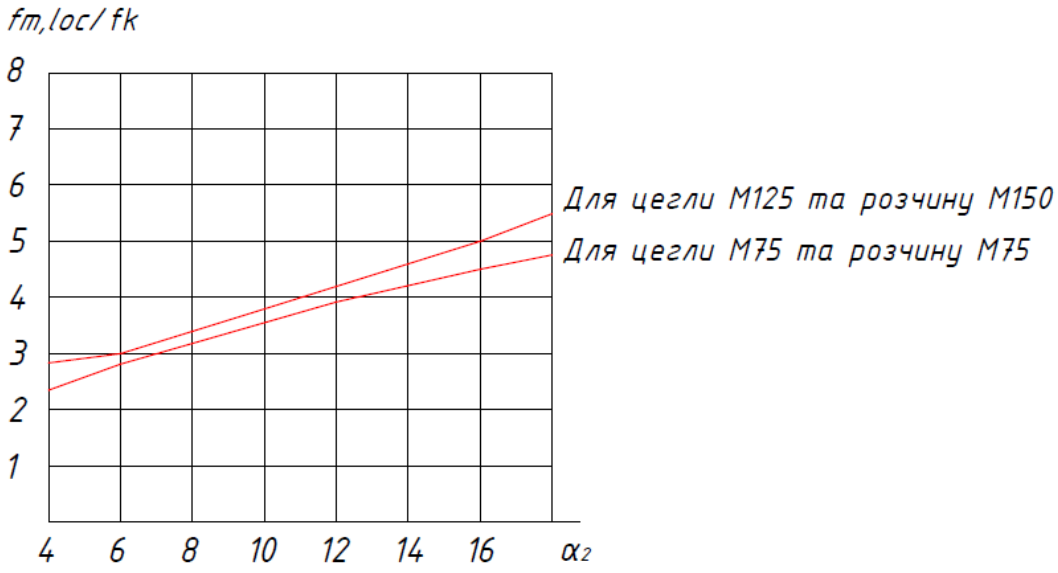


Рисунок 4.10 – Залежність відносної міцності при місцевому стиску від параметру α_2 для штампа $k_1 = 1{,}5$

На рис. 4.13 представлена залежність відносної міцності для різних співвідношень розмірів площадки навантаження k_1 при різних значеннях α_1 та α_2 для керамічної цегли М75 та цементно-піщаного розчину М75.

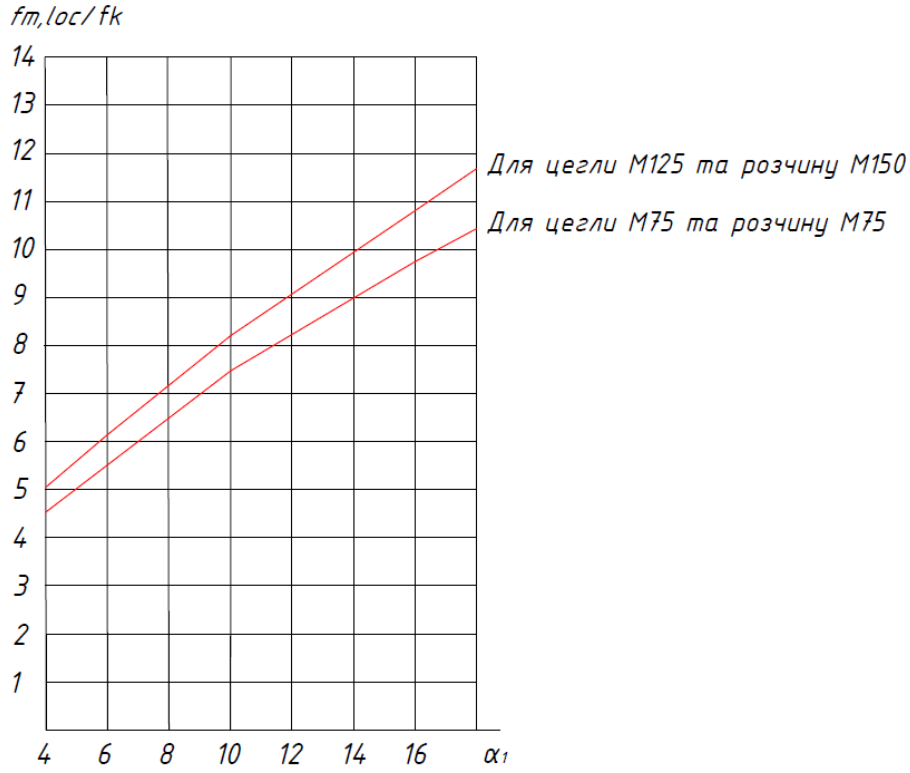


Рисунок 4.11 – Залежність відносної міцності при місцевому стиску від параметру α_1 для штампа $k_1 = 0{,}67$

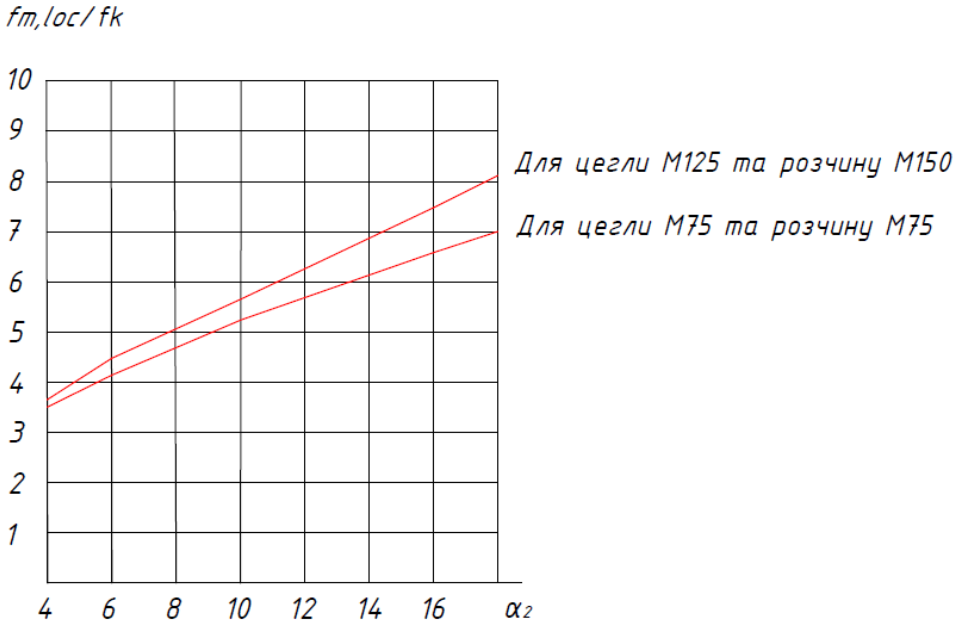
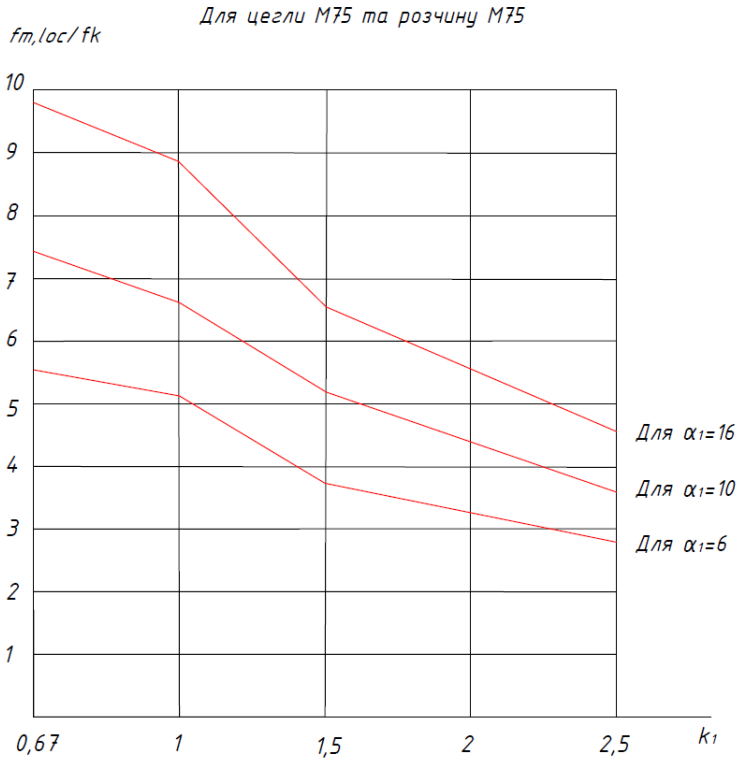
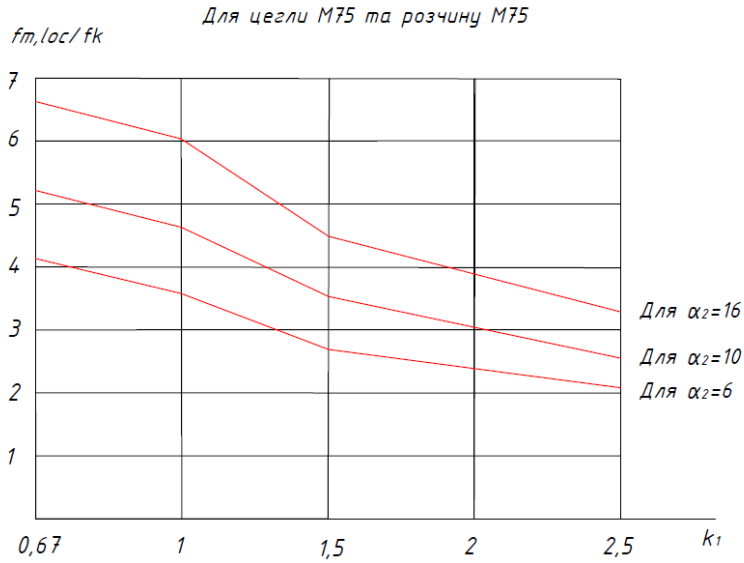


Рисунок 4.12 – Залежність відносної міцності при місцевому стиску від параметру α_2 для штампа $k_1 = 0{,}67$



а



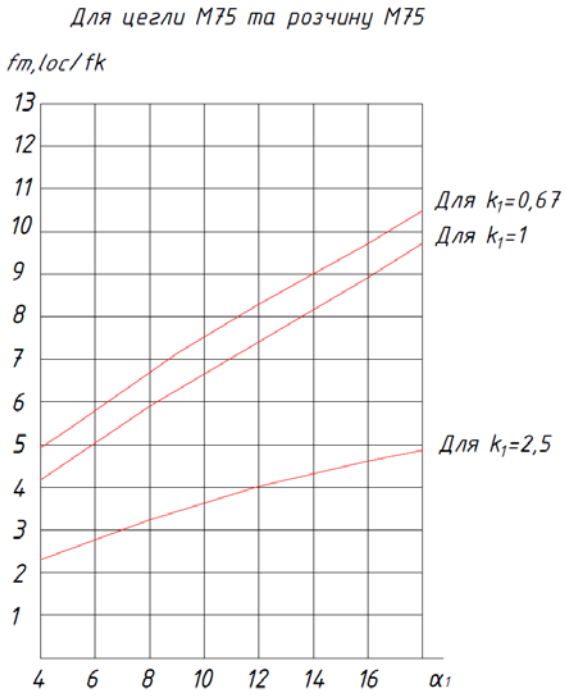
б

Рисунок 4.13 – Залежність відносної міцності при місцевому стиску для різних співвідношень розмірів площадки навантаження k_1 від:

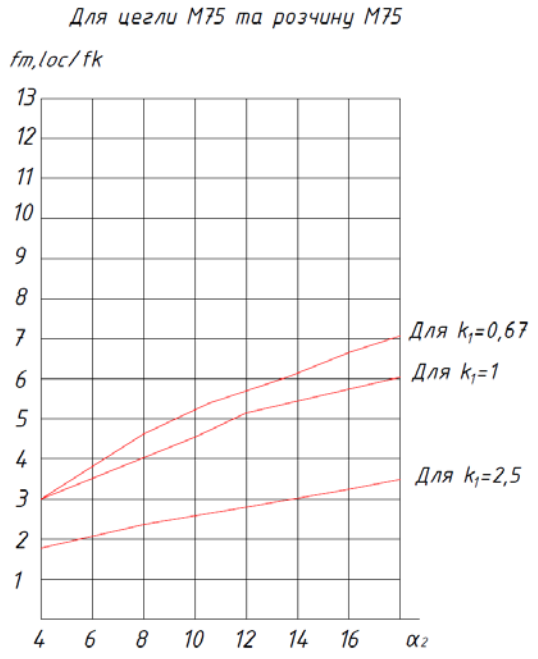
а – параметра α_1; б – параметра α_2

На рис. 4.14 представлена залежність відносної міцності при місцевому стиску від параметра $\alpha_1 = \frac{2b}{l_{loc}}$ і $\alpha_2 = \frac{2h}{l_{loc}}$ для різних співвідношень розмірів

площадки навантаження k_1 для керамічної цегли М75 та цементно-піщаного розчину М75.



а



б

Рисунок 4.14 – Залежність відносної міцності при місцевому стиску від параметра:

а – α_1; б – α_2; для різних співвідношень розмірів площадки навантаження k_1

4.3 Міцність при центральному місцевому стиску кам'яної стіни смуговим навантаженням

У разі коли ширина площадки навантаження практично дорівнює ширині стіни можливо скористатися результатами розв'язання задачі міцності при центальному місцевому стиску смуговим навантаженням (у цьому випадку розглядаємо роботу стіни в умовах плоского напруженого стану).

На рис. 4.15 подано кінематично допустиму схему руйнування, яка включає диски 1 і 2, що переміщуються зі швидкостями V_1 і - V_1 та V_2.

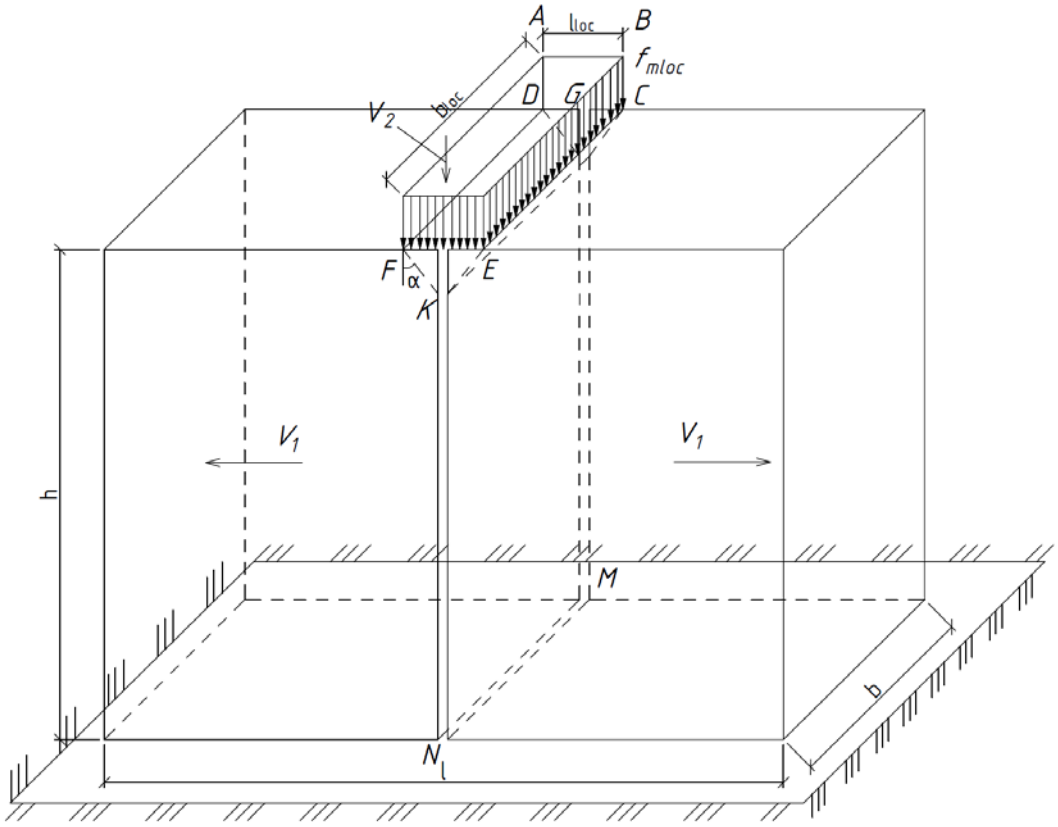


Рисунок 4.15 – Модель руйнування цегляної стіни при місцевому стиску смуговим штампом

Диски розмежовані поверхнею руйнування (поверхнею розриву швидкостей). На відрізку CD діють граничні нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження, визначені згідно з умовою міцності кладки за критерієм Баландіна – Генієва [92, 93]. Ділянка DF відповідає головним розтягувальним напруженням $\sigma_u = f_t$. До невідомих параметрів задачі належать відношення швидкостей

$k = V_2/V_1$, кут нахилу площадки ковзання до вертикалі – α, а також величина граничного навантаження.

