

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

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

УСЕНКО ДМИТРО ВАЛЕРІЙОВИЧ

УДК 624.012:620.176.24:539.4

**ДИСЕРТАЦІЯ
МІЦНІСТЬ ЦЕГЛЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ДІАГОНАЛЬНОМУ
РОЗКОЛЮВАННІ**

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

_____ / Д.В. Усенко/

(підпис, ініціали та прізвище здобувача)

Науковий керівник

Довженко Оксана Олександрівна, к.т.н., професор

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

ПОЛТАВА – 2022

АНОТАЦІЯ

Усенко Д.В. Міцність цегляної кладки при діагональному розколюванні – 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, 2022.

Дисертаційна робота присвячена вдосконаленню інженерної методики розрахунку міцності цегляної кладки при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження на основі варіаційного методу теорії пластичності та експериментальних досліджень.

У розділі 1 «Огляд літератури з питань міцності кам'яної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил» зазначено, що сейсмічні впливи, як найбільш небезпечні із горизонтальних навантажень, приводять до характерних пошкоджень у будівлях із несучими кам'яними стінами, серед яких необхідно виділити похилі та хрестоподібні тріщини в простінках та суцільних стінах. Наголошено, що однією з найбільш уразливих конструкцій таких будівель за показниками сейсмостійкості є простінки, котрі згідно результатів досліджень знаходяться в умовах, які близькі до тих, що виникають у каркасі при його перекосі: третя стадія деформування простінків характеризується суттєвим скороченням довжини стиснутої зони за рахунок розповсюдження контурних горизонтальних тріщин у рівні перемички і супроводжується утворенням діагональних тріщин. Експериментальні дослідження роботи цегляних простінків на комбіновану дію вертикальних і горизонтальних навантажень проводилися шляхом випробуванні елементів кладки на перекіс. У більшості випадків дослідні зразки випробовували на зосереджене навантаження, прикладене вздовж їх діагоналей. Було проаналізовано характер руйнування, визначальні фактори впливу на граничне навантаження: матеріал кладки,

міцність каменю і розчину, внутрішнє і зовнішнє армування кладки, підсилення розчинними і бетонними аплікаціями, перехресними та горизонтальними залізобетонними смугами, вуглеволокном, діагональними металевими тяжами й інші.

У розділі 2 «Розрахунок кам'яної кладки за наявності горизонтальної складової навантаження» розглянуто нормативний розрахунок кам'яної кладки на сумісну дію вертикального та горизонтального навантаження, котрий полягає в застосуванні: ексцентриситетів унаслідок дії горизонтальних навантажень e_{hi} або e_{hm} при визначенні коефіцієнта зменшення міцності Φ ; підвищеного розрахункового опору кам'яної кладки розтягу при згині в площині, паралельній горизонтальному шву (за неперев'язаним перерізом). Проведений паралельно аналіз існуючих авторських методик, які в більшості випадків мають емпіричний характер, свідчить про їх недосконалість та необхідність розроблення методу розрахунку кам'яної кладки на сумісну дію вертикального і горизонтального навантаження, котра базувалася б на загальній теоретичній основі.

У розділі 3 «Розрахунок міцності кам'яної кладки при діагональному розколюванні варіаційним методом у теорії пластичності» для визначення несучої здатності кам'яних простінків застосовано варіаційний метод у теорії пластичності, розроблений у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» для розрахунку конструкцій, опір матеріалів яких стиску та розтягу суттєво відрізняється. Базуючись на загальних положеннях варіаційного методу врахована специфіка роботи кам'яної кладки. На основі аналізу характеру руйнування дослідних зразків запропоновано кінематичні схеми, покладені в основу розрахунку. Отримані залежності для визначення граничного навантаження прямокутних кам'яних елементів при діагональному розколюванні при несиметричному завантаженні в функції від геометричних параметрів поверхні руйнування та відношення швидкостей руху жорстких дисків на кінематичній схемі. Задача міцності розв'язується шляхом пошуку мінімуму функції граничного навантаження, при цьому можуть бути

використані як альтернативні обчислювальні засоби «Solver» та програма у середовищі VBA. Уточнена існуюча нормативна методика розрахунку несучої здатності стін будівлі при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження, при цьому враховано обидві характеристики міцності кладки: при стиску і розтязі; розміри елемента, ділянок навантаження та їх співвідношення; кількість, характеристики міцності та розташування елементів підсилення.

У розділі 4 «Методика та аналіз результатів експериментальних досліджень» описано результати випробування цегляних стовпчиків, які підтвердили вплив на міцність додавання до цементно-піщаного розчину 20% Церезіту. Проаналізовано характер руйнування дослідних зразків, котрі використовуються для визначення міцності кладки на стиск: їх руйнування відбувається за похилою площиною або супроводжується утворенням вертикальних відривних тріщин у середній за висотою частині зразка та похилих зсувних тріщин в опорних ділянках. Отримані раніше варіаційним методом теорії пластичності рішення задач міцності призми при зсувові за однією площиною та за гранями клину ущільнення добро узгоджуються з дослідями. Формула для визначення міцності цегляного стопчика при двохсторонньому розколюванні може бути використана при теоретичних розрахунках міцності цегляних простінків при сумісній дії вертикальних і горизонтальних (сейсмічних) навантажень.

У розділі 5 «Чисельне дослідження функції міцності кам'яної кладки при діагональному розколюванні, порівняння теоретичної міцності з дослідною» досліджено нелінійну форму багатопараметричної залежності граничного навантаження елемента кам'яної кладки при діагональному розколюванні від характеристик її міцності: опору стиску f_d та розтягу f_t при сталих геометричних параметрах зразка та опорного майданчика. Ізолінії значень на графіку залежності граничного навантаження f_{loc} дозволяють оперувати варіантами наборів міцносних характеристик кладки f_d і f_t для розв'язання задач забезпечення міцності кам'яної кладки. Аналітично та графічно встановлено абсолютний мінімум граничного навантаження f_{loc} й отримано відповідні

значення для відношення швидкостей жорстких дисків на кінематичній схемі k та кута нахилу клину ущільнення γ . Виконано порівняння теоретичної міцності, підрахованої за запропонованою методикою з досвідною, а також картини руйнування експериментальних зразків з кінематичною схемою руйнування, котра являється основою для визначення граничного навантаження при діагональному розколюванні варіаційним методом у теорії пластичності.

Ключові слова: кам'яна кладка, міцність, діагональне розколювання, варіаційний метод, теорія пластичності.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА, В ЯКИХ НАВЕДЕНІ ОСНОВНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації у виданнях, що включені до міжнародних наукометричних баз

1. Pohribnyi V. The improved technique for calculating the concrete elements strength under local compression/ V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, I. Kuznietsova, D. Usenko // MATEC Web Conferences. – Vol. 230. – 2018. – 02025. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201823002025> (Indexed in Scopus)

Особистий внесок: Підтверджено переваги варіаційного методу у теорії пластичності шляхом порівняння з іншими розрахунковими залежностями.

2. Usenko D. Masonry strengthening under the combined action of vertical and horizontal forces/D. Usenko, O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, and O. Zyma // Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 2020. – p. 193-199.

https://phdsymp2020.sciencesconf.org/data/pages/Proceedings_phdsymp_2021.pdf
(Indexed in Scopus)

Особистий внесок: На основі аналізу роботи цегляних простінків при землетрусах обґрунтовано їх кінематично можливу схему руйнування, покладену в основу розрахунку несучої здатності.

3. Pohribnyi V. Plasticity Theory in Strength Calculations Concrete Elements Under Local Compression / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, O. Fenko, D. Usenko. In:

Onyshchenko V., Mammadova G., Sivitska S., Gasimov A. (eds) Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering, 2022. – Vol. 181. Springer, Cham.

https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_32 (Indexed in Scopus)

Особистий внесок: реалізація варіаційного методу у теорії пластичності при розрахунках на місцевий стиск.

Публікації у наукових фахових виданнях України

4. Dovzhenko O. Work of masonry under the combined action of vertical and horizontal loads: an analysis of experimental studies// O. Dovzhenko, V.Pohribnyi, D. Usenko, and K. Mahlinza // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2020. – 2(55). – p. 44-51.

https://znp.nupp.edu.ua/files/archive/ua/55_2020/5.pdf

Особистий внесок: проаналізовано результати експериментальних досліджень кам'яних елементів на перекіс, як моделей роботи простінків при сумісній дії вертикальних і горизонтальних (сейсмічних сил); досліджено фактори впливу на їх міцність.

5. Dovzhenko O. The masonry calculation strength under the vertical and horizontal loads combined action by the variational method in the plasticity theory/ O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V.Usenko, and D.Usenko //Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2021. – 2(57). – p. 26-31.

Особистий внесок: Отримано розв'язок задачі міцності при сумісній дії вертикального та горизонтального навантаження прямокутного кам'яного елемента при діагональному розколюванні за умови несиметричного прикладання навантаження.

6. Погрібний В. До визначення міцності кам'яної кладки при стисненні / В. Погрібний, О. Довженко, Д. Усенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Вип.41. – Рівне: УДУВГП, 2022. – С. 200-207. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.22>

Особистий внесок: Описано результати експериментальних досліджень.

Проаналізовано характер руйнування дослідних зразків, котрі використовуються для визначення міцності кладки на стиск. Отримані рішення задач міцності для характерних випадків руйнування варіаційним методом.

В інших виданнях

7. Dovzhenko O. Masonry strength under diagonal splitting / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, D. Usenko / Findings of modern engineering research and developments: Scientific monograph. Riga, Latvia : «Baltija Publishing», 2022, – P. 41-63. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-207-4-3>

Особистий внесок: Проаналізовано типові пошкодження будівель із несучими цегляними стінами за наявності горизонтальної (сейсмічної) складової навантаження; представлено характер руйнування цегляних простінків при землетрусах; розв'язано задачу міцності прямокутного кам'яного елемента при несиметричному навантаженні.

8. 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. <https://doi.org/10.23939/monograph2022>

Особистий внесок: Проаналізовано характер руйнування дослідних зразків та визначальні фактори впливу. Розроблено кінематично можливу схему, котра базується на характері руйнування, отриманому в дослідях. Запропонована формулу для визначення граничного навантаження. Розглянуто приклади розв'язання задач міцності при різних варіантах підсилення вуглеволокном.

Тези доповідей на наукових конференціях

9. Usenko D. Resonance during seismic activity and city destruction / D. Usenko, O.O. Dovzhenko, V.V. Strilets // Widening our horizons: The 12-th International Forum for Students and Young Researchers – Dnipro, 2017 – С. 69-70.

10. Довженко О.О. Підсилення пошкодженої цегляної кладки вуглеволокном/ О.О.Довженко, В.В.Погрібний, Д.В.Усенко// Тези другої міжнародної конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» – Одеса: ОДАБА, 2017 – С. 37-39.
11. Довженко О.О. Дефекти і пошкодження кам'яної кладки / О.О.Довженко, В.В.Погрібний, Д.В.Усенко // Тези 69-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету – Полтава: ПолтНТУ, 2017 – С. 28-30.
12. Погрібний В.В. Вдосконалена методика розрахунку міцності бетонних елементів при місцевому стисненні/ В.В.Погрібний, О.О.Довженко, Кузнецова І.Г., Усенко Д.В.// Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті: тези доповідей 7-ої міжнародної науково-технічної конференції, що присвячена 110-річчю зі дня народження Заслуженого діяча науки і техніки України д.т.н., професора Ангелейка В.І., 14-16 листопада 2018 р. – Харків: УкрДУЗТ, 2018. – С. 143-145.
13. Погрібний В.В. Характер руйнування цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень / Погрібний В.В., Усенко Д.В.// Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету – Полтава: ПолтНТУ, 2019 – С. 281-282.
14. Погрібний В.В. Теорія пластичності в розрахунках міцності бетонних і кам'яних елементів при місцевому стисненні/ В.В.Погрібний, О.О.Довженко, Кузнецова І.Г., Усенко Д.В.// Збірник наукових праць за матеріалами II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «Building innovations – 2019», 23-24 травня 2019 року – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 78-80.
15. Погрібний В.В. Підсилення цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил/ В.В.Погрібний, О.О.Довженко, Д.В.Усенко// Тези доповідей III Міжнародної конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (26 – 28 вересня 2019, м. Одеса). – Одеса: ОДАБА. – 2019. – С. 61.