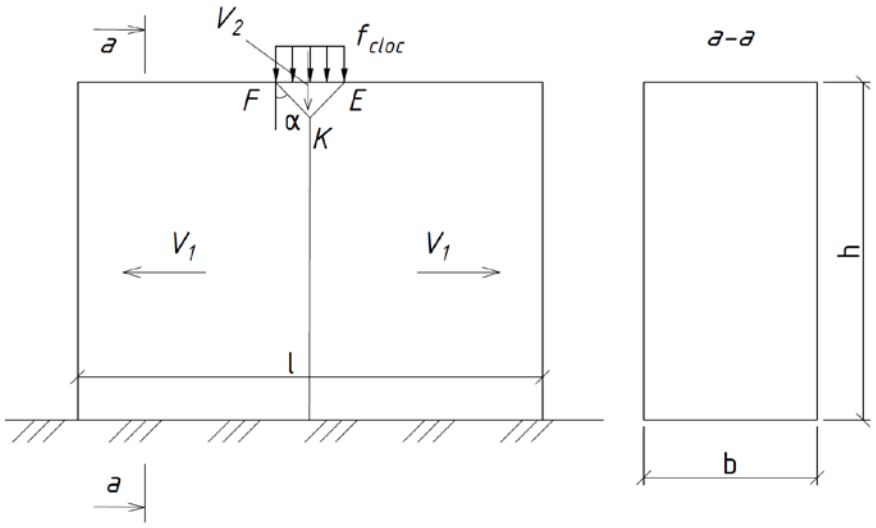


Рисунок 4.16 – Кінематична схема руйнування цегляної стіни при місцевому стиску смуговим штампом

Розриви нормальної та дотичної складових швидкостей на ділянці CD:

$$\left.\begin{aligned} \Delta V_n &= V_1 cos\alpha - V_2 sin\alpha \\ \Delta V_t &= V_1 sin\alpha + V_2 cos\alpha \end{aligned}\right\}; \tag{4.16}$$

Довжина ділянки CD дорівнює:

$$S = l_{loc}/2sin\alpha. \tag{4.17}$$

Відповідно до частини DF:

$$\Delta V_n = 2V_1, \Delta V_t = 0. \tag{4.18}$$

У даному випадку функціонал формується для умов плоского напруженого стану; при цьому перша складова у виразі (4.5) набуває відповідного вигляду:

$$J = \int_l m \left[2B\sqrt{1 + \frac{1}{4}(\frac{\Delta V_t}{\Delta V_n})^2} - 1\right] \Delta V_n ds_l. \tag{4.19}$$

Тоді

$$I = m\Big[\int_l 2B(1 + 0{,}25((V_1 sin\alpha + V_2 cos\alpha)/(V_1 cos\alpha - V_2 sin\alpha))^2)^{0.5} - 1\Big] \times$$

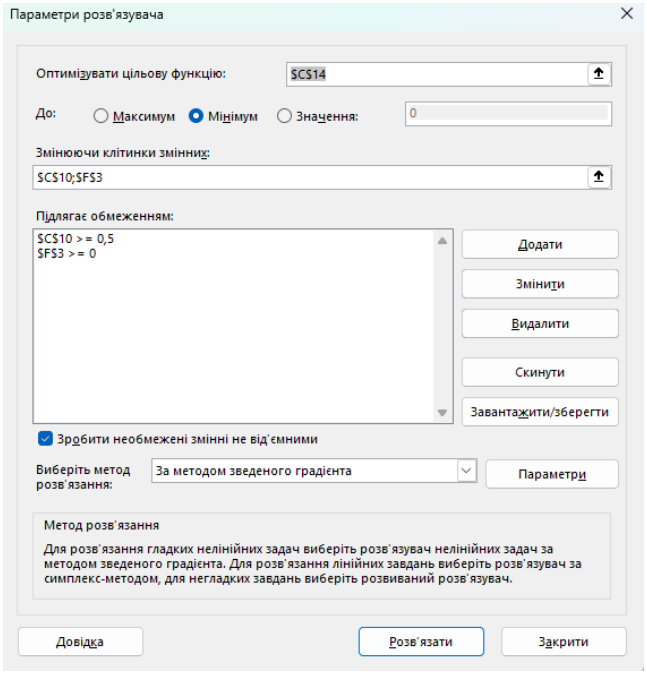
$$\frac{(V_1 cos\alpha - V_2 sin\alpha) l_{loc}}{sin\alpha} + f_t V_1 \left(h - \frac{l_{loc}}{2tg\alpha}\right) - f_{m,loc} b l_{loc} V_2 = 0. \tag{4.20}$$

Граничне навантаження

$$\frac{f_{m,loc}}{m} = \frac{[2B((k-tg\alpha)^2 + 0{,}25(ktg\alpha+1)^2)^{0.5} - (k-tg\alpha)]}{tg\alpha} + \frac{f_t k}{m}\left[\frac{(2\alpha_1 tg\alpha - 1)}{tg\alpha} + \alpha_1(k_2-1)\right], \quad (4.21)$$

де $k_2 = b/b_{loc}$.

Отримані результати розрахунку відображені на рис. 4.17 та в табл. 4.11:



а

	A	B	C	D	E	F
1		h=	740			
2		b=	250			
3		l_{loc}=	150		tgα=	0,54913
4		b_{loc}=	250			
5		fk=	3			
6		f_t=	0,3			
7		χ=	0,1			
8		B=	0,611952283			
9						
10		k=	0,64796632			
11		k2=	1			
12		α1=	4,933333333			
13						
14		$fm_{,loc}$/m=	1,926168088			
15						
16						
17		m=	2,7			
18		$fm_{,loc}$=	5,200653838			
19						
20		$fm_{,loc}$/fk=	1,733551279			

б

Рисунок 4.17 – «Розв’язувач»

а – параметри розв’язувача; б – результати

Таблиця 4.11 – Результати розрахунку згідно «Розв’язувача» при використанні штампа розміром 150×250 мм

f_k, МПа	f_t, МПа	α_1	$\alpha°$	k	$f_{m,loc}/_m$
3	0,3	4,93	28,7	0,65	1,93

Модель руйнування зображено на рис. 4.18.

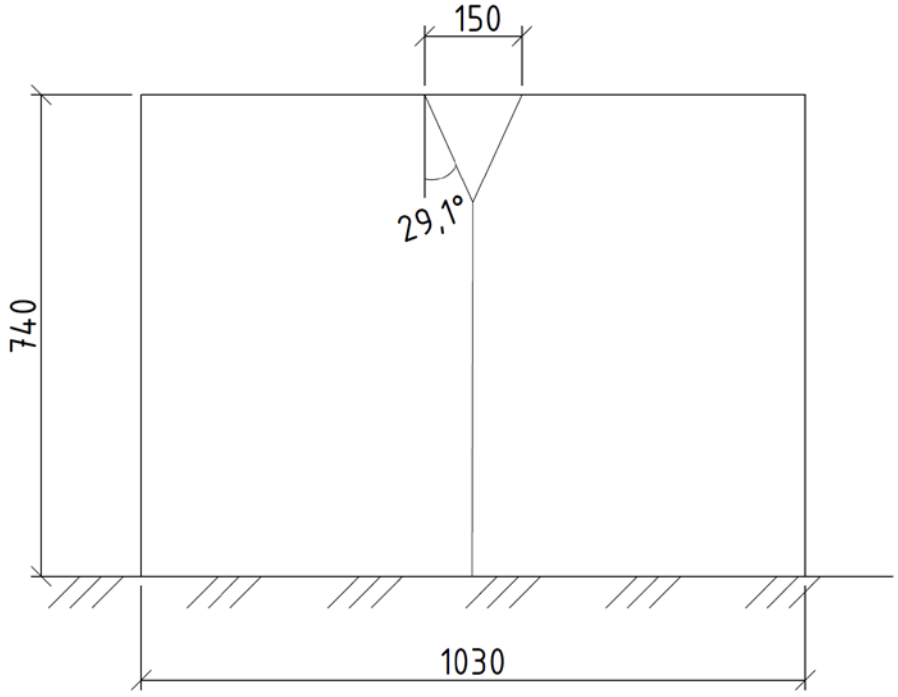


Рисунок 4.18 – Геометричні характеристики поверхні руйнування цегляної стіни при дії локального стиснення смуговим штампом

Формула для визначення граничного навантаження 4.21 отримана для умов плоского напруженого стану не знайшла підтвердження в обмеженій кількості випадків локального стиску в експерименті.

4.4 Висновки за розділом

1. У межах теорії пластичності кам’яної кладки варіаційний метод застосовано для розв’язання задач визначення міцності при місцевому стиску, зокрема за дії прямокутного навантаження, прикладеного біля грані стіни в умовах об’ємного напруженого стану.

2. Для зазначеного типу навантаження запропоновано кінематично можливу схему руйнування, сформовану на основі експериментально встановленого характеру руйнування. Її вибір також обґрунтовано результатами теоретичних розрахунків із використанням принципу мінімального граничного навантаження, що відповідає реальній кінематичній схемі.

3. Отримані результати розв’язання задачі міцності із застосуванням варіаційного підходу в теорії пластичності вказують на суттєвий вплив на величину граничного навантаження таких факторів, як відношення висоти та ширини елемента до розмірів навантажувальної площадки, геометричні параметри зони прикладення навантаження, а також складові кам’яної кладки – марка цегли і розчину.

4. Запропоновано методику визначення опору кладки при місцевому стиску в умовах об’ємного напруженого стану шляхом використання отриманих залежностей для визначення граничного навантаження у випадках дії прямокутного навантаження, розташованого біля лицьової грані стіни.

РОЗДІЛ 5 ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ ЗІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ

5.1 Рівні моделювання цегляної кладки

Цегляна кладка є композитним матеріалом, що складається з цегли та розчину, і характеризується складною нелінійною поведінкою: різними значеннями міцності на стиск та розтяг, ортотропією пружних властивостей, крихким руйнуванням при розтязі та квазікрихким при стиску. Зазначені особливості зумовлюють необхідність застосування спеціальних підходів до числового моделювання таких конструкцій методом скінченних елементів (МСЕ).

У сучасній механіці конструкцій виокремлюють три основні рівні моделювання цегляної кладки [94 – 97]:

- мікромоделювання;
- мезомоделювання;
- макромоделювання.

Кожен із підходів відрізняється ступенем деталізації геометрії та матеріальної моделі, а відтак – обчислювальними витратами й областю раціонального застосування.

При мікромоделюванні цегла та розчинний шов розглядаються як окремі тіла з індивідуальними матеріальними моделями. Розрізняють детальне мікромоделювання, в якому цегла, шов і зона контакту між ними описуються незалежно, та спрощене мікромоделювання (simplified micro-model, SMM), де розчин нульової товщини замінюється когезійними елементами (cohesive zone model, CZM) на межі цеглин. Мікромоделювання забезпечує найвищу точність відтворення механізмів руйнування – зсуву за швом, відриву цегли від розчину, руйнування цегли, – однак вимагає значних обчислювальних ресурсів і детального визначення властивостей контактних поверхонь, що ускладнює практичне застосування при моделюванні великих фрагментів кладки.

Мезомоделювання базується на методі гомогенізації: для репрезентативного об'єму кладки (RVE – Representative Volume Element) чисельно або аналітично визначаються еквівалентні ортотропні характеристики матеріалу, які потім

використовуються в моделі на макрорівні. Підхід є доцільним для дослідження впливу геометрії кладки та властивостей складових на ефективні пружні характеристики, проте потребує коректного задання граничних умов та є менш зручним для безпосередньої оцінки несучої здатності.

При макромоделюванні кладка розглядається як гомогенний квазіізотропний або ортотропний матеріал, без явного розмежування цегли та швів. Параметри матеріальної моделі визначаються за нормативними документами або дослідними даними для кладки в цілому. Попри меншу деталізацію порівняно з мікромоделлю, макропідхід забезпечує прийнятну точність при оцінці несучої здатності, дозволяє ефективно моделювати великі конструктивні елементи і є найбільш поширеним у практиці розрахунку будівельних конструкцій [95, 98, 99].

5.2 Обґрунтування вибору підходу для задачі місцевого стиску

У роботі для чисельного моделювання цегляної кладки при місцевому стиску (зминанні) прийнятий підхід макромоделювання з моделлю матеріалу Concrete Damaged Plasticity (CDP), реалізованою в програмному комплексі Abaqus/Standard. Вибір обумовлений такими чинниками:

- характером напружено-деформованого стану. При місцевому стиску в стіні одночасно виникають зони двовісного та тривісного стиску безпосередньо під штампом і зони горизонтального розтягу по боках від зони розсіювання зусиль. Модель CDP здатна коректно відтворювати обидва типи напруженого стану в межах єдиної моделі, що є принциповою перевагою порівняно з пружно-крихкими або суто пластичними моделями;

- механізмом руйнування. Експериментальні дослідження кладки при місцевому стиску свідчать про розвиток вертикальних тріщин розколювання в зоні розсіювання, які є наслідком перевищення границі міцності на розтяг, а також роздроблення кладки під штампом при досягненні межі на стиск. Модель CDP описує обидва механізми через окремі функції пошкодження при стиску та розтягу, що дозволяє візуалізувати і кількісно оцінити зони руйнування;

- наявністю спадної гілки (softening). На відміну від ідеальної пластичності, CDP передбачає спадну гілку діаграми σ–ε як при стиску, так і при розтягу, що відповідає реальній поведінці цегляної кладки після досягнення пікового навантаження. Це є необхідною умовою для коректного відтворення повної кривої «навантаження–переміщення» (P–δ), включаючи посткритичну стадію;

- обчислювальною ефективністю. Для задачі місцевого стиску суцільної стіни розміри розрахункової моделі є достатньо великими, щоб унеможливити застосування мікромоделювання без надмірних обчислювальних витрат. Макромодель з елементами типу C3D8R дозволяє досягти необхідної точності результатів при раціональній густині сітки;

- відповідністю задачі контролю переміщень. Розрахунок виконується у постановці статичного нелінійного аналізу з контролем переміщень (displacement control), що забезпечує стійку збіжність ітераційного процесу на спадній гілці та дозволяє отримати повну діаграму P–δ до повного вичерпання несучої здатності.

Аналогічний підхід застосовувався в роботах Rainone et al. [99], Al-Rawi et al. [100], Valente та Milani [101], де показано, що модель CDP при коректному визначенні параметрів забезпечує задовільний збіг чисельних результатів з експериментальними даними як за несучою здатністю, так і за картиною руйнування елементів кладки.

Таким чином, для чисельного дослідження несучої здатності цегляної кладки при місцевому стиску в Abaqus/Standard прийнята макромодель з матеріальною моделлю CDP.

5.3 Граничні умови

Граничні умови призначені відповідно до умов випробування та фактичної схеми роботи конструктивного елемента. Застосовано умови, відображені на рис. 5.1. Геометричні розміри зразка: 1030×380×740(h) мм.

На нижній грані стіни заборонені вертикальні та горизонтальні переміщення (ux=uy=*u*z = 0). На бічних та верхній гранях граничні умови не призначаються – грані є вільними. В зоні навантаження (верхня грань у межах штампа) –

прикладається рівномірне переміщення $uz = -\delta$ вертикально вниз. Контроль переміщень забезпечує стійкість розрахунку на спадній гілці кривої $P–\delta$ і дозволяє зафіксувати пікове навантаження та посткритичну поведінку.

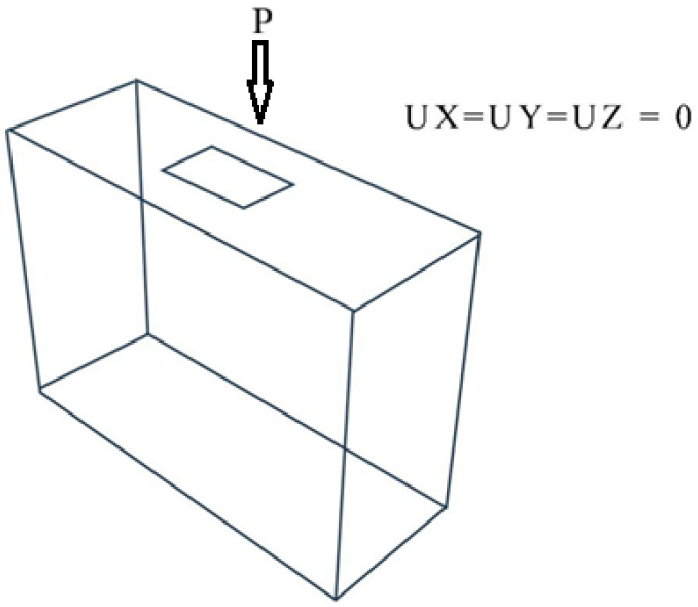


Рисунок 5.1 – Схема граничних умов

Для дискретизації об'єму стіни використовуються тривимірні елементи суцільного тіла типу C3D8R – 8-вузловий гексаедральний елемент, який переважно застосовується для такого типу задач. Штамп моделюється як жорстке тіло – площа під штампом жорстко пов’язується з точкою прикладання навантаження із контрольованими переміщеннями.

5.4 Модель матеріалу Concrete Damaged Plasticity

Модель CDP, реалізована в Abaqus/Standard, є континуальною моделлю пошкодження-пластичності, призначеною для квазікрихких матеріалів − бетону, каменю та кладки − при монотонному, циклічному і динамічному навантаженні [94, 95]. Теоретичну основу моделі складають три компоненти: поверхня текучості, потенціал пластичного плину (пластичної деформації) та функції ізотропного пошкодження.

Характеристики і розміри розрахункової моделі аналогічні даним експериментальних зразків. Пружні характеристики прийняті відповідно до п. 7.5 ДСТУ Б В.2.6-207:2015 [96] та EN 1996-1-1 [97]. Модуль пружності визначено за формулою $E_m = 1000 f_k$, де f_k = 3 МПа − опір кладки на стиск згідно з табл 3.2. Значення коефіцієнта Пуассона ν = 0,18 прийнято як середнє між рекомендованими значеннями за українськими (0,15–0,20) та європейськими нормами (0,20–0,25) [96, 97].

5.5 Параметри пластичності CDP

Параметри пластичності моделі CDP визначають форму поверхні текучості і закон пластичного плину (пластичної деформації). Їх значення прийняті на основі аналізу літературних даних для цегляної кладки [98, 99, 100] і наведені у табл. 5.1.

Таблиця 5.1 – Параметри пластичності моделі CDP

Параметр CDP	**Позначення**	**Значення**
Кут дилатансії	ψ	12°
Ексцентриситет	ε	0,10
Відношення міцності при двовісному до одновісного стиску	f_{k2}/f_k	1,12
Коефіцієнт форми девіаторного перерізу	Kc	0,667
В'язкісний параметр регуляризації	μ	0,0001

Кут дилатансії ψ = 12° прийнятий меншим, ніж для бетону (28–36°), що відображає слабший дилатансний ефект у кладці через наявність розчинних швів, які деформуються переважно зсувно [98]. Значення f_{k2}/f_k = 1,12 характеризує незначне зміцнення матеріалу при двовісному стиску порівняно з одновісним, що типово для кладки [99]. В'язкісний параметр μ = 0,0001 забезпечує збіжність ітераційного процесу на спадній гілці діаграми σ–ε без суттєвого впливу на результати при квазістатичному навантаженні [100]. Коефіцієнт форми

девіаторного перерізу — це безрозмірна геометрична характеристика перерізу, яка використовується в механіці деформівного твердого тіла та теорії пластичності для врахування нерівномірності розподілу напружень під час зсуву або кручення, для прямокутного поперечного перерізу цей коефіцієнт приймає значення 0,667 [99].

5.6 Діаграма *σ–ε* при стиску

Діаграма деформування кладки при стиску складається з висхідної гілки до піку f_k та спадної гілки (softening). Висхідна гілка, від початку навантаження до досягнення пікового напруження, апроксимується параболою:

$$\sigma_k = f_k[2\left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_{kr}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_{kr}}\right)^2] \quad (5.1)$$

де σ_k – напруження при стиску;

f_k – максимальна (пікова) міцність на стиск;

ε_k – поточна деформація стиску;

ε_{kr} – деформація, що відповідає піковому напруженню f_k.

Спадна гілка описується експоненціальною функцією, параметри якої пов'язані з енергією руйнування при стиску Gf_k.

$$\sigma_k = f_k(1-t)e^{-3t}, \quad (5.2)$$

де t – безрозмірний параметр, який характеризує ступінь розвитку деформацій після досягнення максимальної міцності та дорівнює $t = \frac{\varepsilon_k - \varepsilon_{kr}}{\varepsilon_{ku} - \varepsilon_{kr}}$, де ε_{ku} – гранична деформація стиску, за якої завершується процес руйнування матеріалу.

Гранична деформація визначається як:

$$\varepsilon_{ku} = \varepsilon_{kr} + \frac{2Gf_k}{f_k l_e}, \quad (5.3)$$

де Gf_k – енергія руйнування кладки при стиску (compressive fracture energy), що характеризує енергію, яку матеріал поглинає в процесі руйнування після досягнення максимальної міцності;

l_e – характеристична (еквівалентна) довжина скінченного елемента або характерний розмір локалізації деформацій, який враховує масштаб чисельної моделі;

У нашому випадку: f_k = 3 МПа, ε_{kr} = 0,0025, Gf_k = 6,0 Н/мм, l_e = 50 мм.

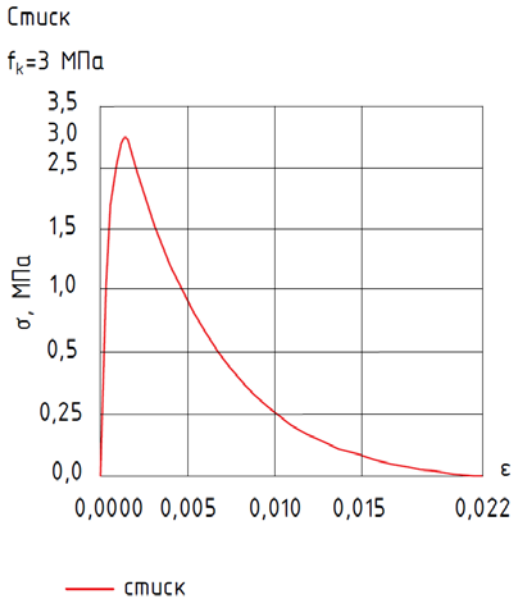


Рисунок 5.2 – Діаграма *σ–ε* кладки при стиску

5.7 Діаграма *σ–ε* при розтягу

Поведінка кладки при розтягу описується лінійно-пружною гілкою до піку f_t з подальшою крихкою спадною гілкою.

$$\sigma_t = f_t e^{-5t}, \tag{5.4}$$

де σ_t – напруження розтягу в кладці;

f_t – міцність кладки на розтяг (пікове напруження при розтягу);

e – основа натурального логарифма (e = 2,71828);

t – безрозмірний параметр, що характеризує ступінь розвитку процесу тріщиноутворення та дорівнює $t = \frac{\varepsilon_{tcr}}{\varepsilon_{tu}}$, де ε_{tcr} – деформація тріщиноутворення, тобто частина деформації, яка виникає після досягнення матеріалом границі міцності на розтяг і пов'язана з розвитком тріщини; ε_{tu} – гранична деформація тріщиноутворення, що відповідає повному розкриттю тріщини та практичній втраті матеріалом несучої здатності при розтягу.

Гранична деформація визначається як:

$$\varepsilon_{tu} = \frac{2Gf_t}{f_t l_e}, \tag{5.5}$$

де Gf_t – енергія руйнування кладки при розтягу (*tensile fracture energy*), що характеризує кількість енергії, необхідної для утворення та повного розвитку тріщини.

У нашому випадку: f_t = 0,3 МПа, Gf_t = 0,035 Н/мм, l_e = 50 мм.

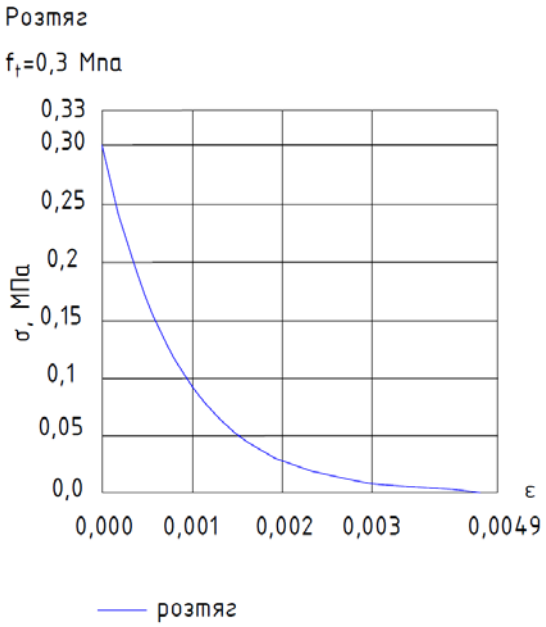


Рисунок 5.3 – Діаграма *σ–ε* кладки при розтягу

5.8 Реалізація розрахунку

Чисельний розрахунок виконується в Abaqus/Standard з використанням кроку типу Static, General – стандартного нелінійного аналізу. При цьому увімкнено режим геометричної нелінійності, хоча вона й не впливає суттєво на результати для даного типу задачі. Оскільки навантажування задається методом контролю переміщень, величина самого навантаження визначається як реакція у відповідному вузлі. Крива залежності величини навантаження від переміщення є одним із основних результатів розрахунку.

Повне переміщення δmax = 3,0 мм забезпечує проходження через пік несучої здатності з фіксацією залишкової несучої здатності на спадній гілці.

З метою оптимального поєднання точності й обчислювальної ефективності сітка побудована нерівномірно – основна 40 мм та більш густа сітка 20 мм, що використовується у місцях більшого очікуваного градієнту напружень безпосередньо під штампом (рис. 5.4)

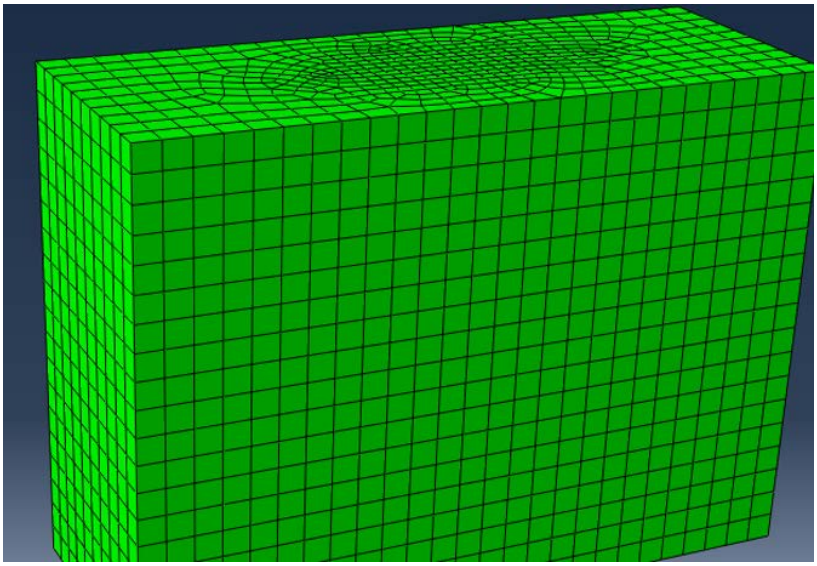


Рисунок 5.4 – Сітка скінченних елементів розрахункової моделі

Крива *P–δ* (діаграма навантаження–переміщення) наведена на рис. 5.5 є характерною для подібних задач, у яких враховується нелінійна поведінка матеріалу зі спадною віткою діаграми стиску.

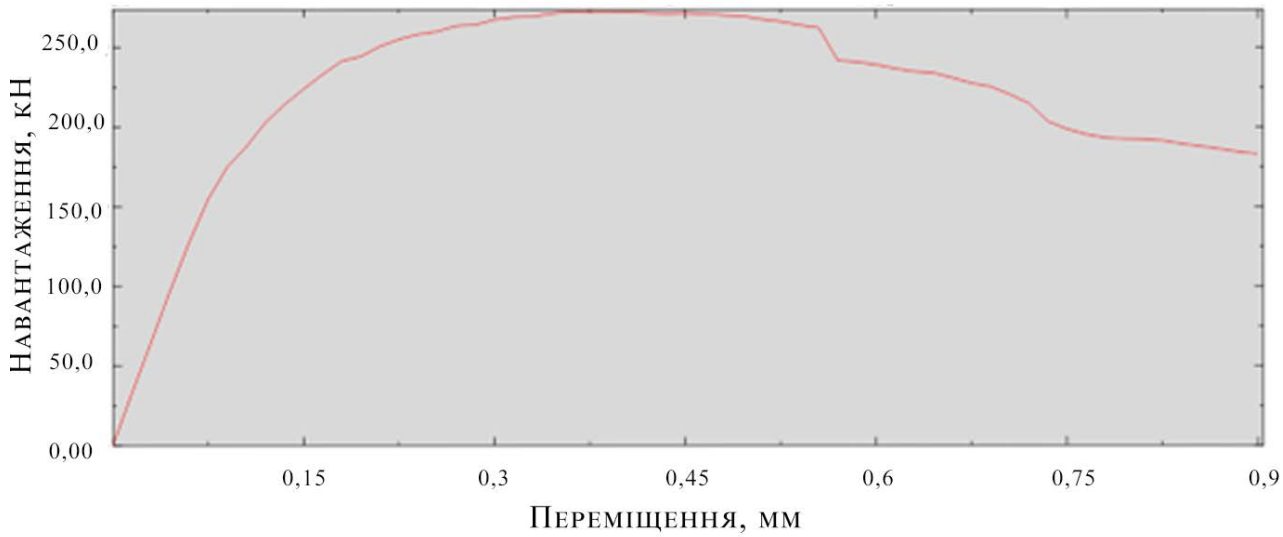


Рисунок 5.5 – Крива *P–δ*: повна діаграма навантаження–переміщення при місцевому стиску

На кривій *P–δ* виокремлюються такі характерні стадії деформування:

- пружно-пластична стадія (від початку до піку): нелінійне зростання зусилля зі збільшенням переміщення. На цій стадії розвивається зона пластичних деформацій під штампом і виникають перші тріщини;

- пік несучої здатності, при якому досягається максимальне зусилля;

- спадна гілка – зусилля спадає зі збільшенням переміщення.

5.9 Картина руйнування

Картина руйнування для штампа розміром 250x150 мм визначається за полями змінних пошкоджень DAMAGET (розтягуюче тріщиноутворення) і DAMAGEC (стискаюче руйнування). Результати наведено на рис. 5.6.