16. Усенко Д.В. Підсилення цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил / Д.В.Усенко, М.С. Малик, В.В.Погрібний, О.О.Довженко // Тези 72-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету – Полтава: НУПП, 2020 – С. 394.
17. Усенко Д.В. Розрахунок цегляних простінків на діагональне зминання-розколювання / Д.В.Усенко, В.В.Погрібний, О.О.Довженко // Тези 72-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету – Полтава: НУПП, 2020 – С. 392.
18. Довженко О.О. Розрахунок підсиленої цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил/ О.О.Довженко, В.В.Погрібний, Д.В.Усенко //Ефективні технології в будівництві: програма та тези доповідей V Міжнародної науково-технічної конференції (19 листопада 2020 р., м. Київ). – Київ: Видавництво Ліра-К., 2020. – С. 148-149.
19. Довженко О.О. Нові види бетонів та матеріалів для підсилення цегляної кладки/ О.О.Довженко, В.В.Погрібний, Мальована О.О., Кузнєцова І.Г., Усенко Д.В.// Збірник наукових праць за матеріалами III Міжнародної азербайджансько-української науково практичної конференції «Building innovations – 2020», 1-2 червня 2020 року – Баку-Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2020. – С. 124-126.
20. Усенко Д.В. Результати випробування цегляної кладки на діагональний стиск / Д.В.Усенко, Мехлінзе Кінісо, Погрібний В.В.// Тези 73-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. Том 1. (Полтава, 21 квітня – 13 травня 2021 р.) – Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2021. – С. 145-146.
21. Довженко О.О. Варіаційний метод у розрахунках міцності кам'яної кладки при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження/ О.О.Довженко, В.В.Погрібний, Д.В.Усенко, Махлінза Кінісо// Тези 74-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету – Полтава: НУПП, 2022 – С. 119-120.

22. Solovyov V.V. Composite materials use to brick structures reinforcement / V.V. Solovyov, D.V. Usenko, H. Settou, M. Imhanwa // I International Scientific and Practical Conference "Overcoming environmental risks and threats to the environment in emergency situations - 2022", (May 26-27, 2022, Poltava - Lviv). Poltava: NUPP, 2022. – pp. 72-74.
23. Погрібний В.В. Міцність кам'яної кладки при осьовому стисненні / В.В. Погрібний, О.О. Довженко, Д.В.Усенко // Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану (CSCS-2022): Зб. наук. пр. за матеріалами XIV Міжнародної науково-технічної конференції – Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 2022. – С. 154.

ANNOTATION

Usenko D.V. Strength of masonry during diagonal splitting – Qualification scientific work on the copyright of the manuscript.

Dissertation for obtaining the scientific degree of Philosophy Doctor in the field 192 – Construction and civil engineering (19 "Architecture and construction"). – National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic». – Poltava, 2022.

The dissertation is devoted to the improvement of the engineering methodology for calculating the masonry strength under the combined action of vertical and horizontal loads based on the variational method of the plasticity theory and experimental research.

Chapter 1 "Review of the literature on the strength of masonry under the combined action of vertical and horizontal forces" states that seismic influences, as the most dangerous of horizontal loads, lead to characteristic damage in buildings with bearing masonry walls, among which it is necessary highlight inclined and cross-shaped cracks in walls and solid walls. It is emphasized that one of the most vulnerable structures of such buildings in terms of seismic resistance is the partitions, which, according to the results of research, are in conditions that are close to those that occur in the frame when it is skewed: the third stage of deformation of the walls is

characterized by a significant reduction in the length of the compressed zone due to expansion contour horizontal cracks at the level of the bridge and is accompanied by the formation of diagonal cracks. Experimental studies of the operation of brick blocks under the combined action of vertical and horizontal loads were carried out by testing masonry elements for skew. In most cases, test samples were tested for a concentrated load applied along their diagonals. The nature of the destruction, determining factors affecting the ultimate load were analyzed: masonry material, strength of stone and mortar, internal and external reinforcement of the masonry, reinforcement with mortar and concrete applications, cross and horizontal reinforced concrete strips, carbon fiber, diagonal metal ties, and others.

In Chapter 2 "Calculation of masonry in the presence of a horizontal load component" the standard calculation of masonry for the combined action of vertical and horizontal load is considered, which consists in the application of: eccentricities due to the action of horizontal loads e_{hi} or e_{hm} when determining the reduction factor strength Φ ; increased calculated tensile strength of masonry during bending in a plane parallel to the horizontal seam (on an untied cross-section). A parallel analysis of the existing author's methods, which in most cases are empirical in nature, indicates their imperfection and the need to develop a method for calculating masonry for the joint effect of vertical and horizontal load, which would be based on a general theoretical basis.

In Chapter 3 "Calculation of the strength of masonry with diagonal splitting by the variational method in the theory of plasticity " to determine the bearing capacity of masonry partition, the variational method in the theory of plasticity developed at the National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic» is used to calculate structures, resistance materials whose compression and tension are significantly different. Based on the general provisions of the variation method, the specifics of masonry work are taken into account. Based on the analysis of the nature of the destruction of the test samples, kinematic schemes are proposed, which are the basis of the calculation. The obtained dependences for determining the ultimate load of rectangular masonry elements during diagonal splitting under asymmetric loading as a

function of the geometric parameters of the failure surface and the ratio of the speeds of movement of hard disks on the kinematic diagram. The strength problem is solved by searching for the minimum of the ultimate load function, and the "Solver" and the program in VBA workspace can be used as alternative calculation tools. The existing normative method of calculating the bearing capacity of the walls of the building under the combined action of vertical and horizontal load has been clarified, while taking into account both characteristics of masonry strength: in compression and tension; dimensions of the element, load areas and their ratio; number, strength characteristics and location of reinforcement.

Chapter 4 "Methodology and analysis of the results of experimental studies" describes the results of the test of masonry post, which confirmed the effect on the strength of adding 20% Ceresite to the cement-sand solution. The nature of the failure of test samples, which are used to determine the compressive strength of masonry, is analyzed: their failure occurs along an inclined plane or is accompanied by the formation of vertical separation cracks in the middle part of the sample and inclined shear cracks in the supporting areas. The previously obtained solutions of the problems of the strength of the prism when sheared along one plane and along the edges of the sealing wedge by the variational method of the theory of plasticity are in good agreement with the experiments. The formula for determining the strength of a masonry partition with two-way splitting can be used in theoretical calculations of the strength of masonry partition under the combined action of vertical and horizontal (seismic) loads.

In Chapter 5 "Numerical study of the strength function of masonry during diagonal splitting, comparison of theoretical strength with experimental" the nonlinear form of the multi-parameter dependence of the ultimate load of a masonry element during diagonal splitting on its strength characteristics: compressive strength f_d and tensile strength f_t with constant geometric parameters of the sample and the support platform. The isolines of the values on the graph of the dependence of the limit load f_{loc} allow you to operate with variants of the sets of masonry strength characteristics f_d and f_t to solve the problems of ensuring the strength of the masonry. The absolute

minimum limit load f_{loc} was analytically and graphically determined, and the corresponding values for the ratio of the speeds of the hard disks on the kinematic diagram k and the angle of inclination of the sealing wedge were obtained γ . The theoretical strength calculated by the proposed method is compared with the experimental one, as well as the failure schemes of experimental samples with a kinematic failure scheme, which is the basis for determining the ultimate load during diagonal splitting by the variational method in the theory of plasticity.

Key words: masonry, strength, diagonal splitting, variational method, theory of plasticity.

THE RESEARCHER LIST OF PUBLICATION WHICH CONTAIN THE MAIN SCIENTIFIC RESULTS OF THIS DISSERTATION

Publications in publications included in international scientometric databases

1. Pohribnyi V. The improved technique for calculating the concrete elements strength under local compression/ V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, I. Kuznietsova, D. Usenko // MATEC Web Conferences. – Vol. 230. – 2018. – 02025. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201823002025> (Indexed in Scopus)

Personal contribution: The advantages of the variational method in the theory of plasticity were confirmed by comparison with other calculated dependencies.

2. Usenko D. Masonry strengthening under the combined action of vertical and horizontal forces/D. Usenko, O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, and O. Zyma // Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 2020. – pp. 193-199.

https://phdsymp2020.sciencesconf.org/data/pages/Proceedings_phdsymp_2021.pdf

(Indexed in Scopus)

Personal contribution: On the basis of the analysis of the operation of masonry walls during earthquakes, their kinematically possible destruction scheme, which is the basis for calculating the bearing capacity, is substantiated.

3. Pohribnyi V. Plasticity Theory in Strength Calculations of Concrete Elements Under Local Compression / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, O. Fenko, D. Usenko. In: Onyshchenko V., Mammadova G., Sivitska S., Gasimov A. (eds) Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering, 2022. – Vol. 181. Springer, Cham.

https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_32 (Indexed in Scopus)

Personal contribution: implementation of the variational method in the theory of plasticity in calculations for local compression.

Publications in scientific and specialized publications of Ukraine

4. Dovzhenko O. Work of masonry under the combined action of vertical and horizontal loads: an analysis of experimental studies// O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, D. Usenko, and K. Mahlinza // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2020. – 2(55). – pp. 44-51.

https://znp.nupp.edu.ua/files/archive/ua/55_2020/5.pdf

Personal contribution: the results of experimental studies of masonry elements on a skew, as models of the work of walls under the combined action of vertical and horizontal (seismic) forces, were analyzed; factors influencing their strength were investigated.

5. Dovzhenko O. The masonry calculation strength under the vertical and horizontal loads combined action by the variational method in the plasticity theory/ O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Usenko, and D. Usenko, //Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2021. – 2(57). – pp. 26-31.

Personal contribution: A solution to the strength problem was obtained under the combined action of vertical and horizontal loads of a rectangular masonry element during diagonal splitting under the condition of asymmetric load application.

6. Pogribnyi V. To determine the strength of masonry under compression / V. Pogribnyi, O. Dovzhenko, D. Usenko // Resource-economic materials, constructions, buildings and structures: Collection of scientific works. – Issue 41. – Rivne: UDUVHP, 2022. – pp. 200-207.

Personal contribution: The results of experimental studies are described. The nature of the destruction of the test samples, which are used to determine the compressive strength of masonry, is analyzed. Obtained solutions of strength problems for typical cases of failure by the variational method.

In other editions

7. Dovzhenko O. Masonry strength under diagonal splitting / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, D. Usenko / Findings of modern engineering research and developments: Scientific monograph. Riga, Latvia: "Baltija Publishing", 2022, – pp. 41-63. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-207-4-3>

Personal contribution: Typical damage of buildings with bearing masonry walls in the presence of a horizontal (seismic) load component was analyzed; the nature of the destruction of masonry walls during earthquakes is presented; the problem of the strength of a rectangular masonry element under asymmetric loading is solved.