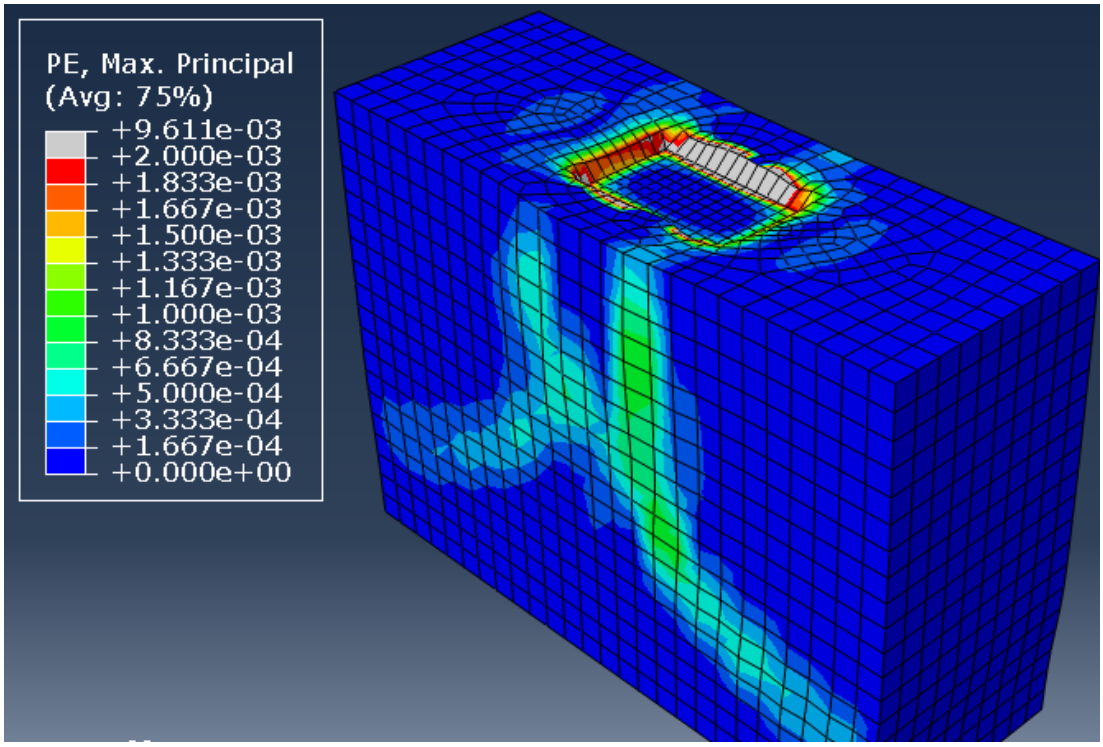


Рисунок 5.6 – Поле пластичних деформацій

Поле DAMAGET демонструє розвиток зон розтягуючого тріщиноутворення, тріщини орієнтовані переважно вертикально, що є характерним механізмом руйнування кладки при місцевому стиску.

Поле DAMAGEC фіксує зону роздроблення кладки безпосередньо під штампом. Це відповідає експериментальним спостереженням, де роздроблення фіксується у зоні безпосереднього контакту опорної плити зі стіною.

Поєднання двох механізмів – бічного розколювання (DAMAGET) і роздроблення під штампом (DAMAGEC) – формує загальний характер руйнування, що якісно узгоджується з результатами фізичних випробувань кладки при місцевому стиску.

5.10 Порівняння несучої здатності стіни при місцевому стиску, отриманої за нормами, варіаційним методом, методом чисельного моделювання з експериментом

Розглядаються випадки експериментального дослідження міцності цегляної кладки при місцевому стиску (див. Розділ 3). Для зразка Ст(м)-1-1 з прикладеним прямокутним штампом розміром 150x250 мм результати наведені на рис. 5.7 та 5.8.

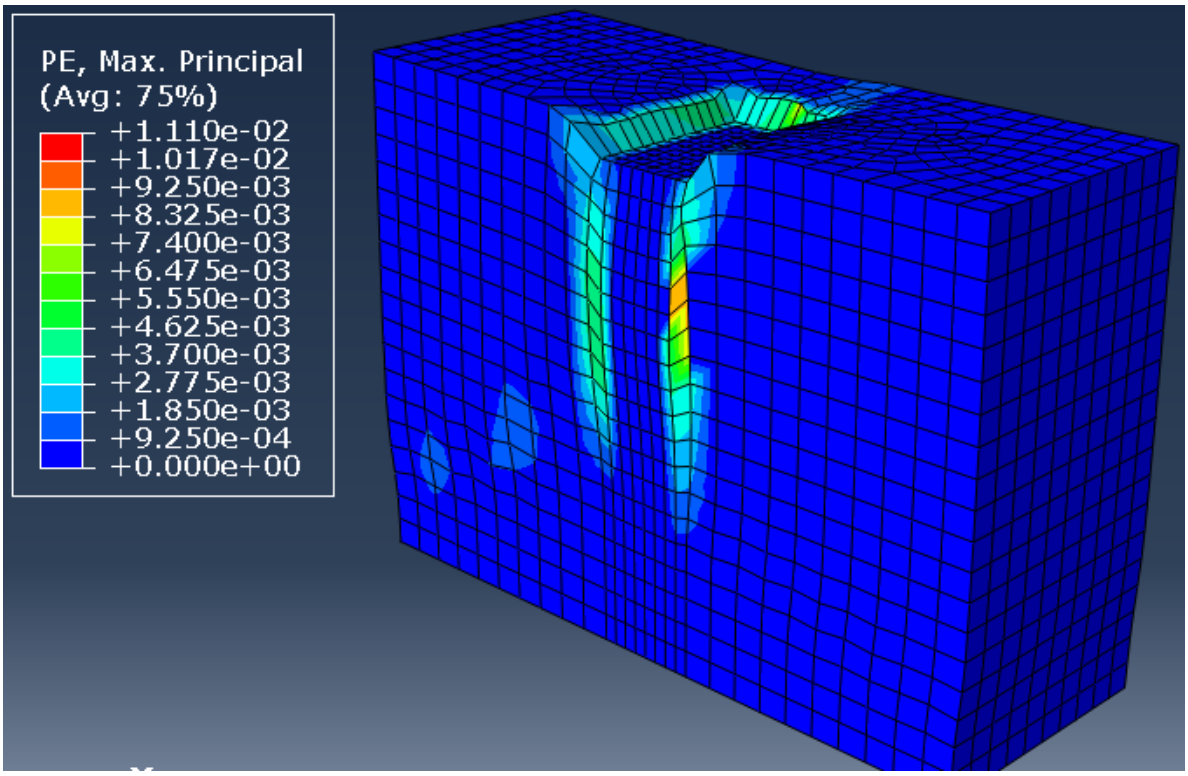


Рисунок 5.7 – Поле пластичних деформацій для зразка Ст(м)-1-1

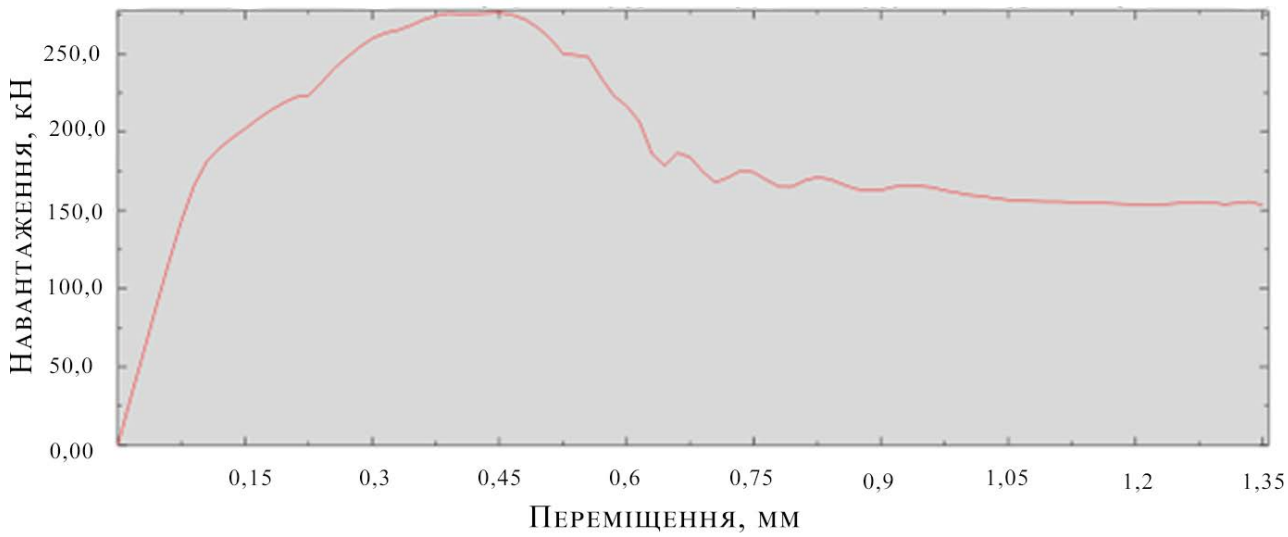


Рисунок 5.8 – Крива *P–δ*: повна діаграма навантаження–переміщення при місцевому стиску для зразка Ст(м)-1-1

Для зразка Ст(м)-2-1 з прикладеним прямокутним штампом розміром 100х250 мм результати наведені на рис. 5.9 та 5.10.

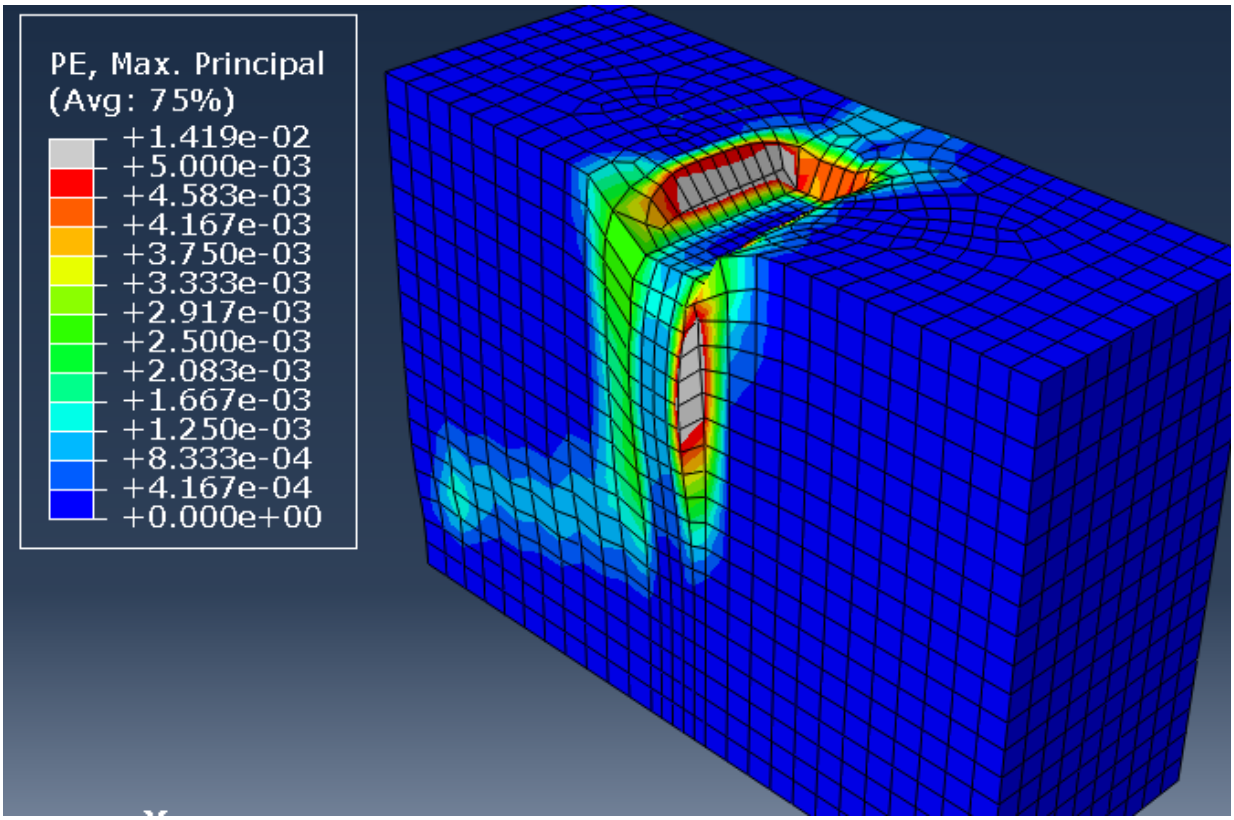


Рисунок 5.9 – Поле пластичних деформацій для зразка Ст(м)-2-1

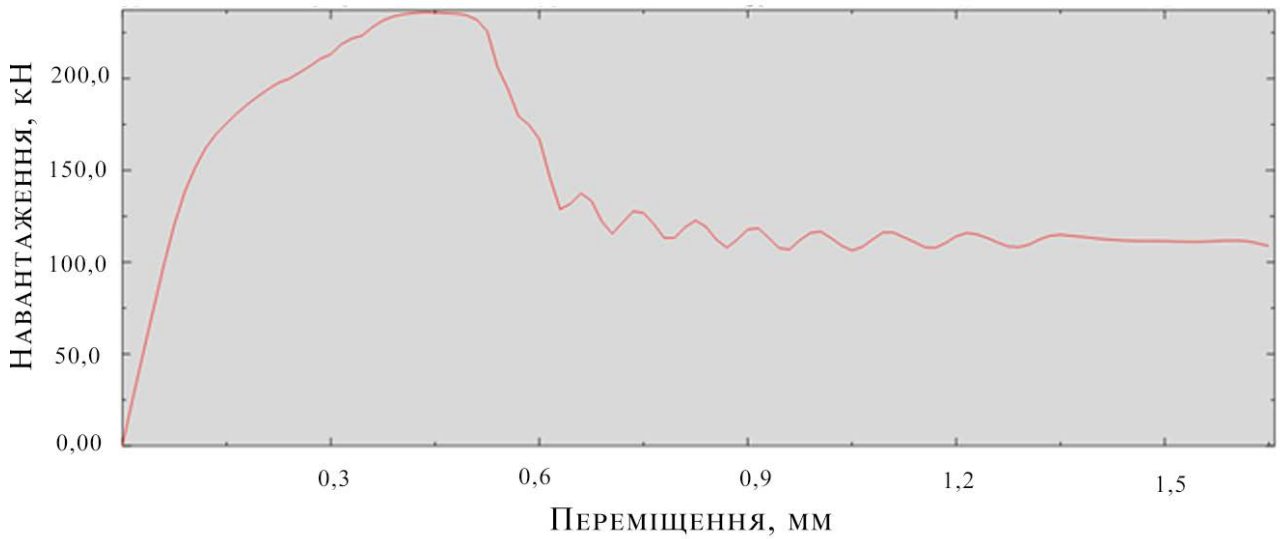


Рисунок 5.10 – Крива *P–δ*: повна діаграма навантаження–переміщення при місцевому стиску для зразка Ст(м)-2-1

Для зразка Ст(м)-1-2 з прикладеним прямокутним штампом розміром 100х150 мм результати наведені на рис. 5.11 та 5.12.