8. Solovyov V. Restoration of operational suitability of masonry damaged in emergency situations / V. Solovyov, O. Dovzhenko, V. Pogribny, D. Usenko // Overcoming ecological risks and threats to the environment in emergency situations - 2022: collective monograph Poltava - Lviv: National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic», NU "Lviv Polytechnic" - Dnipro: Serednyak T. K., 2022, – pp. 485-496. <https://doi.org/10.23939/monograph2022>

Personal contribution: The nature of the destruction of test samples and the determining factors of influence were analyzed. A kinematically possible scheme has been developed, which is based on the nature of the destruction obtained in the experiments. The proposed formula for determining the ultimate load. Examples of solving strength problems with different variants of carbon fiber reinforcement are considered.

Abstracts of reports at scientific conferences

9. Usenko D. Resonance during seismic activity and city destruction / D. Usenko, O.O. Dovzhenko, V.V. Strilets // Widening our horizons: The 12-th International Forum for Students and Young Researchers – Dnipro, 2017 – pp. 69-70.
10. Dovzhenko O.O. Reinforcement of damaged masonry with carbon fiber / O.O.Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, D.V.Usenko// Abstracts of the second international conference "Operation and reconstruction of buildings and structures" – Odesa: OSACA, 2017 – pp. 37-39.
11. Dovzhenko O.O. Defects and damage of masonry / O.O.Dovzhenko, V.V.Pogribnyi, D.V.Usenko // Abstracts of the 69th scientific conference of professors, teachers, researchers, graduate students and students of the university, Poltava: PoltNTU, 2017 – pp. 28-30.
12. Pohribnyi V.V. Improved method of calculating the strength of concrete elements under local compression/ V.V. Pogribnyi, O.O. Dovzhenko, I.G. Kuznetsova, D.V. Usenko// Problems of reliability and durability of engineering structures and buildings on railway transport: theses of reports 7-th international scientific and technical conference dedicated to the 110th anniversary of the birth of the Honored Worker of Science and Technology of Ukraine, Doctor of Technical Sciences, Professor Angeleyk V.I., November 14-16, 2018. – Kharkiv: UkrSURT, 2018. – pp. 143-145.
13. Pohribnyi V.V. The nature of the destruction of masonry under the combined action of vertical and horizontal loads / V.V.Pogribnyi, D.V.Usenko // Abstracts of the 71st scientific conference of professors, teachers, researchers, graduate students and students of the university - Poltava: PoltNTU, 2019 – pp. 281-282.
14. Pohribnyi V.V. The theory of plasticity in the calculation of the strength of concrete and masonry elements under local compression/ V.V. Pogribny, O.O. Dovzhenko, I.G. Kuznetsova, D.V. Usenko// Collection of scientific works based on the materials of the II International Ukrainian-Azerbaijani of the "Building innovations – 2019" conference, May 23-24, 2019 – Poltava: PoltNTU, 2019. – pp. 78-80.

15. Pohribnyi V.V. Strengthening of masonry under the combined action of vertical and horizontal forces/ V.V. Pogribnyi, O.O. Dovzhenko, D.V. Usenko// Abstracts of reports of the International Conference "Operation and Reconstruction of Buildings and Structures" (September 26 - 28, 2019, Odesa). – Odesa: OSACA. – 2019. – p. 61.
16. Usenko D.V. Reinforcement of masonry under the combined action of vertical and horizontal forces / D.V. Usenko, M.S. Malik, V.V. Pogribnyi, O.O. Dovzhenko // Abstracts of the 72nd scientific conference of professors, teachers, researchers, postgraduate students and students of the university - Poltava: NUPP, 2020 - p. 394.
17. Usenko D.V. Calculation of masonry for diagonal buckling-splitting / D.V. Usenko, V.V. Pogribny, O.O. Dovzhenko // Abstracts of the 72nd Scientific Conference of Professors, Teachers, Research Workers, Graduate Students and Students of the University - Poltava: NUPP, 2020 – p. 392.
18. Dovzhenko O.O. Calculation of reinforced masonry under the simultaneous action of vertical and horizontal forces/ O.O. Dovzhenko, V.V. Pogribnyi, D.V. Usenko //Effective technologies in construction: program and abstracts of reports of the 5th International Scientific and Technical Conference (November 19, 2020, Kyiv). – Kyiv: Lira-K. Publishing House, 2020. – pp. 148-149.
19. Dovzhenko O.O. New types of concrete and materials for strengthening masonry/ O.O. Dovzhenko, V.V. Pogribny, O.O. Malyovana, I.G. Kuznetsova, D.V. Usenko// Collection of scientific papers based on the materials of the III International Azerbaijan- of the Ukrainian scientific and practical conference "Building innovations – 2020", June 1-2, 2020 – Baku-Poltava: National University "Poltava Polytechnic named after Yury Kondratyuk", 2020. – pp. 124-126.
20. Usenko D.V. Results of diagonal compression testing of masonry / D.V. Usenko, Mehlinze Kiniso, V.V. Pogribny// Abstracts of the 73rd scientific conference of professors, teachers, researchers, graduate students and university students. Volume 1. (Poltava, April 21 - May 13, 2021) - Poltava: Yury Kondratyuk Poltava Polytechnic National University, 2021. – pp. 145-146.
21. Dovzhenko O.O. Variational method in calculating the strength of masonry under the combined action of vertical and horizontal load/ O.O. Dovzhenko,

V.V. Pogribny, D.V. Usenko, Makhlinza Kiniso// Abstracts of the 74th scientific conference of professors, teachers, scientists employees, graduate students and students of the university - Poltava: NUPP, 2022 – pp. 119-120.

22. Solovyov V.V. Composite materials use to brick structures reinforcement / V.V. Solovyov, D.V. Usenko, H. Settou, M. Imhanwa // I International Scientific and Practical Conference "Overcoming environmental risks and threats to the environment in emergency situations - 2022", (May 26-27, 2022, Poltava - Lviv). Poltava: NUPP, 2022. – pp. 72-74.

23. Pohribnyi V.V. Strength of masonry under axial compression / V.V. Pogribnyi, O.O. Dovzhenko, D.V. Usenko // Complex composite structures of buildings and structures under martial law (CSCS-2022) // Collection. of science pr. based on the materials of the XIV International Scientific and Technical Conference – Poltava: NUPP named after Yuriy Kondratyuk, 2022. – p. 154.

ЗМІСТ

ВСТУП	21
РОЗДІЛ 1 ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ З ПИТАНЬ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ СУМІСНІЙ ДІЇ ВЕРТИКАЛЬНИХ І ГОРИЗОНТАЛЬНИХ СИЛ	26
1.1 Випадки сумісної дії на кам'яну кладку вертикальних і горизонтальних сил, характер руйнування кладки	27
1.2 Експериментальні дослідження цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень.....	35
1.3 Висновки за розділом.....	44
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНОК КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ЗА НАЯВНОСТІ ГОРИЗОНТАЛЬНОЇ СКЛАДОВОЇ НАВАНТАЖЕННЯ	47
2.1 Нормативна методика розрахунку	47
2.2 Методи розрахунку цегляної кладки при перекосі	51
2.3 Висновки за розділом.....	60
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ДІАГОНАЛЬНОМУ РОЗКОЛЮВАННІ ВАРІАЦІЙНИМ МЕТОДОМ У ТЕОРІЇ ПЛАСТИЧНОСТІ	62
3.1 Варіаційний метод теорії пластичності в розрахунках кам'яної кладки	62
3.2 Розрахунок міцності кам'яного елемента при діагональному розколюванні (загальний випадок)	68
3.3 Реалізація розрахунку міцності цегляної кладки засобами MS Excel	73
3.4 Міцність квадратного кам'яного елемента при діагональному розколюванні	88
3.5 Розрахунок міцності підсиленого квадратного кам'яного елемента при діагональному розколюванні.....	90
3.6 Висновки за розділом.....	94
РОЗДІЛ 4 МЕТОДИКА ТА АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	96
4.1 Мета експериментальних досліджень.....	96
4.2 Механічні характеристики матеріалів дослідних зразків	96
4.3 Визначення міцності цегляної кладки на стиск за формулою Л.І. Оніщика	99

4.4	Визначення міцності цегляної кладки на стиск шляхом випробування стовпчиків.....	100
4.5	Аналіз характеру руйнування стовпчиків при стискові.....	102
4.6	Висновки за розділом.....	108
РОЗДІЛ 5 ЧИСЕЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ФУНКЦІЇ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ДІАГОНАЛЬНОМУ РОЗКОЛЮВАННІ, ПОРІВНЯННЯ ТЕОРЕТИЧНОЇ МІЦНОСТІ З ДОСЛІДНОЮ		110
5.1	Чисельне дослідження функції міцності кам'яної кладки при діагональному розколюванні.....	110
5.2	Чисельне дослідження функції міцності віброцегляної кладки при діагональному розколюванні.....	117
5.3	Порівняння теоретичної міцності з дослідною.....	124
5.4	Висновки за розділом.....	137
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ		138
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....		140
Додаток А		155
Додаток Б.....		166

ВСТУП

Актуальність теми. В Україні експлуатується (проектується) велика кількість будівель із несучими цегляними стінами. Вони, як правило, перебувають під сумісною дією вертикальних і горизонтальних навантажень. Серед останніх найсуттєвіше значення відіграють сейсмічні впливи. Згідно введених в дію з 2006 р. нових карт сейсмічного районування ЗСР-2004 приблизно 15% території України перебувають в сейсмонебезпечних зонах із сейсмічністю понад 7 балів.

Результати досліджень показують, що такі будівлі при землетрусах отримують типові пошкодження: похилі та хрестоподібні тріщини в простінках та суцільних стінах; вертикальні тріщини на перетині поздовжніх і поперечних стін; горизонтальні тріщини в стінах, часто у рівні низу віконних ділянок, перемичок; тріщини хаотичного напрямку, які є комбінацією перерахованих вище.

Отже можливе руйнування кладки у вигляді зсуву у горизонтальній площині, діагонального зсуву, за розтягнутою зоною та роздроблення.

Однією з найбільш уразливих конструкцій будівлі із несучими цегляними стінами за показниками сейсмостійкості є простінки. Згідно результатів досліджень вони за таких впливів знаходяться в умовах навантаження, що близьке до того, котре виникає у каркасі при його перекосі. Остання стадія деформування простінків у цьому випадку характеризується суттєвим скороченням довжини стиснутої зони за рахунок розповсюдження контурних горизонтальних тріщин у рівні перемички і супроводжується утворенням діагональних тріщин.

В нормах відсутній метод розрахунку для зазначеного випадку руйнування простінку. Емпіричні авторські формули мають вузьку область застосування, обумовлену умовами проведеного експерименту, та не враховують повну сукупність факторів впливу. Отже тема дисертаційної роботи є **актуальною**.

Альтернативним до емпіричного напрямом розв'язання задач міцності кам'яних конструкцій в умовах складних напружено-деформованих станів є

використання варіаційного методу в теорії пластичності, що апробований на бетонних і залізобетонних елементах.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами. Зв'язок роботи з науковими програмами, планами. Дисертація виконана в рамках науково-дослідницької програми 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).

Метою роботи є вдосконалення інженерної методики розрахунку міцності цегляної кладки при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження на основі варіаційного методу теорії пластичності та експериментальних досліджень.

Для досягнення поставленої мети необхідно розв'язати наступні задачі:

– виконати огляд літератури з питань пошкоджень будівель із несучими цегляними стінами за наявності горизонтальної складової навантаження; вивчити характер руйнування цегляних простінків при землетрусах; проаналізувати результати експериментальних досліджень кам'яних елементів на перекіс, як моделей роботи простінків; дослідити фактори впливу на їх міцність;

– розглянути нормативні методи розрахунку кам'яних конструкцій при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень, авторські методики при розрахунках діагонального зсуву;

– розв'язати задачу міцності цегляної та підсиленої кладки при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження варіаційним методом у теорії пластичності;

– провести експериментальні дослідження міцності цегляних стовпів на стиск з метою аналізу характеру руйнування та граничного навантаження;

- порівняти результати теоретичних розрахунків із експериментами;
- надати рекомендації щодо розрахунку міцності цегляної кладки при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження.

- виконати чисельне дослідження функції міцності кам'яної кладки при діагональному розколюванні

Об'єкт дослідження – діагональне розколювання цегляної кладки.

Предмет дослідження – міцність цегляної кладки при діагональному розколюванні.

Наукова новизна полягає у тому, що

- отримано нові експериментальні дані щодо характеру руйнування та граничного навантаження цегляних стовпів при стискові;

- отримано рішення задачі міцності цегляної кладки при діагональному розколюванні (без і з підсиленням) при несиметричному навантаженні варіаційним методом у теорії пластичності;

- враховано обидві характеристики міцності кладки, співвідношення розмірів площадки навантаження та цегляного елемента, несиметричність прикладання навантаження відносно діагоналі елемента, кількість, міцносні характеристики та розташування елементів підсилення;

- вдосконалено інженерну методику розрахунку міцності цегляної кладки при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження.

Практичне значення отриманих результатів полягає у тому, що запропонована методика інженерного розрахунку дозволяє:

- оцінювати міцність цегляних конструкцій (без і з підсиленням) при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень;

- приймати обґрунтовані рішення стосовно необхідності підсилення;

- оптимізувати підсилення кладки.

Особистий внесок полягає в тому, що:

- виконано огляд літератури з питань пошкоджень будівель із несучими цегляними стінами за наявності горизонтальної складової навантаження; вивчено характер руйнування цегляних простінків при землетрусах;

проаналізовано результати експериментальних досліджень кам'яних елементів на перекис, як моделей роботи простінків; досліджено фактори впливу на їх міцність;

– розглянуто нормативні методи розрахунку кам'яних конструкцій при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень, авторські методики при розрахунках діагонального зсуву;

– проведено експериментальне дослідження цегляних стовпів на стиск, проаналізовано їх характер руйнування та граничне навантаження;

– розв'язано задачу міцності цегляної та підсиленої кладки при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження варіаційним методом у теорії пластичності;

– виконано порівняння результатів теоретичних розрахунків із експериментами;

– надані рекомендації щодо розрахунку міцності цегляної кладки при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження.

– виконано чисельне дослідження функції міцності кам'яної кладки при діагональному розколюванні

Апробація роботи. Основні положення та результати дисертаційної роботи доповідалися й обговорювалися на: II Міжнародній конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (16 – 17 листопада 2017 р., м. Одеса), VII Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті, присвячена 110-річчю зі дня народження Заслуженого діяча науки і техніки України д.т.н., професора Ангелейка В.І.» (14 – 16 листопада 2018 р., м. Харків), III Міжнародній конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (26 – 28 вересня 2019, м. Одеса), II Міжнародній українсько-азербайджанській конференції «Building innovations – 2019» (23-24 травня 2019 року, м. Полтава), 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering (26 – 29 серпня 2020 р., м. Париж), V Міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології в будівництві» (19 листопада 2020 р., м. Київ), III Міжнародній

азербайджансько-українській науково-практичній конференції «Building innovations – 2020» (1– 2 червня 2020 року, м. Баку-Полтава), XIV-й Міжнародній науково-технічній конференції «Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану» (CSCS-2022) (20 травня – 22 травня 2022 року, м. Полтава), I-й Міжнародній науково-практичній конференція «Подолання екологічних ризиків та загроз для довкілля в умовах надзвичайних ситуацій - 2022» (26 травня – 27 травня 2022 року, м. Полтава), III всеукраїнська інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва» 12 травня 2016 р., м. Полтава), 69, 71, 73, 74 наукових конференціях професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська Політехніка імені Юрія Кондратюка» (травень 2017 р., 2019 р., 2021 р., 2022 р., м. Полтава).

Структура дисертації. Дисертація складається із вступу, п'яти розділів, висновків, додатків і списку літературних джерел із 125 найменувань; викладена на 164 сторінках: основного тексту 111 сторінок, рисунків – 73, таблиць 31.

РОЗДІЛ 1 ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ З ПИТАНЬ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ СУМІСНІЙ ДІЇ ВЕРТИКАЛЬНИХ І ГОРИЗОНТАЛЬНИХ СИЛ

В загальному випадку на будівлю діють силові та несилові впливи (рис.1.1). До силових відносять: навантаження від власної ваги елементів будівлі, ґрунту, попереднього напруження (постійні); устаткування, людей, снігу, навантаження від дії вітру (тимчасові) та сейсмічні навантаження, а також впливи, котрі виникають у результаті аварії устаткування, тощо (особливі).

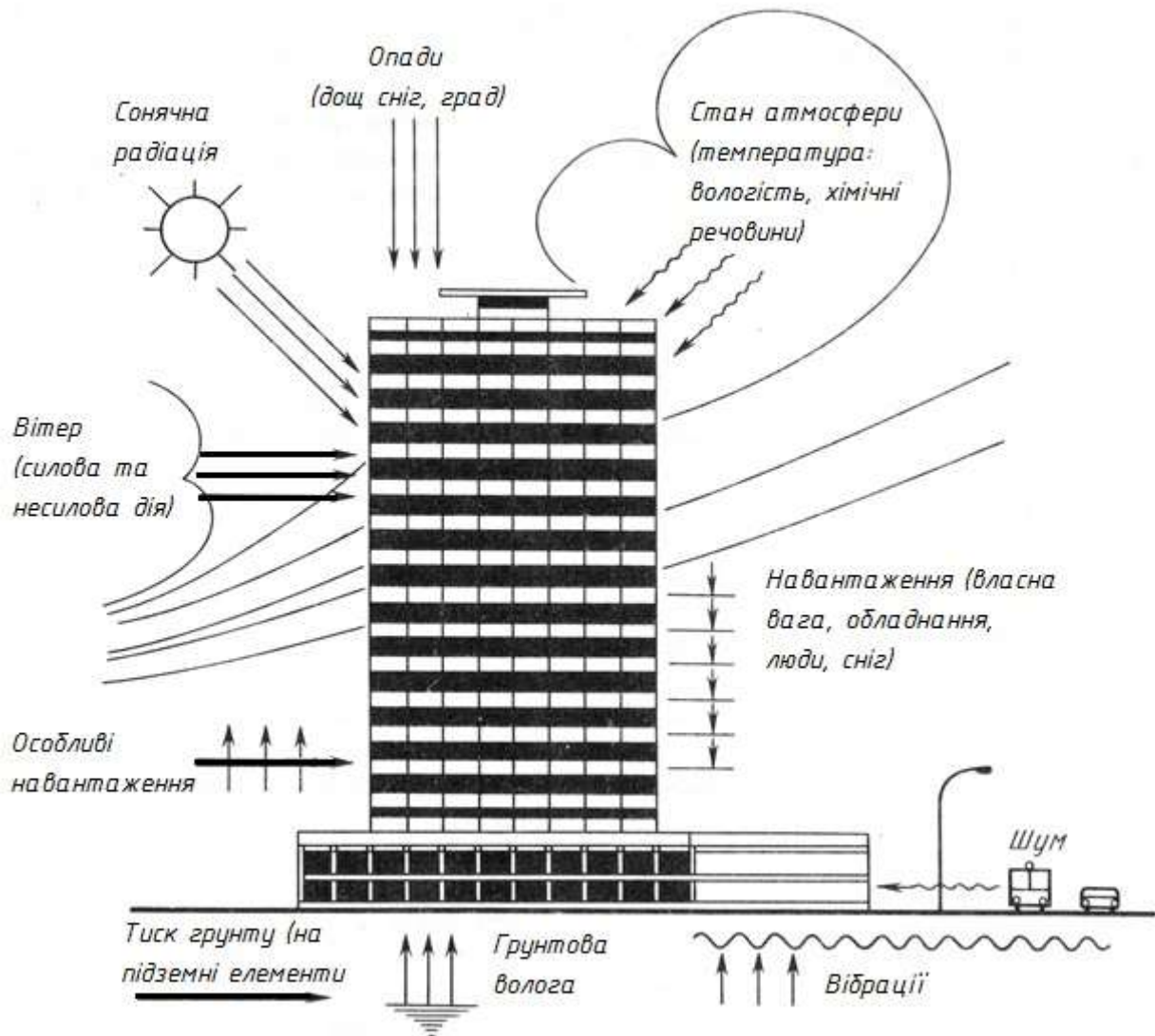


Рисунок 1.1 – Зовнішні впливи на будівлю

До несилових відносять такі впливи як: температурні (викликають зміни лінійних розмірів конструкцій); атмосферної та ґрунтової вологи (змінюють

властивості матеріалів конструкцій); рух повітря (призводить до зміни мікроклімату в приміщенні); променевої енергії сонця (викликає зміну фізико-технічних властивостей матеріалів конструкцій); агресивних хімічних домішок, які містяться в повітрі, та біологічні, спричинені мікроорганізмами (можуть сприяти руйнуванню конструкцій); шуму від джерел усередині чи поза будинком (порушують нормальний акустичний режим приміщення) [87, 123].

1.1 Випадки сумісної дії на кам'яну кладку вертикальних і горизонтальних сил, характер руйнування кладки

На будівлю сумісно діють вертикальні та горизонтальні навантаження. До останніх відносять вітрове (зі статичною та динамічною складовими), величина якого залежить від швидкості вітру та його поривчастості. Середня швидкість вітру, тобто статична складова, зростає із висотою. Ступінь її збільшення залежить від особливостей земної поверхні, при наближенні до якої через тертя вітер загасає. Що сильніший вплив навколишніх об'єктів (дерев, складок ландшафту, будівель), тим на більшій висоті швидкість вітру досягає максимальної величини. Динамічну складову необхідно враховувати лише для будівель заввишки понад 40 м.

Згідно з [17] граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (1.1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження; W_0 – характеристичне значення вітрового тиску; C – коефіцієнт, який підраховується як

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (1.2)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт; C_h – коефіцієнт висоти будівлі; C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти; C_{rel} – коефіцієнт рельєфу; C_{dir} – коефіцієнт напрямку; C_d – коефіцієнт динамічності.

Основним силовим впливом на будівлю (споруду) при землетрусі

являється дія інерційних сил, яка за умови хаотичності коливань ґрунту, може мати будь-який напрямок. Для спрощення розрахунку її розкладають на вертикальну й горизонтальну складові [18].