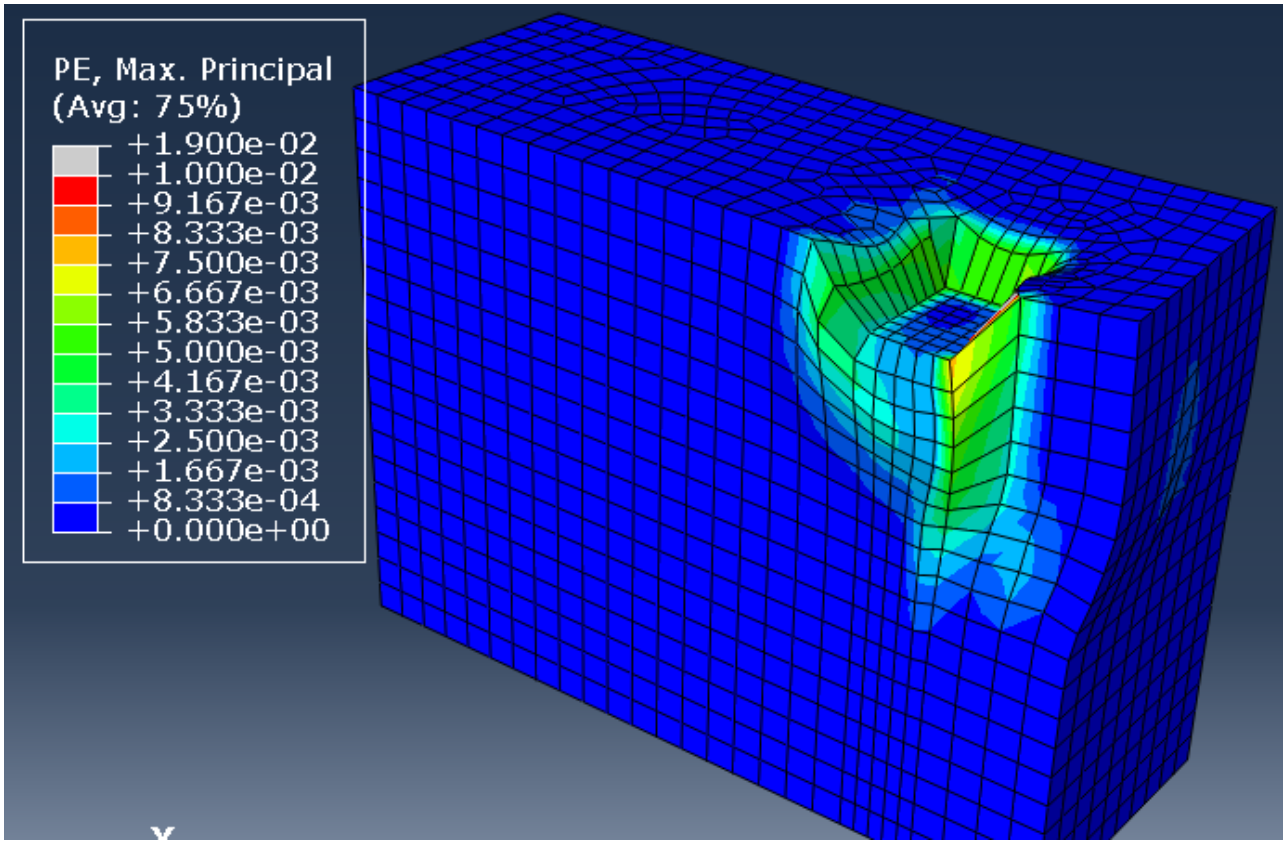


Рисунок 5.11 – Поле пластичних деформацій для зразка Ст(м)-1-2

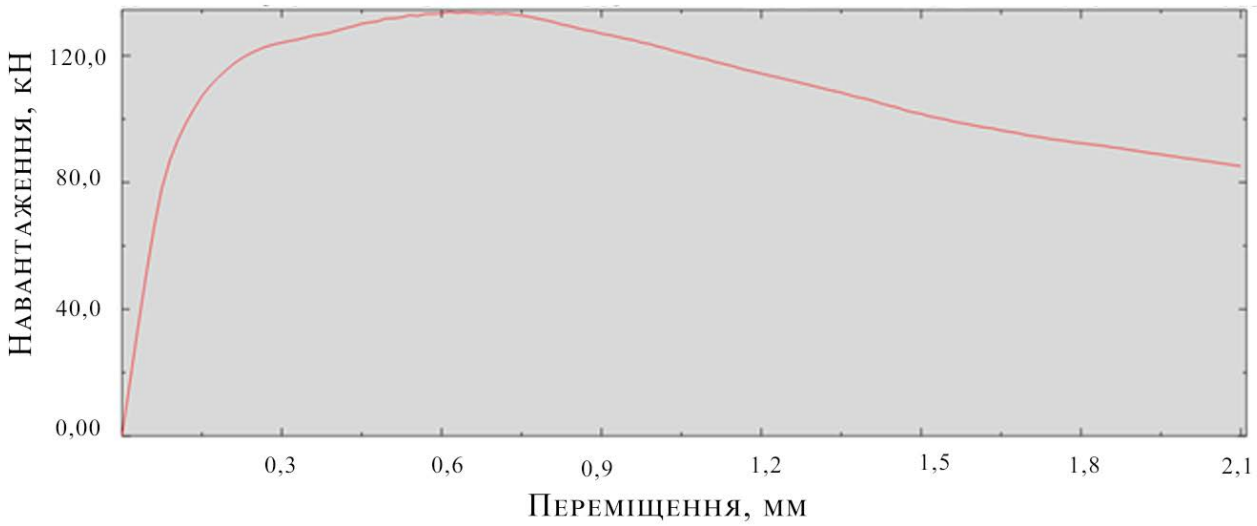


Рисунок 5.12 – Крива *P–δ*: повна діаграма навантаження–переміщення при місцевому стиску для зразка Ст(м)-1-2

Для зразка Ст(м)-1-3 з прикладеним прямокутним штампом розміром 150x100 мм результати наведені на рис. 5.13 та 5.14.

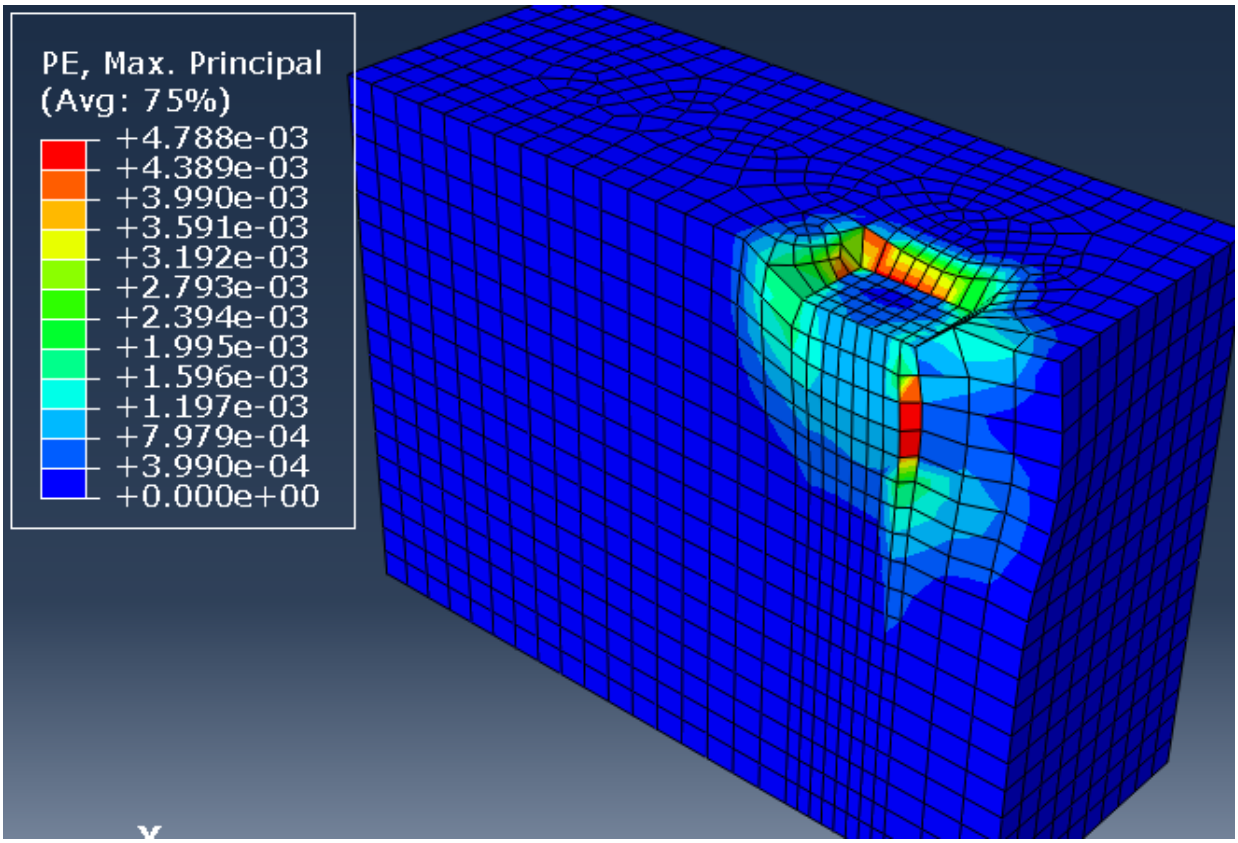


Рисунок 5.13 – Поле пластичних деформацій для зразка Ст(м)-1-3

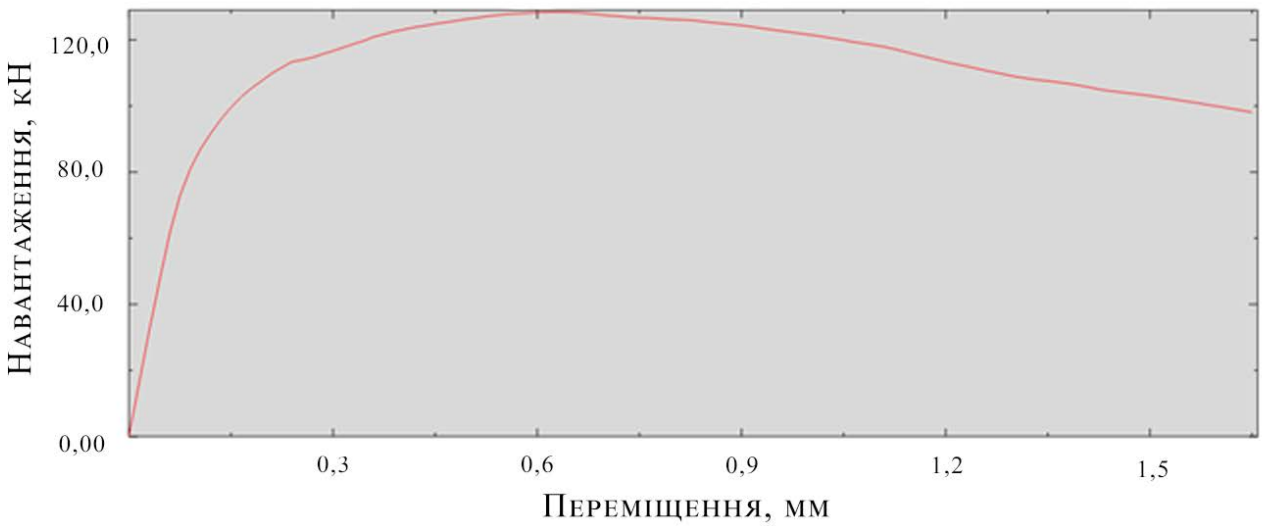


Рисунок 5.14 – Крива *P–δ*: повна діаграма навантаження–переміщення при місцевому стиску для зразка Ст(м)-1-3

Для зразка Ст(м)-2-2 з прикладеним квадратним штампом розміром 100х100 мм результати наведені на рис. 5.15 та 5.16.

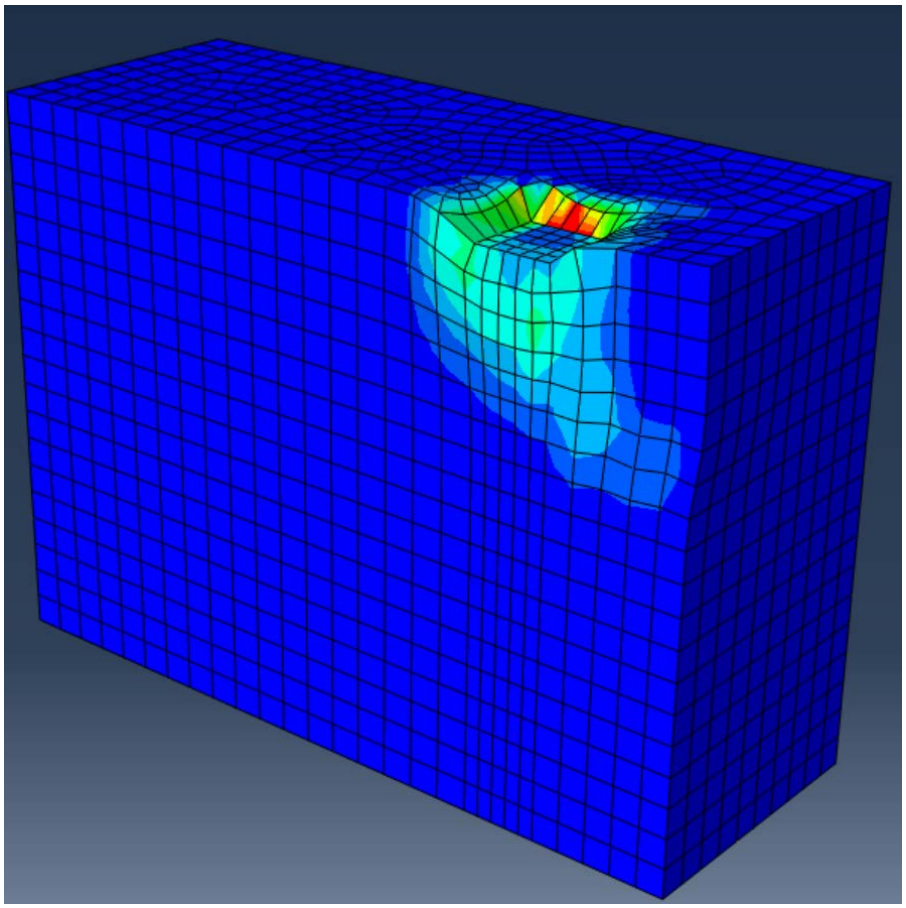


Рисунок 5.15 – Поле пластичних деформацій для зразка Ст(м)-2-2

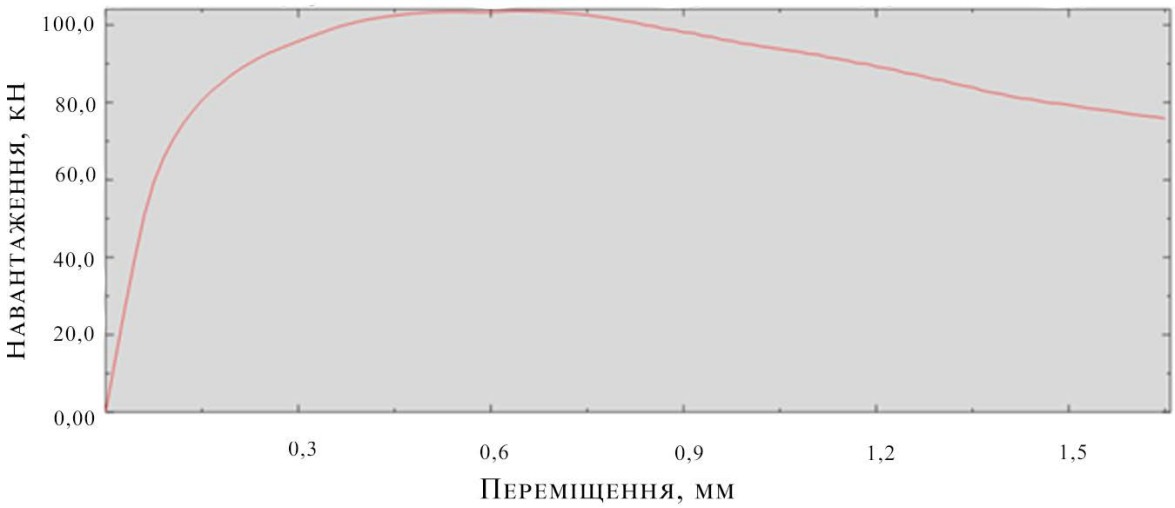


Рисунок 5.16 – Крива *P–δ*: повна діаграма навантаження–переміщення при місцевому стиску для зразка Ст(м)-2-2

Порівняння значень опору при місцевому стискові: експериментального, нормативного, варіаційного методу і методу скінчених елементів, наведено в табл. 5.2.