Відповідно до чинних норм [17] розрахункове горизонтальне сейсмічне навантаження в обраному напрямку, прикладене до точки k , що відповідає i -му тону власних коливань будівель (споруд), визначають за формулою

$$S_{ik} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad (1.3)$$

де коефіцієнт k_1 враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі; k_2 – відповідальність споруди; k_3 – поверховість будівлі вище 5 поверхів; S_{0ki} – горизонтальне сейсмічне навантаження за i -ю формою власних коливань будівлі (споруди), що визначається у припущенні пружного деформування конструкцій за формулою

$$S_{0ki} = Q_k a_0 k_{sp} \beta_i \eta_{ki}, \quad (1.4)$$

тут Q_k – навантаження, що відповідає масі, яка прийнята як зосереджена у точці k ; a_0 – відносне прискорення ґрунту визначається сейсмічністю району, при використанні набору карт «А» і «В» у залежності від сполучень розрахункової інтенсивності; k_{sp} – коефіцієнт, який враховує нелінійне деформування ґрунтів, вводять, якщо визначення сейсмічності майданчика виконано на основі матеріалів інженерно-геологічного вишукування; β_i – спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -ій формі власних коливань будівлі (споруди); η_{ki} – коефіцієнт, який залежить від форми власних коливань будівлі (споруди) 7-ої від місця розташування навантаження.

В умовах неспівпадіння центрів мас та жорсткості будівлі (споруди) при землетрусі виникають крутильні коливання та відповідні моменти, які перерозподіляють горизонтальні сейсмічні зусилля, істотно збільшуючи деякі із них.

Забезпечення сейсмостійкості будівель і споруд завжди є однією із основних задач при проектуванні та будівництві в сейсмонебезпечних районах.

В останній час актуальність цієї проблеми для України суттєво збільшилася у зв'язку з частими випадками землетрусів в Європі, в тому числі з великою кількістю людських жертв та значними матеріальними збитками [75].

Нові карти сейсмічного районування ЗСР-2004, введені в дію в ДБН [8] з 2006 року, передбачають збільшення частки територій, які підпадають під дію сейсмічних впливів. Згідно них на тепер в Україні приблизно 15% території являються сейсмонебезпечними з розрахунковою сейсмічністю понад 7 балів. Це зумовлене також антропогенним впливом людини на літосферу – видобуванням корисних копалин, меліорацією тощо. Вплив техногенних чинників постійно зростає: землетруси нині стають рукотворними. Як показали сучасні дослідження, великі водосховища створюють на територіях, прилеглих до них, зони підвищеної сейсмічності, котрі можуть сягати на багатокілометрові відстані.

Коливання основ, породжувані техногенними факторами, наприклад рухом важких транспортних засобів, роботою палебійних механізмів повільно порушують адгезійний зв'язок у кам'яній кладці, що прискорює руйнування кам'яних конструкцій. Коливання будівель також ініціюють джерела, котрі розташовані на значній відстані від них [98, 99, 101].

Будинки з несучими кам'яними стінами мають від дії сейсмічних навантажень такі характерні пошкодження, як (рис.1.2): похилі та хрестоподібні тріщини в простінках і глухих стінах; вертикальні тріщини в місцях сполучення повздовжніх і поперечних стін з можливим випаданням стін назовні; горизонтальні тріщини в стінах, частіше на рівні низу віконних прорізів, перемичок або у рівні обпирання перекриття; тріщини у місцях закладання залізобетонних перемичок; тріщини хаотичного напрямку в стінах, які являють собою суму перерахованих вище [71, 62, 104, 108, 121, 122].

Аналіз зазначених пошкоджень, виконаний у роботах Г.Н. Ашкинадзе, І.І. Гольденблада, С.В. Кожарінова, В.І. Коноводченка, Л.Н. Махатадзе, Г.П. Тонких й інших авторів [5, 12, 33, 35, 40, 54, 129] дозволив виділити їх основні схеми в залежності від напрямку прикладання навантаження (табл.1.1).



Рисунок 1.2 – Характер руйнування цегляних стін при сейсмічних впливах:
 а – діагональні тріщини; б – вертикальна тріщина в місці примикання поздовжніх і поперечних стін; в – хрестоподібна тріщина в простінку та глухій стіні

Розповсюдженим явищем, котре призводить до виникнення горизонтальних зусиль у кам'яних стінах, є просідання ґрунту основи. Його причинами слугують нерівномірне навантаження фундаментів, концентрація напружень під кутами будівель [133], витік ґрунту в труби старої каналізації, пошкодження ґрунту в період будівництва й інше [125]. Пошкодження кам'яних стін, викликані деформаціями основи, представлені на рис.1.3.

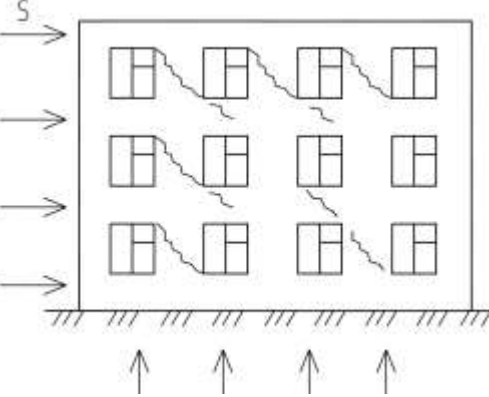
На рис.1.4 зображені можливі схеми утворення тріщин при односторонньому та двосторонньому осіданні ґрунту. Тріщини утворюються перпендикулярно напруженням розтягу і можуть проходити як по каменю або розчину, так і по обом складовим кладки.

У межах території України зустрічаються випадки, коли сейсмонебезпечні райони характеризуються наявністю просадних ґрунтів. Сумісна дія на кладку сейсмічних сил та сил, які викликані осіданням ґрунтів, є особливо небезпечною

[92, 93].

Таблиця 1.1

Основні схеми пошкоджень кам'яних стін будівель в залежності від напрямку прикладання навантаження [9]

Схеми пошкоджень	Напрямок зусилля, місця пошкоджень	Характеристика пошкоджень
1	2	3
	<p>Паралельно поздовжнім стінам, зовнішні поздовжні стіни</p>	<p>При <i>незначних вертикальних прискореннях</i> косі тріщини в простінках і на ділянках під прорізами, горизонтальні тріщини в простінках біля верху та низу отворів</p>
	<p>Паралельно поздовжнім стінам; зовнішні та внутрішні поздовжні стіни</p>	<p>При <i>великих вертикальних прискореннях</i> косі тріщини в широких пілонах з горизонтальними ділянками в кладці між прорізами, руйнування перемичок</p>
	<p>Перпендикулярно до поздовжніх стін; зовнішні та внутрішні поперечні стіни</p>	<p>При <i>незначних вертикальних прискореннях</i> у стінах з прорізами: косі тріщини в простінках і міжвіконних поясах, горизонтальні тріщини в простінках біля верху та низу отворів. Пошкодження найбільш розвинені в нижніх поверхах</p>



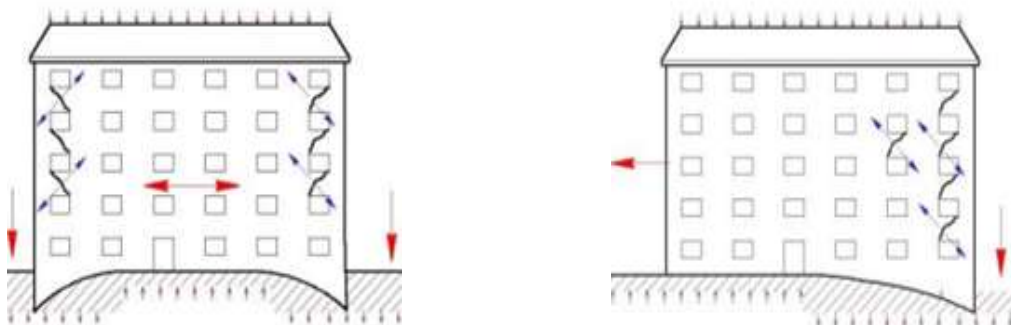
а

б

в

Рисунок 1.3 – Наскрізні тріщини, викликані деформаціями основи:
 а – вертикально орієнтована тріщина з шириною розкриття до 6 см; б – тріщина із вертикальним зміщенням окремих ділянок стіни; в – наскрізна нахилена тріщина з шириною розкриття 2 – 4 см на всю висоту стіни

Горизонтальна сила, котра виникає при роботі мостових кранів в промислових будівлях під час гальмування візка, також може призвести до пошкоджень конструкцій і вплинути на стан ґрунтів основи. В результаті фундаменти отримують додаткові осідання, у стінах з'являються тріщини.



а

б

Рисунок 1.4 – Схеми утворення тріщин при:
 а – двосторонньому та б – односторонньому осіданні ґрунту основи

Горизонтальне навантаження на будівлю виникає при стихійних лихах, бойових діях, аваріях, які відбуваються з вини людини (рис.1.5).

Найбільш небезпечним із перерахованих являється сейсмічне навантаження.

Аналіз наслідків землетрусів, який був виконаний в роботах Я.М. Айзенберга, О.О. Андрєєва, Ю.В. Ізмайлова, А.І. Мартемьянова, С.В. Полякова й ін. [1, 3, 4, 29, 32, 49, 50, 51, 97] показав, що однією з найбільш

вразливих конструкцій цегляних будівель з точки зору сейсмостійкості є міжвіконні простінки [4, 5].



Рисунок 1.5 – Стан будинку після вибуху газу

А.В. Тумановим [58] за результатами експериментальних досліджень запропонована класифікація тріщин, які спостерігаються у кам'яних стінах при спільній дії вертикальних і горизонтальних сил. До основних видів віднесено:

- магістральні вертикальні тріщини, які розділяють поверхню стін на окремі вертикальні блоки;
- магістральні похилі тріщини діагонального характеру, розташовані в межах похилих стиснутих смуг;
- граничні похилі тріщини, котрі окреслюють межі похилої стиснутої смуги (області руйнування);
- мікротріщини, при накопичуванні яких відбувається роздроблення кам'яної кладки;
- тріщини в розтягнутій зоні;
- тріщини, котрі характеризують зріз стиснутої кладки в похилих стиснутих смугах.

Запропонована класифікація може бути використана у якості критерія реалізації окремих схем руйнування кладки: зсув в горизонтальній площині, діагональний зсув, руйнування за розтягнутою зоною та роздроблення (рис. 1.6).

Згідно [35] простінки несучих стін при дії горизонтальної сейсмічної сили перебувають в умовах завантаження, котрі близькі до тих, які виникають у

каркасі при його перекосі.

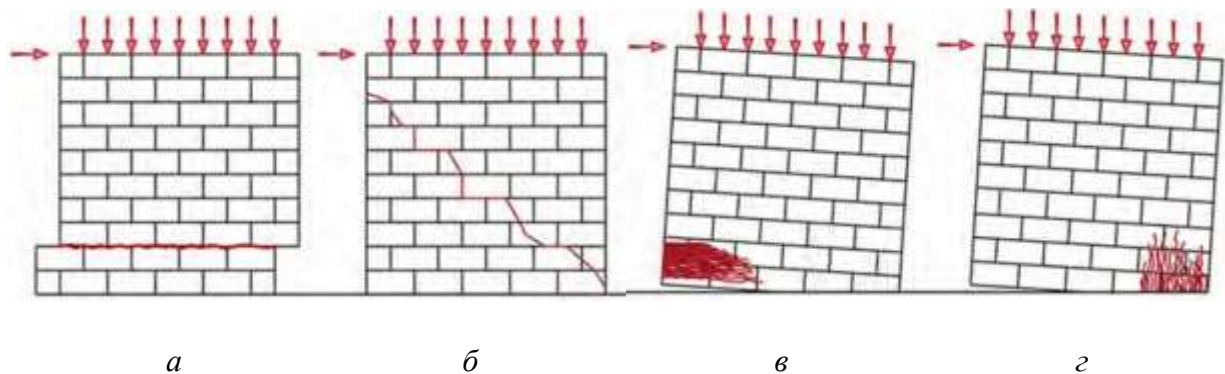


Рисунок 1.6 – Характер руйнування цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень:

а – зсув в горизонтальній площині; б – діагональний зсув; в – руйнування за розтягнутою зоною; г – роздроблення

У першій стадії деформування цегляної кладки (рис. 1.7), коли сейсмічні сили малі, простінки працюють спільно з надвіконним поясом за всією площею контакту. Вертикальне навантаження передається з верхнього простінка на нижній на всіх рівнях за всім горизонтальним перерізом.

У другій стадії в розтягнутих зонах горизонтального перерізу простінків у рівнях верхньої та нижньої частини прорізів, які примикають до них, утворюються тріщини, контакт між кладкою порушується. У цій стадії передача вертикального і горизонтального навантаження у згаданих перерізах здійснюється тільки за довжиною $a_c < 2a$ (де a – половина ширини простінка). При знакозмінному горизонтальному навантаженні порушується зчеплення в кладці по контакту верху простінка і низу поясу в зв'язку із утворенням тріщин.

Третя стадія характеризується скороченням довжини стиснутої зони і утворенням діагональної тріщини в простінку. Один і той же простінок на різних поверхах будівлі може знаходитися на різних стадіях деформування, що пов'язано зі зміною величин і співвідношення вертикальних і горизонтальних сил, а також з можливими відмінностями в міцності і жорсткості простінків [111, 112, 113].

Вивченню дефектів і пошкоджень цегляних будівель та їх усуненню присвячені роботи А.А. Гасієва [9], В.Т. Гроздова [13, 14], А.І. Фізделя [59], Д.О Хохліна [60]. Питання міцності і деформативності кам'яних конструкцій

розглянуті в дослідженнях Г.А. Генієва [10, 11], Л.І. Оніщика [45].

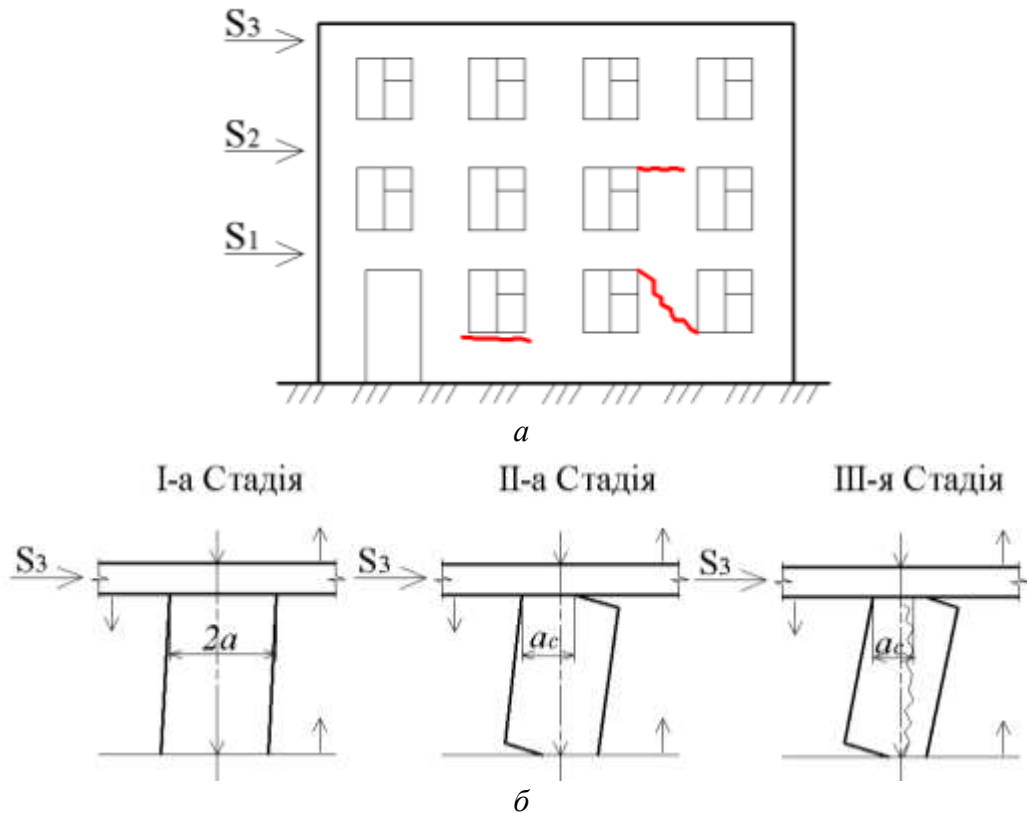


Рисунок 1.7 – Робота простінків несучих стін при дії горизонтальної сейсмічної сили:
а – схема утворення тріщин; б – стадії деформування простінку третього поверху

1.2 Експериментальні дослідження цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень

Вперше віброцегляну кладку «на перекіс» експериментально дослідив А.С. Дмитрієв у 1940 р. у лабораторії кам'яних конструкцій ЦНПІС [27]. Він провів випробування фрагментів стін із пустотілих керамічних каменів.

Починаючи з 1948 р. С.В. Поляков досліджував особливості роботи заповнення у каркасно-кам'яних стінах. Визначалася міцність та деформації конструкцій при дії на будівлю горизонтальних сил. Дослідними зразками були однопанельні фрагменти каркасно-кам'яних стін із прорізами та без них. Вони випробовувалися на перекіс у вертикальній площині на спеціальному стенді з прикладанням горизонтального навантаження. Всього було випробувано 57 зразків стін із суцільним заповненням. На підставі досліджень встановлено три стадії напружено-деформованого стану каркасно-кам'яних стін при перекосі: перша стадія характеризується монолітністю роботи елементів каркасу й

заповнення, за контуром якого діють дотичні та нормальні напруження; зі збільшенням навантаження між заповненням та елементами каркаса утворюються контурні тріщини. На думку С.В. Полякова, вирішальне значення в порушенні цілісності контурного шва відіграють нормальні напруження розтягу. На другій стадії роботи контакт між каркасом і заповненням зберігається на невеликих ділянках, які примикають до кутів конструкції в місці сполучення з її діагоналлю, що стискається. В описуваних дослідах довжина цих ділянок становила 20 – 30% периметра заповнення; у третій стадії з'являється тріщина вздовж (або поблизу) стиснутої діагоналі заповнення, котра проходить зазвичай по розчинним швам. Найбільш інтенсивне розкриття цієї тріщини фіксується в середній частині панелі.

За час, що минув з моменту опублікування монографії С.В. Полякова [49], багатьма авторами були проведені експериментальні дослідження міцності і деформацій фрагментів кам'яної кладки з цегли різних видів, пильного вапняку і інших матеріалів при перекосі. Характерно, що в цих дослідах зразки кладки не мали рамного обрамлення. При такій схемі випробувань на показники міцності зразків певною мірою впливає довжина опорних площадок (a_{on}), через які передається навантаження [39].

У ЦНІПС ім. В.А. Кучеренко, С.В. Поляковим і В.І. Коноводченком були випробувані на перекіс віброцегляні панелі з розмірами сторін 1060×1060 мм, 1120×1120 мм, 800×800 мм, 800×1200 мм та 800×1600 мм. Всі зразки 1120×1120×140 мм були армовані в горизонтальних швах через кожні три ряди цегли сітками з холоднотягнутого дроту [38]. Крім горизонтальних сіток в окремих зразках була передбачена арматура в кожному вертикальному шві. Відсоток армування (ρ) становив: для горизонтальних стрижнів 0,1, для вертикальних – 0,06. Застосоване підсилення кладки не мало позитивного ефекту. Дослідники висловили припущення, що введення стрижнів в шви кладки порушило її однорідність, призвело до концентрації усадкових напружень уздовж армованих швів і знизило в них міцність зчеплення [109].

Позитивний ефект армування був зафіксований при випробуванні на

перекіс зразків із зовнішнім розташуванням арматури. В цьому випадку спостерігалось збільшення руйнівного навантаження (P_u) у міру підвищення відсотка армування. При $\rho = 0,18, 0,36$ і $0,72\%$ воно відповідно склало 18, 32 і 65%. У неармованих зразків руйнування спостерігалось практично відразу після появи діагональної тріщини, а в армованих значення P_{crc} становили від $0,84P_u$ до $0,63P_u$.

У роботах Т.І. Баранової, Н.Н. Ласькова, Д.В. Артюшина [2, 6] викладено результати досліджень роботи стін з кам'яної кладки в умовах зсуву при дії навантажень різної величини, прикладених до зразка перпендикулярно горизонтальним швам. За наявності ненульової горизонтальної складової навантаження спостерігалися схеми руйнування, представлені на рис.1.7.

Зі збільшенням величини вертикального навантаження збільшуються кути нахилу головних напружень у стінах. Схема руйнування описується умовною похилою смугою, в опорній зоні якої активно утворюються дрібні тріщини, характерні для роздроблення кам'яної кладки [110].

У дослідях А.В. Туманова [58] при спільній дії вертикальних і горизонтальних сил виявлені наступні види тріщин: магістральні вертикальні тріщини Т-В, які розділяють поверхню стін на окремі вертикальні блоки; похилі магістральні тріщини Т-О діагонального характеру, розташовані в межах похилих стиснутих смуг кладки, котрі розділяють поверхню стін на дві ділянки, в межах яких концентруються максимальні головні напруження стиску і розтягу σ_1 і σ_2 ; серія тріщин Σ Т-С, розташованих в найбільш напружених стиснутих похилих ділянках стіни (вони представляють собою серії переривчастих тріщин, які характеризують руйнування кладки в результаті стиснення); клас тріщин Т-т, якій характеризує зріз стиснутої кладки при середніх і малих відсотках армування (ці тріщини розташовуються усередині похилих стиснутих смуг, їх траєкторії збігаються з діагоналями умовних похилих смуг кладки, усередині яких концентруються траєкторії головних напружень стиску σ_1).

У роботі Ю.В. Ізмайлова [29] наведені результати експериментальних досліджень міцності чотирьох серій зразків на дію статичного і пульсаційного

навантаження, спрямованого уздовж діагоналі.