Таблиця 5.2 – Значення опору при місцевому стискові: експериментального, згідно норм, варіаційного та методу скінчених елементів

№	Шифр зразка	$f_{m,loc}^{test}$, МПа	$f_{m,loc}^{calc,\text{ДБН}}$, МПа	$f_{m,loc}^{calc,\text{ВМ}}$, МПа	$f_{m,loc}^{calc,\text{МСЕ}}$, МПа
1	2	3	4	5	6
1	Ст(м)-1-1 (150х250)	6,08	2,36	8,44	7,33
2	Ст(м)-1-2 (100×150)	14,6	2,56	13,5	8,67
3	Ст(м)-1-3 (150×100)	6,4	2,56	16,14	8,33
4	Ст(м)-2-1 (100×250)	8,96	2,45	9,84	11,28
5	Ст(м)-2-2 (100×100)	15,6	2,61	18,06	10,5

Дані з табл. 5.2 ($f_{m,loc}^{calc,\text{ДБН}}$), отримані згідно з положеннми ДБН [79] і підраховані згідно з алгоритмом для зразка Ст(м)-1-1 зі штампом розмірами 150×250 мм:

- перевіряється умова щодо можливості врахування підвищення опору кам'яної кладки локальному стиску:

$$e \leq t/4, \tag{5.1}$$

де t – товщина стіни з урахуванням не повністю заповнених швів на глибину більше 5 мм;

$$e = \frac{380 - 250}{2} = 65 \text{ мм} < \frac{380}{4} = 95 \text{ мм}.$$

Умова виконується;

- розрахункова величина опору стіни вертикальному навантаженню:

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d, \tag{5.2}$$

де $A_b = bl = 150 \times 250 = 37500$ мм^2 – навантажена площа поперечного перерізу кам'яного елемента;

β – коефіцієнт збільшення міцності кладки при локальному стиску, що може змінюватись в межах від 1 до 1,5. Його значення обчислюється за формулою:

$$\beta = \left(1{,}5 - 1{,}1\frac{A_b}{A_{ef}}\right) = \left(1{,}5 - 1{,}1\frac{37500}{219252{,}4}\right) = 1{,}31$$

де $A_{ef} = tl_{efm} = 380 \times 576{,}98 = 219252{,}4$ мм^2 – значення ефективної площі під ділянкою місцевого стиску, яка розташована на відстані ½ висоти стіни в сторону рівня прикладання навантаження;

$l_{efm} = h_c tg30° + b = 740 \times 0{,}577 + 150 = 576{,}98$ мм (рис. 5.17);

h_c – висота стіни до рівня прикладання зосередженого навантаження;

f_d – розрахункове значення міцності кладки на стиск;

$\frac{A_b}{A_{ef}} = \frac{37500}{219252{,}4} = 0{,}171.$

Виходить:

$$N_{Rdc} = 1{,}3119 \times 37500 \times 1{,}8 = 88553 \text{ Н} = 88{,}55 \text{ кН}.$$

$$f_{m,loc}^{calc,\text{ДБН}} = \frac{88{,}55 \times 1000}{150 \times 250} = 2{,}36 \text{ МПа}.$$

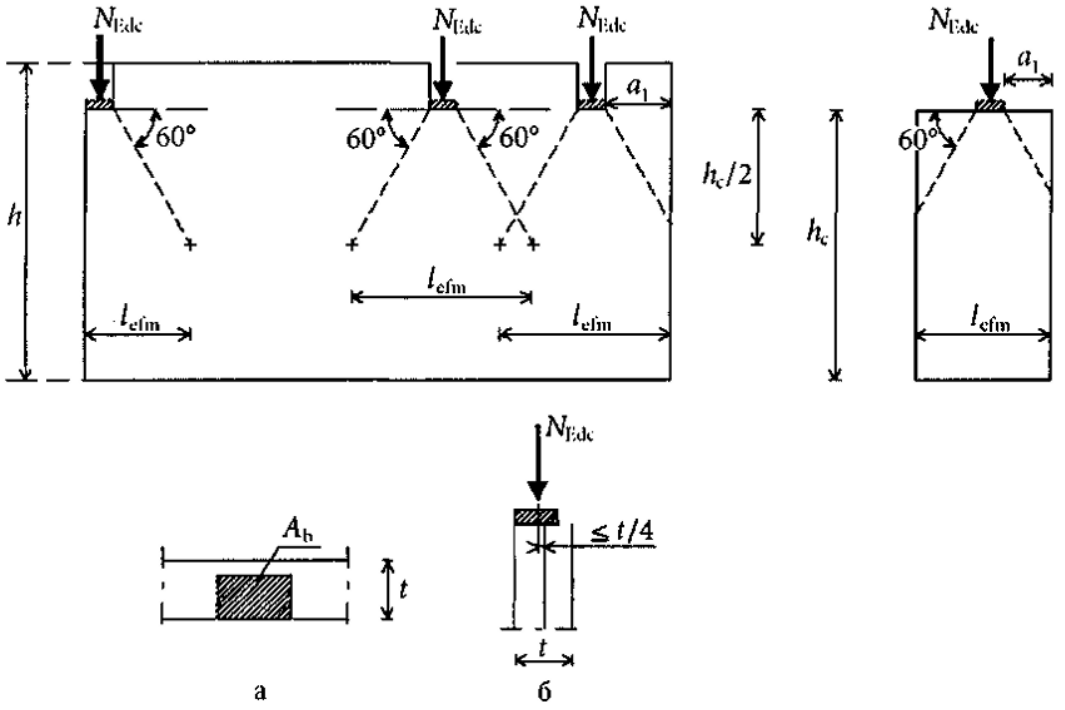


Рисунок 5.17 – Стіна при зосереджених навантаженнях [79]:
а – план; б – переріз

Для інших чотирьох зразків алгоритм розрахунку аналогічний.

Згідно з даними табл. 5.3, нормативне значення опору при стиску виявилося суттєво нижчим порівняно з іншими підходами до оцінювання у 2,5 – 7 разів, що свідчить про необхідність вдосконалення нормативної методики розрахунку.

При порівнянні варіаційного методу з експериментом спостерігається співпадання як картини руйнування так і значень опору для зразків Ст(м)-1-1 (150×250), Ст(м)-1-2 (100×150), Ст(м)-2-1 (100×250) та Ст(м)-2-2 (100×100). Для зразка Ст(м)-1-3 (150×100) експериментальний опір суттєво нижче ніж теоретичний, що пояснюється неспівпадінням картини руйнування із розглянутим кінематичним механізмом і потребує коригування розрахункової схеми. При врахуванні результатів випробувань усіх п'яти дослідних зразків середнє арифметичне значення становить 1,42, середньоквадратичне відхилення – 0,57, а коефіцієнт варіації – 40,14 %. Водночас виключення зразка Ст(м)-1-3 із

статистичної вибірки призводить до зменшення середнього арифметичного до 1,14, середньоквадратичного відхилення – до 0,17 та коефіцієнта варіації – до 14,9 %.

Розрахунок опору кам'яної кладки варіаційним методом доцільний в тих випадках, коли довжина штампа, через який передається навантаження є не меншою за 0,27 товщини стіни. В інших випадках (Ст(м)-1-3) необхідна розробка іншого кінематичного механізму руйнування кладки.

При порівнянні методу скінченних елементів з експериментальними даними (табл. 5.3) середнє значення відношення теоретичного опору до дослідного взагалі дорівнює 1, однак коєфіцієнт варіації 31% і не у всіх випадках спостерігається співпадання картини руйнування.

Таблиця 5.3 – Порівняння опору при місцевому стискові: нормативного, отриманого згідно варіаційного методу та методу скінчених елементів з експериментальними значеннями

№	Шифр зразка	$\frac{f_{m,loc}^{calc,\text{ДБН}}}{f_{m,loc}^{test}}$	$\frac{f_{m,loc}^{calc,\text{ВМ}}}{f_{m,loc}^{test}}$	$\frac{f_{m,loc}^{calc,\text{МСЕ}}}{f_{m,loc}^{test}}$
1	2	3	4	5
1	Ст(м)-1-1 (150х250)	0,39	1,39	1,21
2	Ст(м)-1-2 (100×150)	0,18	0,92	0,6
3	Ст(м)-1-3 (150×100)	0,4	2,52	1,3
4	Ст(м)-2-1 (100×250)	0,27	1,1	1,26
5	Ст(м)-2-2 (100×100)	0,17	1,16	0,67
Середнє арифметичне значення		*0,28*	*1,42* *1,14*	*1,00*
Середнє квадратичне відхилення		*0,098*	*0,57* *0,17*	*0,307*
Коефіцієнт варіації		*35%*	*40,14%* *14,9%*	*30,7%*

5.11 Висновки до розділу

1. Для чисельного дослідження несучої здатності цегляної кладки при місцевому стиску обґрунтовано застосування макромоделі з матеріальною моделлю Concrete Damaged Plasticity (CDP). Підхід забезпечує коректне відтворення двох одночасно діючих механізмів руйнування – стискаючого роздроблення під штампом і розтягуючого розколювання по боках від зони розсіювання – в межах єдиної континуальної моделі з урахуванням спадної гілки при стиску і розтягу.

2. Розрахункова модель побудована для повного фрагмента стіни розмірами 1030×740×380 мм з елементами C3D8R, розрахунок виконано методом контролю переміщень, що дозволило отримати повну криву $P–\delta$ включно зі спадною гілкою та залишковою несучою здатністю.

3. Результати чисельного моделювання підтверджують типовий для місцевого стиску механізм руйнування кладки: вертикальні тріщини розколювання (splitting cracks) розвиваються по боках від штампа.

4. Проведено порівняння значень опору при стиску: теоретичного: нормативного, отриманого варіаційним методом і методу скінчених елементів з експериментальними значеннями. Нормативне значення опору при стиску виявилося суттєво нижчим порівняно з іншими підходами до оцінювання, що свідчить про необхідність вдосконалення норм.

5. Розрахунок опору кам’яної кладки варіаційним методом доцільний в тих випадках, коли довжина штампа, через який передається навантаження є не меншою за 0,27 товщини стіни. В інших випадках необхідна розробка іншого кінематичного механізму руйнування кладки.

6. Метод скінченних елементів дає найкраще середнє відношення теоретичного опору до експериментального, однак має надлишковий коефіцієнт варіації.

7. При місцевому стиску для оцінювання несучої здатності елементів доцільно використовувати МСЕ і аналітичні залежності, отримані варіаційним

методом. Приймаючи, що варіаційний метод являє собою верхню оцінку несучої здатності, доцільно ввести знижувальний коефіцієнт 0,85.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. У нормативних документах відсутні однозначні вимоги щодо експериментального визначення міцності кам’яної кладки при осьовому стиску, наявні лише пропозиції з відношення висоти зразка до його товщини в межах від двох до п’яти при мінімальній висоті 380 мм. Різними дослідниками пропонується випробувати стовпи, призми, стінки, для яких стандартні розміри не встановлені. Серед визначальних факторів міцності слід виділити: міцність каменю, його геометричні параметри, правильність форми, наявність порожнин; міцність розчину, його деформативність; рухливість розчинної суміші; адгезія розчину до каменю; заповнення швів розчином; перев’язка швів; якість виконання кладки. Крім осьового стиску велика кількість кам’яних конструкцій сприймають навантаження, котрі передаються лише на частині поперечного перерізу. Розрахунок кладки при місцевому стиску в нормах здійснюється за емпіричною залежністю, котра суттєво занижує її опір.

2. У процесі проведеного випробування 3-ох стовпів, 6-ти призм і стінки на осьовий стиск визначено їх деформований стан, характер руйнування і граничне навантаження; підтверджено, що значення міцності, підрахованої за формулою Онищика, є менше експериментального у 1,2 – 2,07 рази, а відношення дослідної міцності до підрахованої на основі степеневої функції ДБН В.2.6-162:2010 змінюється в межах 0,84 – 1,45 рази; зокрема для стінки складає – 1,06: розрахункове значення 5,2 МПа, експериментальне – 5,5 МПа.

3. При місцевому стиску експериментально вивчався опір цегляних стінок у разі розташування площадки навантаження біля їх лицьової грані. Отримані результати свідчать про суттєве збільшення міцності кладки в місці прикладання навантаження порівняно з осьовим стиском та її недооцінювання за методикою норм у 2,6 – 5,98 рази. Руйнування дослідних зразків відбувалось шляхом зрізу в об’ємній зоні стиснення під штампом з одночасним відривом у зоні розтягу при наявності вертикальної тріщини на лицевій грані зразка, що характерно для розколювання. Факторами впливу виступають відношення довжини площадки завантаження до висоти і товщини стінки, розміри і місце розташування штампа.

Зафіксоване на останніх стадіях навантаження зростання пластичної складової деформації обґрунтовує можливість застосування теорії пластичності.

4. За результатами виконаного аналізу експериментів надані пропозиції щодо форми та розмірів дослідного зразка для визначення міцності кладки при осьовому стиску. В разі якщо у якості такого зразка використовувати стовпи, то доцільно розмірами їх поперечного перерізу приймати 250×250 мм, висоту 1000 мм. Як альтернативу можна розглядати стінку розмірами 900×440 мм товщиною 120 мм, при використанні призм приймати розміри поперечного перерізу 250×120 мм і висоту в 5 цеглин.

5. Виходячи із встановленого характеру руйнування дослідних зразків, та на основі застосування варіаційного методу в теорії пластичності запропоновані розрахункові кінематичні схеми та розв'язана задача визначення опору кам'яної кладки за умов міцевого стиску. Пластична деформація вважається локалізованою у тонкому шарі на поверхнях зрізу стиснутої зони за жорсткими сусідніми областями. Дотичні та нормальні напруження на поверхні зрізу відповідають умові міцності кладки при об'ємному напруженому стані у вигляді параболоїда обертання, яка розглядається як умова пластичності. Одночасно в зоні розтягу відбувається відрив у поперечному напрямку до дії навантаження, і граничні значення напружень дорівнюють напруженням осьового розтягу.

6. Для чисельного моделювання цегляної кладки при місцевому стиску застосовано макромодель з матеріальною моделлю Concrete Damaged Plasticity (CDP) з елементами C3D8R, розрахунок виконано методом контролю переміщень. Результати чисельного моделювання підтверджують типовий для місцевого стиску механізм руйнування кладки: стиснення під штампом і вертикальні тріщини розколювання по боках від штампа.

7. Порівняльний аналіз відношення нормативного значення опору до експериментального показав: середнє арифметичне значення 0,28, середнє квадратичне відхилення 0,098, коефіцієнт варіації 35 %; опору, який отриманий із застосуванням варіаційного методу до експериментального значення показав: середнє арифметичне значення 1,14, середнє квадратичне відхилення 0,17,

коефіцієнт варіації 14,91%; опору, який отриманий із застосуванням методу скінченних елементів до експериментального значення показав: середнє арифметичне значення 1, коефіцієнт варіації 30,7%.

8. Надані рекомендації щодо методики розрахунку цегляної кладки при місцевому стиску. Пропонується використовувати варіаційний метод, який дозволяє досить просто визначити величину граничного опору цегляних елементів при передачі навантаження на обмеженій площі. Прийняття кінематичного методу оцінювання граничного навантаження та порівняння експериментальних і розрахункових даних свідчить про доцільність введення в розрахунок понижуючого коефіцієнта 0,85. Доцільним є використання методу скінченних елементів для оцінювання несучої здатності кладки.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ Б В.2.7-61:2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові / Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ): – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 32 с.

2. Електронний склерометр (вимірювач міцності бетону) ОНИКС-2.5. Лабдепо. URL: https://labdepo.com.ua/elektronnij-sklerometr-vimirjuvach-micnosti-betonu-oniks-25_ua

3. Андрух С.Л. Методи визначення фізико-механічних властивостей кладки / С.Л. Андрух, С.А. Галушка // X Міжнародна науково-практична конференція "Dynamics of the development of world science". – Ванкувер, Канада, 10-12 червня, 2020. – С. 225-231.

4. ДСТУ Б В.2.7-248:2011. Матеріали стінові: Методи визначення границь міцності при стиску і згині. – К.: Мінрегіон України, 2012. – 9 с.