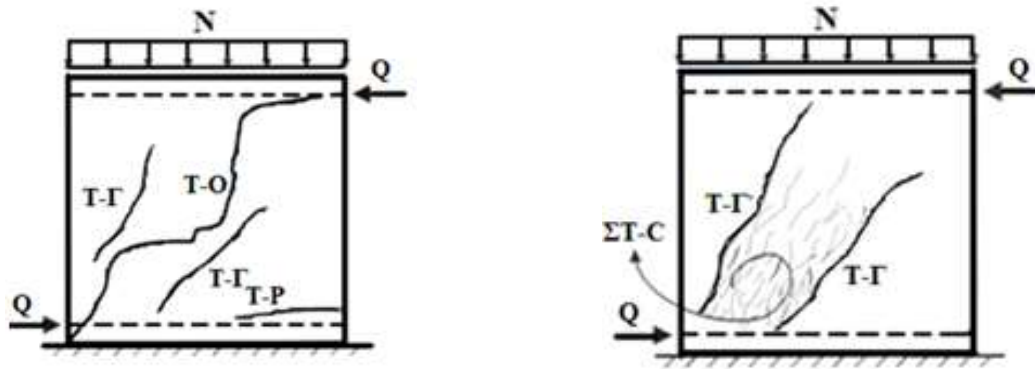


Рисунок 1.8 – Види тріщин у фрагментах стін:

T-O – магістральна діагональна тріщина; T-G – граничні тріщини, котрі окреслюють межі області руйнування; Σ T-C – мікротріщини, при локалізації яких відбувається розколювання кам'яної кладки; T-P – тріщини в розтягнутій зоні

Фрагменти стін виконані як традиційно, так і з використанням вібраційного методу. Крім цього, частина зразків підсилювалася шляхом нанесення на бічні поверхні штукатурного шару з розчину високої міцності, інша (вібровані панелі) – шляхом армування штукатурного шару металевими сітками [73]. Результати випробувань [103] показали наступне: вібрування підвищує міцність кладки як і наявність штукатурних шарів із розчину високої міцності на бічних поверхнях зразків, котрі працювали спільно з кладкою до повного її руйнування; наявність сіток дозволяє істотно відтермінувати момент появи перших тріщин у кладці і відповідно момент руйнування, створюючи тим самим сприятливі умови для розвитку пластичних деформацій; у зразках без вібрування руйнування відбувалося за діагональною тріщиною, котра проходила по швах, при вібруванні кладки – за неперев'язаним швом; руйнування армованих сітками віброцегляних зразків супроводжувалося утворенням нових тріщин, що з'являлися уздовж стиснутої діагоналі паралельно раніше утвореним.

Результати випробування зразків, у яких вивчався вплив перев'язки швів, армування кладки каркасами й улаштуванням зовнішніх діагональних тяжів, показали що: поздовжня перев'язка швів у квадратних віброцегляних стінах мало позначається на їх міцності при перекосі; каркаси в кладці не збільшували несучу здатність зразків, так як порушили зчеплення між цеглою і розчином; у неармованій кладці, виконаній методом вібрування, діагональні тріщини

перетинали як цеглу так і розчин; застосування у якості підсилення металевих діагональних тяжів або попереднього обтиснення підвищувало опір кладки перекосу.

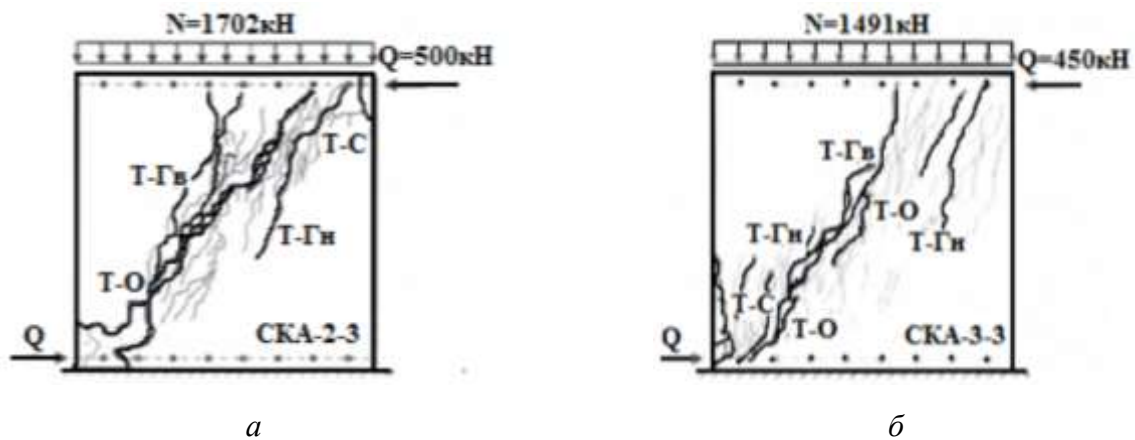


Рисунок 1.9 – Схеми утворення тріщин у моделях стін:
а – SKA-2; б – SKA-3; Т-Г – граничні тріщини; Т-О – основна діагональна тріщина;
Т-С – тріщини стиснення

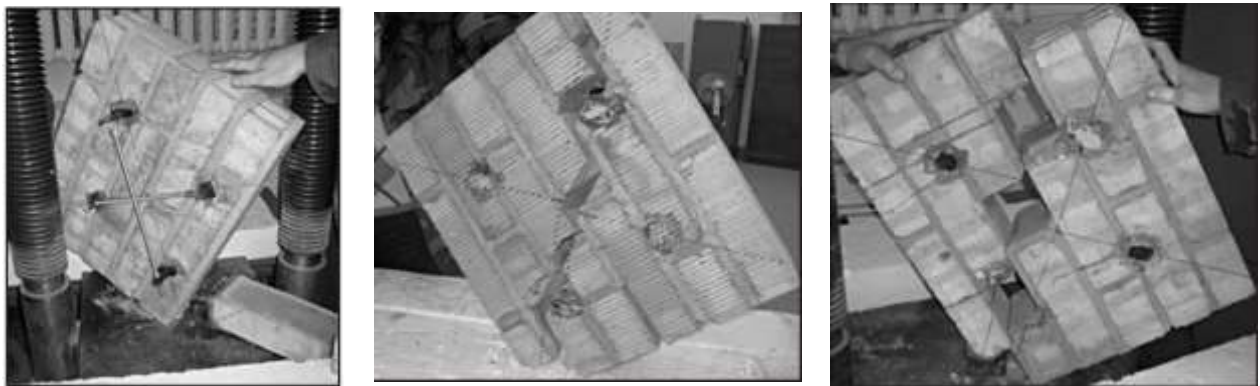
Введення сіток в штукатурні шари із міцного розчину, призводить до збільшення руйнівних навантажень як для кладок, виконаних методом вібрування так і без нього, і практично не впливає на момент утворення першої діагональної тріщини; за відсутності сітки поява тріщини призводить до розколювання зразка за його діагоналлю та збігається з моментом руйнування, за наявності сіток між моментом утворення першої тріщини і моментом руйнування існує велика різниця, спостерігається помітне зростання резерву пластичних деформацій; вплив вібрації на міцність кладки не виявлений, як і вплив кількості поперечних зв'язків, що з'єднують сітки.

Вивчався також вплив ефективності підсилення цегляної кладки штукатурними і бетонними шарами, армованими сітками при різному зчепленні в швах кладки. За результатами випробувань були зроблені наступні висновки щодо ефективності використаних способів підсилення: у разі використання армованих штукатурних шарів суттєво на 40% зросло як навантаження, при якому з'являлася перша діагональна тріщина, так і несуча здатність; при бетонних армованих шарах зазначені характеристики підвищувалися в середньому в 2 рази.

О.В. Кабанцевим і Г.П. Тонких [54 – 57] було виготовлено і випробувано 7

серій дослідних зразків з розмірами $1060 \times 1060 \times 250$ мм із повнотілої цегли міцністю $f_b = 10$ МПа на цементно-піщаному розчині міцністю $f_m = 7,5$ МПа: контрольні зразки без підсилення та підсилені з однієї або двох сторін. У якості елемента підсилення використовувалося вуглеволокно FibARM Tape 230 і FibARM Tape 240 та в'яжуче FibArm Resin 230+ і FibArm Resin 530+. Застосування системи зовнішнього армування дозволило підвищити несучу здатність кам'яної кладки на 30 – 100% залежно від міцності вуглеволокна, площі, товщини і кількості шарів підсилення. Руйнування цих зразків, на відміну від підсилених за допомогою залізобетонних і бетонних аплікацій, які наносяться за звичайною технологією і методом торкрет бетону відбувалося за діагональною тріщиною зовні крихко, практично миттєво після досягнення граничних навантажень.

При випробуваннях В.Н. Деркача [25] не підсилених зразків розмірами $500 \times 500 \times 120$ мм із цегли міцністю $f_b = 15$ МПа момент утворення діагональних тріщин співпадав з моментом руйнуванням.



а

б

в

Рисунок 1.10 – Характер руйнування зразків В.Н. Деркача на діагональне розколювання: а – зсув за горизонтальним розчинним швом; б – діагональна тріщина, котра перетинає як камінь так і розчин; в – діагональне руйнування за швом

При цьому в залежності від міцності розчину спостерігалися такі механізми руйнування: розколювання за діагоналлю, при якому траєкторія тріщини проходить як по каменям так і окремим вертикальним і горизонтальним швам кладки (при розчині міцністю на стиск $f_m = 7,9 - 10,9$ МПа); розколювання за діагоналлю, при якому критична тріщина має ступінчасту траєкторію і проходить тільки по горизонтальних і вертикальних швах кладки; зсув за

горизонтальним розчинним швом (останні два види руйнування спостерігалися при використанні розчину міцністю $f_m = 3,1$ МПа).

Досліди І.Є. Демчука [26] проводилися на зразках кладки з розмірами $500 \times 500 \times 120$ мм, для виготовлення яких використовувався повнотіла та пустотіла (18%) цегла на стандартних розчинах з міцністю при стисненні $f_m = 3,1, 7,9$ та $10,9$ МПа. Отримані результати свідчать про зниження міцності кладки при зсуві f_{vv} при міцності розчину $f_m = 3,1$ МПа. Зразки зруйнувалися за діагоналлю в залежності від виду цегли, як за каменем і розчином, так і лише за швом (рис. 1.7).

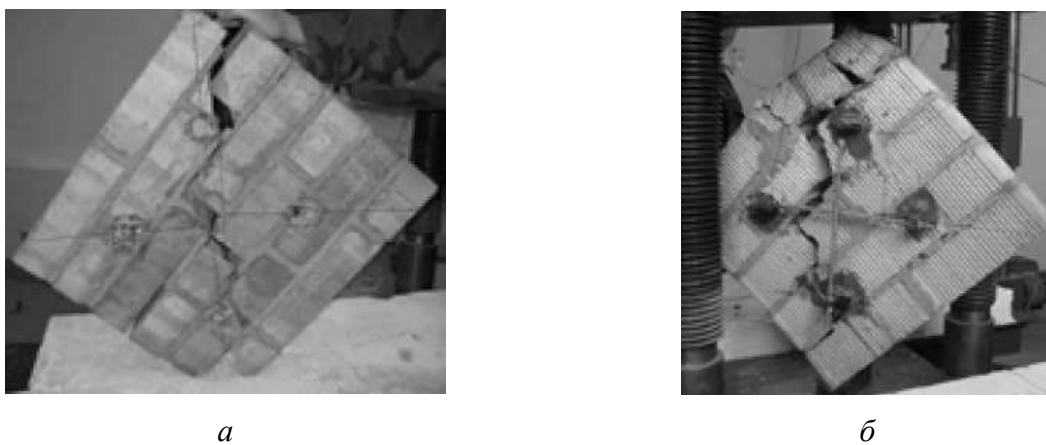


Рисунок 1.11 – Характер руйнування дослідних зразків І.Є. Демчука:
а – із повнотілої цегли; б – із пустотілої цегли

А.А. Гасієвим [9] було виготовлено і випробувано 3 серії зразків з розмірами $1030 \times 965 \times 250$ мм з використанням цегли середньої міцності $f_b = 12,5$ МПа на розчині міцністю $f_m = 7,5$ МПа: контрольні зразки і підсилені полотном з вуглеволокна марки MBRACE FIB CF230 / 4900.200g / 5.100m з одного та двох боків зразка уздовж його розтягнутої діагоналі. Несуча здатність у першому випадку зовнішнього підсилення підвищується приблизно в 1,5 рази, а у другому в 2 рази. Руйнування зразків відбувалося уздовж його діагоналі як за каменем так і за розчином зовні крихко.