5. ДСТУ Б EN 12504-1:2013 Випробування бетону в конструкціях. Частина 1. Зразки керни. Відбір, перевірка і випробування на стиск (EN 12504-1:2009, IDT).

6. Таран Р.А. Методи технічної діагностики цегляних будинків, що експлуатуються у звичайних та складних умовах будівництва: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. тех. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Таран Роман Анатолійович; Донбаська державна академія Будівництва і архітектури. – Макіївка, 2002. – 14 с.

7. Деркач В.Н. Методи оцінки міцності кам’яної кладки в вітчизняній і зарубіжній практиці обстеження будівель і споруд / В. Н. Деркач, Н.М. Жерносек // Вісник університету. – № 3(28). – 2010. – С. 135 – 142.

8. Gregorczyk P.A. Review on Flat-Jack Testing / P.A. Gregorczyk, P.B. Lourenço // Engenharia Civil. – Guimarães, Portugal. – Número 9. – 2000. – Pp. 39 – 50.

9. RILEM, LUM.D.2, In-situ stress tests on masonry based on the flat jack, 1990.

10. RILEM, LUM.D.3, In-situ strength/elasticity tests on masonry based on the flat-jack, 1990.

11. ASTM, In-situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flat-jack measurements, ASTM Standard C 1196-91, 1991.

12. ASTM, In-situ measurement of masonry deformability properties using flat-jack method, ASTM Standard C 1197-91, 1991.

13. Онищик Л.І. Кам’яні конструкції промислових і громадських будівель / Л.І. Онищик. – 1939. – 208 с.

14. Онищик Л.І. Полегшені цегляні стіни / Л.І. Онищик. // Матеріали 2 – ї сессії загального засідання членів Академії буд. і архіт. – 1957. – С. 42–51.

15. Онищик Л.І. Міцність і стійкість кам’яних конструкцій / Л.І. Онищик. – М. – Л.: Головна редакція буд. літератури, 1937. – 290 с.

16. Онищик Л.І. Теорія міцності кам’яної кладки на експериментальній основі / Л.І. Онищик // Експериментальні дослідження кам’янних конструкцій: роботи ЦНІІПС. – 1939. – С. 6 – 15.

17. Шаповал С.Л. Напружено-деформований стан та міцність цегляної кладки при місцевому її стисненні: дис. канд.техн.наук: спец. 05.23.01 / С.Л. Шаповал. – Полтава: ПолтНТУ, 2005. – 170 с.

18. Клименко Є.В. Аналіз розрахункового і експериментального методу визначення несучої здатності кам’яних конструкцій / Є.В. Клименко, С.Л. Шаповал, І.І. Гринева // Вісник ОДАБА: Зб. наук. пр. – Одеса, 2014. – Вип. 57. – С. 5.

19. Вахненко П.Ф. Кам’яні і армокам’яні конструкції / П.Ф. Вахненко. – К.: Будівельник, 1990. – 184 с.

20. Вахненко П.Ф. Про міцність масивної кам’яної кладки при її місцевому завантаженні / П.Ф. Вахненко, Є.В. Клименко, С.Л. Шаповал // Комунальне господарство міст: наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2001. – Вип. 30. – С. 75 – 80.

21. Вахненко П.Ф. Багатошарова цегляна стінка з гнучкими в’язями / П.Ф. Вахненко, Р.А. Міщенко // Галузеве машинобудування (будівництво): зб.

наук. пр. Полт. держ. техн. ун-ту ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 2000. – Вип. 6. – С. 107–111.

22. Клименко Є.В. Експериментальні дослідження кам'яних конструкцій, підсилених шляхом включення в цегляну обойму / Є.В. Клименко, І.О. Білоус // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 9. – С. 446 – 452.

23. Клименко Є.В. Експериментальні дослідження кам'яної кладки при її місцевому стиску / Є.В. Клименко, С.Л. Шаповал // Галузеве машинобудування, будівництво: Зб наук. пр. – Полтава, 2001. – Вип. 7. – С. 58 – 64.

24. Клименко Є.В. Робота цегляної кладки при її місцевому стиску / Є.В. Клименко, С.Л. Шаповал // Науковий вісник будівництва: матеріали міжнар. конф. – Харків: ХДТУБА, 2003. – Вип. 23. – С. 136 – 139.

25. Довженко О.О. Міцність цегляної та армоцегляної кладки при місцевому її стисненні / О.О. Довженко, Н.М. Пінчук, Т.М. Мирко // Комунальне господарство міст: науково-технічний збірник. Серія: Технічні науки і архітектура. – К., 2007. – Вип. 79. – С. 152 – 159.

26. Митрофанов В.П. Варіаційний метод розрахунку міцності кам'яної кладки при місцевому стисненні / В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Будівництво, матеріаловедення, машинобудування: збірник наукових праць. – Дніпропетровськ, 2005. – Вип. №32 – С. 76 – 82.

27. Митрофанов В.П. Розрахунок міцності кам'яної кладки при місцевому стисненні варіаційним методом / В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, Н.М. Пінчук // Удосконалення розрахунків міцності елементів бетонних, залізобетонних і кам'яних конструкцій: збірник наукових праць. – Полтава, 2007. – С. 277 – 287.

28. Митрофанов В.П. Розрахунок міцності армокам'яної кладки при її місцевому стисненні / В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, Н.М. Пінчук // Удосконалення розрахунків міцності елементів бетонних, залізобетонних і кам'яних конструкцій: збірник наукових праць. – Полтава, 2007. – С. 287 – 295.

29. Міщенко, Р. А. Напружено-деформований стан багатошарової кам'яної стіни та розрахунок її несучої здатності: дис. … канд. техн. наук: спец. 05.23.01

«Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Р.А. Міщенко. – Полтава: ПДТУ, 2001. – 119 с.

30. Міщенко Р.А. Міцність цегляної кладки / Р.А. Міщенко // Комунальне господарство міст. – К.: Техніка, 2000. – Вип. 23. – С. 34 – 37.

31. Пінчук Н.М. Стан питання розрахунку міцності армокам'яної кладки при місцевому її стисканні / Н.М. Пінчук // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 682 – 691.

32. Пінчук, Н. М. Міцність армоцегляної кладки при місцевому прикладанні стискаючого навантаження: дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / Полтав. нац. техн. ун-т – Полтава, 2009. – 165 с.

33. Соколов Б.С. Фізична модель руйнування кам'яних кладок при стисненні / Б.С. Соколов // Вид. вузів. Будівництво. – 2002. – №9. – С. 19 – 23.

34. Соколов Б.С. Результати досліджень кам'яних і армокам'яних кладок / Б.С. Соколов, А.Б. Антаків // Вісник МГСУ. 2014. – №3 – С. 99 – 106.

35. Соколов Б.С. Дослідження кладок із пустотілої цегли / Б.С. Соколов, А.Б. Антаків, К.О. Фабрична // Вісник Державного архітектурно-будівельного університету. – 2009. – Вип. №2(12). – С. 134 – 139.

36. Соколов Б.С. Новий підхід до розрахунку кам'яних кладок / Б.С. Соколов, А.Б. Антаків // Вісник Державного архітектурно-будівельного університету. – 2014. – № 3 (29). – С. 75 – 81.

37. Хохлін Д.О. Міцність цегляної кладки за наявності горизонтальних тріщин / Д.О. Хохлін, К.В. Попок // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2016. – Вип. 33. – С. 219 – 226.

38. Фролова А.С. Моделювання руйнування фрагментів кам'яної кладки при осьовому стисненні / А.С. Фролова // Вісник ОДАБА. – Одеса, 2005. – Вип. 18. – С. 278 – 281.

39. Посібник з проектування кам'яних та армокам'яних конструкцій. – Центральний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій ім. В.А. Кучеренко. – 1974. – 183 с.

40. Дегтєв І.О. Експериментальні дослідження деформування і опору кладки із силікатної цегли на різних розчинах при центральному стисненні / І.О. Дегтєв, О.М. Донченко // Зб. «Будівельні конструкції і інженерні споруди». – 1982.

41. Олексеєнков Д.О. Кладки на полімерцементних розчинах / Д.О. Олексеєнков // Інститут ім. В.А. Кучеренко. – 1977.

42. Котов І.Т. Дослідження міцності кладки із силікатної цегли на розчинах із застосуванням цементного пилу / І.Т. Котов. – С. 166 – 178.

43. Клименко, Є.В. Зріз кам'яних конструкцій: монографія / Є.В. Клименко, О.С. Чернєва // Одеса: Видавництво «Чорномор'я», 2010. – 173 с.

44. СНіП II-22-81*. Кам'яні і армокам'яні конструкції – Центральний науково-дослідницький інститут будівельних конструкцій ім. В.А. Кучеренко, 1983.

45. Усенко Д.В. Міцність цегляної кладки при діагональному розколюванні – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису – Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». – Полтава, 2022.

46. Habib M.A. Compressive Stress-Strain Characteristics of Brick Masonry Used in Bangladesh / M. A. Habib, N. Sharif, K. A. Manjur, M. M. Hoque // Proceedings of International Conference on Planning, Architecture and Civil Engineering. – Rajshahi University of Engineering & Technology, Rajshahi, BanglaAt: RUET, Bangladesh. 12 – 14 October 2023.

47. IS: 1905 Indian Standard Code of Practice for Structural Use of Unreinforced Masonry Bureau of Indian Standards, New Delhi, India (1987).

48. ASTM C1314-18 Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms.

49. Drysdale R.G. Behavior of concrete block masonry under axial compression / R.G. Drysdale, A.A. Hamid // ACI J. Proc. – 1979. – Pp. 707 – 722.

50. Francis A.J. The effect of joint thickness and other factors on compressive strength of brickwork / A.J. Francis, C.B. Horman, L.E. Jerrems // Proceedings of 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent (2017). – Pp. 31 – 37.

51. Методи випробування кам’яної кладки: Частина 1. Визначення міцності при стиску (IEN 1052- 1:1998, IDT): ДСТУ Б EN 1052-1:2011. – К.: Мінрегіон України, 2012. – 19 с.

52. Singh S.B. Bond strength and compressive stress-strain characteristics of brick masonry / S.B. Singh, P. Munjal // J. Build. Eng. – Vol. 9, 2017. – Pp. 10 – 16.

53. Ravula M.B. Experimental investigation of compressive failure in masonry brick assemblages made with soft brick / M.B. Ravula, K.V.L. Subramaniam // Mater. Struct. – Vol. 50 (19), 2017. – Pp. 1 – 11.

54. Wu F. Strength and stress-strain characteristics of traditional adobe block and masonry / F. Wu, G. Li, H.N. Li, J.Q. Jia // Mater. Struct.. – Vol. 46 (2013). – Pp. 1449 – 1457.

55. Ganesan T.P. Behavior of concrete hollow-block masonry prisms under axial compression / T.P. Ganesan, K. Ramamurthy // J. Struct. Eng.. – Vol. 118 (7), 1992. – Pp. 1751 – 1769.

56. Hamid A.A. Direct modeling of concrete block masonry under axial compression / A.A. Hamid, B.E. Abboud, H.G. Harris // Masonry: Research, application, and problems, ASTM STP 871 – J.C. Grogan, J.T. Conway (Eds.), American Society for Testing and Materials Philadelphia. – 1985. – Pp. 151 – 166.

57. Mann W. Statistical evaluation of tests on masonry by potential functions / W. Mann // Proceedings of the Sixth International Brick Masonry Conference. – Rome, Italy, May 1982. – Pp. 86 – 98.

58. Hendry A.W. Characteristic compressive strength of brickwork walls from collected test results / A.W. Hendry, M.H. Malek // Mason. Int., 7, (1986). – pp. 15 – 24.

59. Dayaratnam P. Brick and Reinforced Brick Structures / P. Dayaratnam // Oxford & IBH. – 1987.

60. Apolo G.L. Curso Técnicas de Intervención en El Patrimonio Arquitectonico / G.L. Apolo, A.L. Matinez-Luengas // Consultores Tecnicos de Contstruccion. – 1995.

61. Dymiotis C. Allowing for uncertainties in the modelling of masonry compressive strength / C. Dymiotis, B.M. Gutlederer // Constr. Build. Mater. – Vol. 16 (2002). – Pp. 443 – 452.

62. Kaushik H.B. Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression / H.B. Kaushik, D.C. Rai, S.K. Jain // Journal of materials in Civil Engineering. – 2007. – Vol. 19, N9. – Pp. 728 – 739.

63. Gumaste K.S. Strength and elasticity of brick masonry prisms and wallettes under compression / K.S. Gumaste, K.S.N. Rao, B.V.V. Reddy, K.S. Jagadish // Mater. Struct. – Vol. 40 (2) (2007). – Pp. 241 – 253.

64. Lumantarna R. Uniaxial compressive strength and stiffness of field-extracted and laboratory-constructed masonry prisms / R. Lumantarna, D.T. Biggs, J.M. Ingham // J. Mater. Civ. Eng. – Vol. 26 (4) (2014). – Pp. 567 – 575.

65. Balasubramanian S.R. Experimental determination of statistical parameters associated with uniaxial compression behaviour of brick masonry / S.R. Balasubramanian, D. Maheswari, A. Cynthia, K.B. Rao, M.A. Prasad, R. Goswami, P. Sivakumar // Curr. Sci. – Vol. 109 (11), 2015. – Pp. 2094 – 2102.

66. Nagarajan S. Experimental approach to investigate the behaviour of brick masonry for different mortar ratios / S. Nagarajan, S. Viswanathan, V. Ravi // Proceedings of the International Conference on Advances in Engineering and Technology. – Singapore, March 2014. – Pp. 586 – 592.

67. Engesser F. Über weitgespannte wölbbrücken / F. Engesser // Zeitschrift für Architekturs und Ingenieurwesen. – Vol. 53 (1907). – Pp. 403 – 440.

68. Bröcker O. Die auswertung von tragfähigkeitsversuchen an gemauerten wänden / O. Bröcker // Betonstein-Zeitung, 1963. – Pp. 19 – 21.

69. Bennett R. Compressive properties of structural clay tile prisms / R. Bennett, K. Boyd, R. Flanagan // J. Struct. Eng. – Vol. 123 (7), 1997. – Pp. 920 – 926.

70. Christy C.F. Experimental study on axial compressive strength and elastic modulus of the clay and fly ash brick masonry / C.F. Christy, D. Tensing, R. Shanthi // J. Civ. Eng. Constr. Technol. – Vol. 4 (4) 2013. – Pp. 134 –141.

71. Garzón-Roca J. Compressive strength of masonry made of clay bricks and cement mortar: Estimation based on neural networks and fuzzy logic / J. Garzón-Roca, C.O. Marco, J.M. Adam // Eng. Struct. – Vol. 48, 2013. – Pp. 21 – 27.

72. Thaickavil N.N. Behaviour and strength assessment of masonry prisms / N.N. Thaickavil, J. Thomas // Case Studies in Construction Materials. – Vol. 8., 2018. – Pp. 23 – 38.

73. Thomas J. Parametric study of the strength of brickwork prisms / J. Thomas, E.M. Ansar // Proceedings of the First CUSAT National Conference on Recent Advances in Civil Engineering. – Kochi, India. – March 2004. – Pp. 431 – 437.

74. Boult B.F Concrete masonry prism testing / B.F Boult // American Concrete Institute Journal, Proceedings. – Vol. 76 (4), 1979. – Pp. 513 – 536.

75. Brown R.H. Compressive strength of grouted hollow brick prisms / R.H. Brown, A.R. Whitlock // Masonry: Research, Application, and Problems, ASTM STP 778. – 1982. – Pp. 99 – 117.

76. Machado J.F. Compressive strength of masonry prisms undercompression according to Eurocode 6-EN 1996-1-1 (2005) / J.F. Machado, A. Lübeck, M. Gihad, F.S. Fonseca, S.N. Almir Barros da Silva // In Proceedings of the 13th North American Masonry. – Salt Lake City, UT, USA. – 16 – 19 June 2019.

77. Sajanthan K., Balagasan B., Sathiparan N. Prediction of compressive strength of stabilized earth block masonry / K. Sajanthan, B. Balagasan, N. Sathiparan // Advances in Civil Engineering. – v. 2019, n. 1. – 2019.

78. EN1996-1 and 2, Eurocode 6 - Design of Masonry Structures. Part1 – 1: – General Rules for Buildings – Reinforced and Unreinforced Masonry, Design of Masonry Structures. Design Considerations, Selection of Materials and Execution of Masonry – European Committee for Standardisation CEN, Brussels (2006).

79. Кам’яні та армокам’яні конструкції: ДБН В.2.6 – 162:2010. – К.: Мінрегінобуд України, 2011. – 97 с.

80. Kumavat H.R. An experimental investigation of mechanical properties in clay brick masonry by partial replacement of fine aggregate with clay brick waste / H.R. Kumavat // J. Inst. Eng. India Ser. A. – Vol. 97 (3) 2016. – Pp. 199 – 204.

81. Розрахунок і конструювання кам’яних та армокам’яних конструкцій будівель та споруд: ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний від 2016-04-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. – 356 с.

82. ДСТУ Б В.2.7–248:2011. Матеріали стінові. Методи визначення границь міцності при стиску і згині / Мінбуд України. – К., 2012. – 60 с.

83. ДСТУ Б В.2.7–239:2010 Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Методи випробувань / Мінрегіонбуд України. – К., 2010. – 94 с.

84. Padalu P.K.V.R. Variation in compressive properties of Indian brick masonry and its assessment using empirical models / P.K.V.R. Padalu, Y.C. Singh // Stuctures. – 2021. – Vol. 33. – Pp. 1734 – 1753.

85. Соколов Б.С. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість стиснутих кам'яних та армокам'яних кладок / Б.С. Соколов, А.Б. Антаків // Центр інноваційних технологій, 2018. – с. 169.

86. Lutman M. In situ tests for the assessment of seismic strengthening historic brick masonry walls with carbon fiber fabric/ M. Lutman, U. Bohinc, M. Gams, M. Tomaževič // Slovenian National Building and Civil Engineering Institute. – 2021. – 10 p.

87. Ghiassi B. Chapter 7 – Masonry mechanical properties/ B. Ghiassi, A.T. Vermelfoort, P.B. Lourenço // Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering. – 2019. – p. 239 – 261.

88. Singhal V. Suitability of half-scale burnt clay bricks for shake table tests on masonry walls/ V. Singhal, D. Rai // Journal of Materials in Civil Engineering. – 2014. – p. 644 – 657.

89. Kloukinas P. Strength of materials and masonry structures in Malawi/ P. Kloukinas, I. Kafodya, I. Ngoma, V. Novelli, J. Macdonald & K. Goda // 7th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation. – Cape Town, South Africa, 2014.

90. Faizah R. The importance of bricks and mortar in determining the strength of masonry walls/ R. Faizah // KURVATEK. – 2024.

91. Griffith M.C. Out-of-Plane Flexural Strength of Unreinforced Clay Brick Masonry Walls / M.C. Griffith, J. Vaculik // TMS Journal, 25. – 2007. – Pp. 53 – 68.

92. Баландін П.П. До питання про гіпотези міцності / П.П. Баландін // Вісник інженерів і техніків. – 1937. – №1. – С. 12-36.

93. Генієв Г.А. До питання узагальнення теорії міцності бетону / Г.А. Генієв, В.Н. Киссюк // Бетон і залізобетон. – 1965. – №2. – С. 15-17.

94. Lourenço P.B. Computational strategies for masonry structures / P.B. Lourenço // PhD thesis. – Delft University of Technology. – 1996. – 210 p.

95. D'Altri A.M. Modeling strategies for the computational analysis of unreinforced masonry structures: review and classification / A.M. D'Altri, V. Sarhosis, G. Milani, J. Rots, S. Cattari, S. Lagomarsino, E. Sacco, A. Tralli, G. Castellazzi, S. de Miranda // Archives of Computational Methods in Engineering. – Vol. 27. – 2020. – p. 1153 –1185. DOI: 10.1007/s11831-019-09351-x.

96. Abdulla K.F. Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach / K.F. Abdulla, L.S. Cunningham, M. Gillie // Engineering Structures. – Vol. 151. – 2017. – p. 349–365. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.08.021.

97. Milani G., Homogenised limit analysis of masonry walls, Part I: Failure surfaces / G. Milani, P.B. Lourenço, A. Tralli // Computers & Structures. – Vol. 84. – No. 3. – 2006. – p. 166–180. DOI: 10.1016/j.compstruc.2005.09.005.

98. Al-Rawi O. Numerical solution for masonry wall using general static step with ABAQUS/Standard / O. Al-Rawi, R. Al-Mahaidi, R. Kalfat // Mathematical Modelling of Engineering Problems. – Vol. 10. – No. 6. – 2023. – p. 2142–2148. DOI: 10.18280/mmep.100626.

99. Rainone L.S. About the use of Concrete Damage Plasticity for modeling masonry post-elastic behavior / L.S. Rainone, V. Tateo, S. Casolo, G. Uva // Buildings. – Vol. 13. No. 8. Art. 1915. – 2023. DOI: 10.3390/buildings13081915.

100. Valente M. Advanced numerical insights into failure analysis and strengthening of monolithic and three-leaf masonry walls under differential settlements / M. Valente, G. Milani // Engineering Failure Analysis. – Vol. 139, 2022. – Art. 106477. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2022.106477.

101. Sekkaki M. Finite element simulation of masonry wall behavior: exploring various brick bonds and load conditions / M. Sekkaki, A. Chaaba // Structures. – Vol. 76. – 2025. DOI: 10.1016/j.istruc.2025.108836.

102. Соловйов В. Відновлення експлуатаційної придатності кам'яної кладки, пошкодженої в умовах надзвичайних ситуацій / В. Соловйов, О. Довженко, В. Погрібний, Д. Усенко // Подолання екологічних ризиків та загроз для довкілля в умовах надзвичайних ситуацій – 2022: Колективна монографія Полтава – Львів: НУПП імені Юрія Кондратюка, НУ «Львівська політехніка». – Дніпро: Середняк Т. К., 2022. – С. 485 – 496.

103. Хохлін, Д.О. Випробування цегляних балок-стінок послідовною дією вертикальних та горизонтальних сил / Д.О. Хохлін, К.В. Попок // Наука та будівництво. – №2 (12). – 2017. – С. 40 – 45.

104. Павліков А.М. Кам’яні та армокам’яні конструкції. Практичні задачі: Навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава // Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2024. – 275 с.

105. Артюшин Д.В. Міцність стін із кам’яної кладки при одночасній дії вертикальних і горизонтальних сил: Дис. канд. техн. наук., 1999.

106. Баранова Т.І. Міцність стін із кам’яної кладки при одночасній дії вертикальних і горизонтальних сил / Т.І. Баранова // Тези доповідей XXIX науково-технічної конференції. – 1997. – С. 12.

107. Семенцов, С.А. Кам’яні та армокам’яні конструкції: довідник проєктувальника промислових, житлових і громадських будівель / С.А. Семенцов, В.А. Камейко // «Видавництво літератури по будівництву», 1968. – 172 с.

108. Mohamad G. Mechanics of hollow concrete block masonry prisms under compression: review and prospects / G. Mohamad, P.B. Lourenço, H.R. Roman // Cem. Concr. Compos. – Vol. 29 (3), 2007. – Pp. 181 – 192.

109. American Concrete Institute (ACI) Building Code Requirements for Masonry Structures // Masonry Standards Joint Committee, Farmington Hills, MI (2005) (ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05).

110. IS: 2250 Indian Standard Code of Practice for Preparation and Use of Masonry Mortars – Bureau of Indian Standards, New Delhi, India (1981).

111. Nazimi K. Proposal of Empirical Equations for Masonry Compressive Strength: Considering the Compressive Strength Difference between Bricks and Mortar / K. Nazimi, J.J. Castro, S. Omi, B.S. Ali // Buildings 2024. – Vol. 14. – p. 1138.

112. Abasi A. Experimental Evaluation of Compressive Properties of Early-Age. Mortar and Concrete Hollow-Block Masonry Prisms within Construction Stages / A. Abasi, B. Banting, A. Sadhu // Materials 2024. – Vol. 17. – p. 3970.

113. Sabid K. Experimental Study on Interface Behavior of Masonry Structures" / K. Sabid // International Journal for Scientific Research & Development. – Vol. 2. IS: 2185 (Part 1), "Specification for concrete masonry units", BIS Publication, New Delhi 1979. – 2014.

114. Sarhat S. R. "The prediction of compressivestrength of ungrouted hollow concrete block masonry / S. R. Sarhat, E. G. Sherwood // Construction and Building Materials. – vol. 58, 2014. – Pp. 111 – 121.

115. Costigan A. An experimentalevaluation of prediction models for the mechanical behaviorof unreinforced, lime-mortar masonry under compression / A. Costigan, S. Pav´ıa, O. Kinnane // Journal of Building Engineering. – vol. 4, 2015. – Pp. 283 – 294.

116. BS EN 1996-1-1, Design of Masonry Structures-Part 1 – 1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2012.

117. Venkatarama Reddy B.V. Strength and elastic properties of stabilized mud block masonry using cement-soilmortars / B.V. Venkatarama Reddy, A. Gupta // Journal of Materials in Civil Engineering. – Vol. 18, no. 3. – 2006. – Pp. 472 – 476.

118. ДСТУ Б В.2.7-80:2008 Цегла та камені силікатні. Технічні умови. [Чинний з 2010-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 27 с. – (Національний стандарт України).

119. Hilsdorf H.K., Investigation into the failure mechanism of brick masonry under axial compression, in Designing, Eng.ng & Construction with Masonry Products, F.B. Johnson ed., Gulf Publishing. – Houston, Texas. – 1969.

120. Шаповал С.Л. Розрахунок міцності елементів із цегляної кладки при місцевому завантаженні на край по всій товщині стіни / С.Л. Шаповал // Вісник ОДАБА. – 2006. – №21. – С. 270 – 275.

121. Шаповал С.Л. Міцність на зминання кам'яної кладки конструкцій будівель, що реконструюються / С.Л. Шаповал // Комунальне господарство міст: наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2002. – Вип. 38. – С.101 – 104.

122. Шаповал С.Л. Міцність цегляної кладки при дії зосередженого місцевого навантаження / С.Л. Шаповал // Бетон і залізобетон в Україні. – 2004. – №3. – С. 9 – 11.

123. Андрух С. Л. Визначення межі міцності старої цегляної кладки на прикладі Лещинських у селищі Кияниця у сумській області / С.Л. Андрух // Науковий вісник будівництва. – 2019. – №4. – С. 196 – 200.

124. Mcnary W.S. Mechanics of Masonry in Compression / W.S Mcnary., D.P. Abrams // Journal of Structural Engineering. – v. 111, n. 4. – 1985. – Pp. 857 – 870.

125. Hendry A.W. Characteristic compressive strength of brickwork walls from collected test results / A.W. Hendry, M.H. Malek // Masonry International. – 1986. – Pp. 15 – 24.

126. Cheema T.S. Compressive strength of concrete masonry prisms / T.S. Cheema, R.E. Klingner // American Concrete Institute, ACI Journal. – V. 83, n. 1. – 1986. – Pp. 88 – 97.

127. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). "Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência". NBR 13276. Rio de Janeiro. 3 p.

128. Fattal S. Failure hypothesis for masonry shear walls / S. Fattal, F. Jokel // J. of the Structural Division: Proceedings of ASCE. – 1976. – Vol. 102, № ST 3. – Pp. 135 –156.

129. CAN/CSA-S806-02. Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymers. – Canadian Standards Association, Toronto, Ontario. – Ontario, Canada, 2002. – 177 p.

130. Farooq S.H. Technique for strengthening of masonry wall panels using steel strips / S.H. Farooq, M. Ilyas, A. Ghaffar // Asian journal of civil engineering (building and housing). – Vol. 7, no. 6. – 2006. – Pp. 621 – 638.

131. Shahzada K. Strengthening of brick masonry walls against earthquake loading / K. Shahzada, M. Javed, B. Alam, M. Khan, Z. Ali, H. Khan, S. Shahan Ali Shah // International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering. – Vol. 01, No. 01. – July 2012. – Pp. 10 – 14.

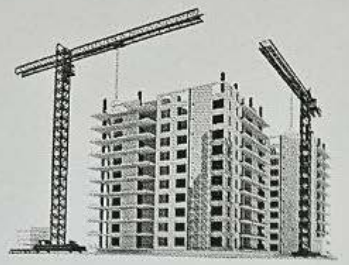
132. Tumialan J. G. Strengthening of masonry structures with FRP composites / G. Tumialan, F. Micelli, A. Nanni // Conference: Structures Congress, 2001. – 8 p.

133. Tumialan J.G. Strengthening of masonry walls with FRP bars / G. Tumialan, A. Nanni // Composites Fabricator Magazine. – March 2002. – 9 p.

134. Proske D., Van Gelder P. Safety of Historical Stone Arch Bridges / D. Proske, P. van Gelder // Springer-Verlag Berlin Heidelberg. – 2009. DOI 10.1007/978-3-540-77618-54.

ДОДАТОК А

Довідки про впровадження



ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ «БУДІВЕЛЬНА КОМПАНІЯ ПРОМПОСТАЧ»

36014, м. Полтава, пров. Спортивний, 13
Код ЄДРПОУ 39906734
р/р UA213204780000026005924900744 в АБ
"Укргазбанк" ,МФО 320478

Вих.№ 12 від "10" квітня 2026 р. *м. Полтава*

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на тему:
"Міцність кам'яної кладки при стискові"
здобувачки ступеня доктора філософії Пенц Марини Володимирівни

Результати дисертаційної роботи Пенц Марини Володимирівни "Міцність кам'яної кладки при стискові" використані під час виконання будівельних робіт по об'єкту: Будівництво багатоквартирного багатоповерхового житлового будинку по вул. Пушкарівська 22-Д, м. Полтава.

Директор ТОВ «БКП» Юлія Пашко

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ «БУДІВЕЛЬНА КОМПАНІЯ ПРОМПОСТАЧ» ДЛЯ ДОКУМЕНТІВ 39906734 Україна, м. Полтава

ПП «СПЕЦБУДМОНТАЖ-21»
49098, м. Дніпро,
вул. Любарського, будинок 94-А
ЄДРПОУ 32417358
e-mail: spetsbud-2117@ukr.net

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Результати дисертаційної роботи Пенц Марини Володимирівни на тему «Міцність кам'яної кладки при стикові» впроваджені при будівництві об' єкта «Будівництво дошкільного навчального закладу (ясла-садок) за адресою: вул. Каштанова, 1, м. Підгородне, Дніпропетровської області»

Директор Юрій КРАВЧЕНКО.

ЗАТВЕРДЖУЮ
Проректор з наукової роботи
Національного університету
«Полтавська політехніка
імені Юрія Кондратюка»
Олена СТЕПОВА
«19» 06 2026 р.

ДОВІДКА
про впровадження результатів дисертаційної роботи

Дана довідка підтверджує, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Пенц Марини Володимирівни «Міцність кам'яної кладки при стискові» було впроваджено у науково-технічну роботу «Ресурсоощадні технології прискореного відновлення пошкоджених будівель із влаштуванням захисних споруд цивільного захисту», яка фінансувалася за рахунок коштів державного бюджету України (державний реєстраційний номер: 0125U000895). Вказана науково-технічна робота виконувалася науковою групою молодих науковців кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою, на якій Пенц М.В. працювала на посаді молодшого наукового співробітника. У межах виконання показників очікуваних результатів цієї науково-технічної роботи Пенц Мариною Володимирівною підготовлено статті до друку у фахових виданнях України категорії Б та здійснено виступи з доповіддю по темі дисертації на двох міжнародних науково-практичних конференціях.

Керівник НТР №0125U000895, професор кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою Антон ГАСЕНКО

Завідувач кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою Григорій ШАРИЙ

Начальник відділу аналізу інноваційної діяльності та інтелектуальної власності Наталія МАКСЮТА