Експериментальні дослідження С. Кадама та Й. Сінгха [96] включали випробування шести серій дослідних зразків з міцносними характеристиками цегли $f_b = 21,06$ МПа та розчину $f_m = 3,72$ МПа. Перші дві серії мали по три неармовані цегляні простінки з розмірами $700 \times 700 \times 115$ мм (одношарові) та $700 \times 700 \times 230$ мм

(двошарові). Зразки 3 – 6 серій підсилювалися зовні (в одній і двох площинах) зварними сітками із дроту, розміщеними в шарі бетону. Руйнування непідсиленних зразків відбувалося за зубчастою діагональною тріщиною та було раптовим і зовні крихким. Автори пропонують розглядати дане руйнування як поєднання діагонального зсуву та горизонтального ковзання. Поведінка підсиленних зразків залежала від їх товщини, інтенсивності та способу армування.

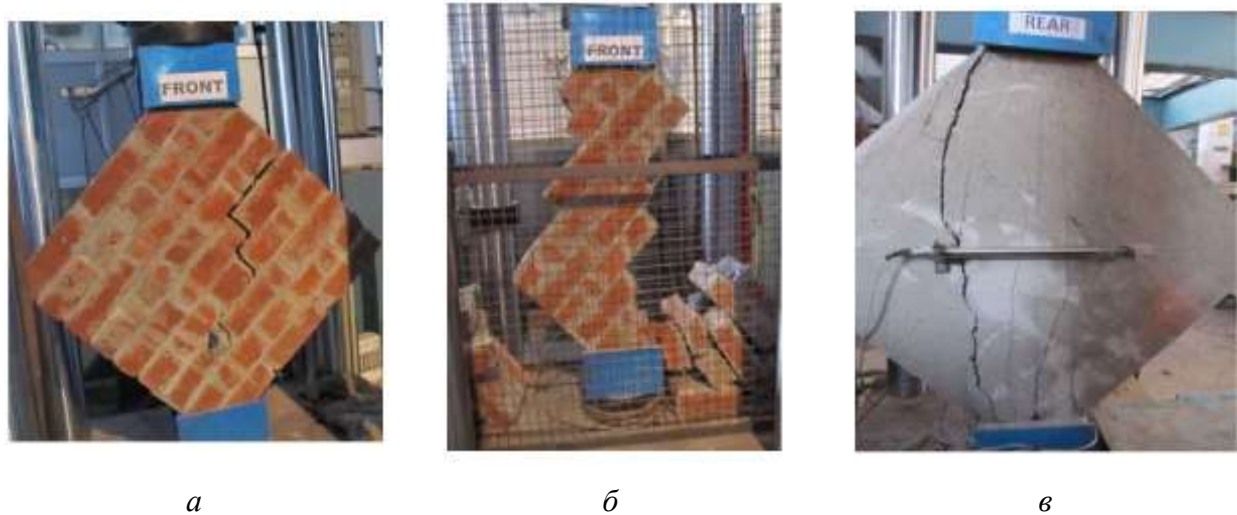


Рисунок 1.12 – Випробування зразків на діагональне розколювання [96]:

а – серія 1, б – серія 2, в – серія 6

Руйнування починалося із утворення діагональної тріщини, розвиток якої певний час стримувала арматура, котра сприяла більш пластичному руйнуванню порівняно із зразками без підсилення. Для зразків, армованих у одному напрямку, руйнування супроводжувалося тріщинами, котрі локалізувалися по краях зразка. При великих переміщеннях спостерігалось значне місцеве роздроблення бетону, прилеглого до зварної сітки, котра в деяких місцях була розірвана. Для зразків, армованих в двох напрямках, руйнування відбувалося за тріщиною, котра розповсюджувалася за довжиною стиснутої діагоналі зразків. На останньому етапі завантаження спостерігалось місцеве роздроблення кладки біля вантажних башмаків. Збільшення міцності на зсув підсиленних зразків порівняно з еталонними знаходилося в діапазоні 0,57 – 1,48 МПа.

У дослідях К. Донг та Ч. Суй [76] для виготовлення зразків з розмірами 2100×1560×240 мм та 1560×1560×240 мм використовували повнотілу цеглу і звичайний розчин (всього випробувано 11 протітків). Три зразка без підсилення

виступали в якості еталонних, інші 8 були підсилені армованими перехресними і горизонтальною смугами із розчину шириною 250 мм. В експерименті варіювалися: міцність розчину кладки і смуг підсилення, їх товщина, інтенсивність армування смуг, розташування підсилення (з однієї або двох сторін), а також величина вертикального навантаження. Для виготовлення зразків була використана цегла розмірами $240 \times 115 \times 53$ мм з $f_b = 10$ МПа і розчин з $f_m = 1$ МПа, 2,5 МПа і 10 МПа для неармованих елементів. Для смуг підсилення товщиною 40 мм і 60 мм приймався розчин з $f_m = 2,5$ МПа, 5 МПа і 10 МПа відповідно. Армування стрічок здійснювалося сталевими стрижнями діаметром 6 – 12 мм. Для моделювання роботи стін першого поверху семиповерхового будинку прикладалося вертикальне навантаження 0,516 МПа, третього – 0,4 МПа, сьомого – 0,21 МПа. В еталонних зразках перша діагональна тріщина з'явилася в центрі стіни. Вона розповсюджувалася головним чином по горизонтальним і вертикальним шарам розчину, при цьому де-не-де перетинаючи цеглини. Інколи могла з'являтися перпендикулярна до першої друга діагональна тріщина. Підсилені зразки зруйнувалися від зсуву-стиску за діагональними і вертикальними тріщинами, останні виникали в непідсилені зонах стіни. За умови досягнення максимальної несучої здатності, стрічки зберігали свою цілісність і попереджували обрушення дослідних зразків при руйнуванні. Навантаження утворення тріщин для підсилені елементів збільшилося на 20 – 40%, а руйнівне навантаження на 40 – 65%. Збільшення коефіцієнта армування смуг, рівня вертикальних напружень та міцності розчину підвищувало опір зсуву, а збільшення відношення товщини до ширини елемента навпаки зменшувало його. Підсилення підвищило пластичні властивості кладки в 1,6 разів при односторонньому, і в 2,8 разів при двосторонньому підсиленні.

В експериментах Е. Мустафарадж та Я. Ярдіма [107] було використано 6 зразків розмірами $1200 \times 1200 \times 250$ мм із середньою міцністю цегли $f_b = 24,03$ МПа і розчину $f_m = 5,68$ МПа на стиск. Підсилення зразків відбувалося сіткою із скловолокна з обох сторін стіни з наступним нанесенням шару розчину. Сітка фіксується анкерами через 300 мм. Процедура випробування проводилася

відповідно до ASTM [127].

У контрольних невідсилених зразках (рис. 1.9). руйнування відбувалося за стиснутою діагоналлю, переважно за розчинними швами. Проте, в деяких випадках спостерігалось поєднання ковзання уздовж розчинних горизонтальних швів на довжині приблизно 500 мм з діагональною тріщиною, котра розповсюджувалася виключно через шви розчину.



Рисунок 1.13 – Руйнування невідсилених зразків

Армовані склопластиком зразки стиснутої руйнувалися вздовж діагоналі, їх міцність підвищувалася в середньому 1,3 разів, при цьому підвищувалися пластичні характеристики кладки (рис. 1.10).



Рисунок 1.14 – Характер руйнування підсилених сітками зі скловолокна зразків

1.3 Висновки за розділом

1. В Україні експлуатується (проектується) велика кількість будівель із несучими цегляними стінами. Вони, як правило, перебувають під сумісною дією вертикальних і горизонтальних навантажень. Серед останніх найсуттєвіше значення відіграють сейсмічні впливи. Згідно введених в дію з 2006 р. нових карт сейсмічного районування ЗСР-2004 приблизно 15% території України

перебувають в сейсмонебезпечних зонах із сейсмічністю понад 7 балів.

2. Результати досліджень показують, що будівлі із несучими цегляними стінами отримують наступні типові пошкодження від дії сейсмічних впливів: похилі та хрестоподібні тріщини в простінках та суцільних стінах; вертикальні тріщини на перетині поздовжніх і поперечних стін; горизонтальні тріщини в стінах, часто у рівні низу віконних ділянок, перемичок; тріщини хаотичного напрямку, які є комбінацією перерахованих вище.

3. На основі результатів експериментальних досліджень запропонована класифікація тріщин, які спостерігаються в кладці цегляних стін при спільній дії вертикального і горизонтального навантаження. Вона виділяє: вертикальні тріщини, котрі розділяють поверхню стіни на окремі вертикальні блоки; похилі тріщини, котрі окреслюють похилу стиснуту смугу (зону руйнування); мікротріщини, накопичення яких призводить до роздроблення кладки; тріщини в розтягнутій зоні; тріщини, котрі характеризують зсув кладки в похилих стиснутих смугах.

4. Запропонована класифікація тріщин може розглядатися як критерій реалізації окремих схем руйнування кладки: зсув у горизонтальній площині, діагональний зсув, руйнування за розтягнутою зоною; роздроблення.

5. Однією з найбільш уразливих конструкцій будівлі із несучими цегляними стінами за показниками сейсмостійкості є простінки. Згідно результатів досліджень простінки при дії сейсмічної сили знаходяться в умовах навантаження, що близькі до тих, які виникають у каркасі при його перекосі. Третя стадія деформування простінків характеризується суттєвим скороченням довжини стиснутої зони за рахунок розповсюдження контурних горизонтальних тріщин у рівні перемички і супроводжується утворенням діагональних тріщин.

6. Експериментальні дослідження роботи цегляних простінків на комбіновану дію вертикальних і горизонтальних навантажень проводилися при випробуванні зразків кладки на перекосі, вперше виконаними Дмитрієвим А. в 1940 р. У більшості випадків зразки випробовували на зосереджене навантаження, прикладене вздовж їх діагоналей.

7. Проаналізовано характер руйнування, визначальні фактори впливу: матеріал кладки, міцність каменю і розчину, внутрішнє і зовнішнє армування кладки, підсилення розчинними і бетонними аплікаціями, перехресними та горизонтальними залізобетонними смугами, вуглеволокном, діагональними металевими тяжами та інші.

РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНОК КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ЗА НАЯВНОСТІ ГОРИЗОНТАЛЬНОЇ СКЛАДОВОЇ НАВАНТАЖЕННЯ

2.1 Нормативна методика розрахунку

В нормативних документах [20, 21] вплив горизонтального навантаження враховується наступним чином.

Міцність неармованої кам'яної стіни при дії зусилля зрізу (зсуву)

У граничному стані за міцністю розрахункове значення поперечної сили від діючих навантажень (зусилля зрізу (зсуву)) V_{Ed} має бути меншим або дорівнювати розрахунковому значенню міцності перерізу стіни з кам'яної кладки при дії поперечної сили (зрізу (зсуву)) V_{Rd} :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}. \quad (2.1)$$

Розрахункове значення міцності стіни з кам'яної кладки при дії поперечної сили (зрізу) розраховують за формулою

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c, \quad (2.2)$$

де f_{vd} – розрахунковий опір зрізу (зсуву) кам'яної кладки. Початковий характеристичний опір зрізу кам'яної кладки (міцність зчеплення на зсув) f_{vko} (за відсутності напруження стиску) визначають за результатами випробувань. Кожен зразок, що випробовується, зовнішніми сторонами встановлюють на опори, як показано на рис. 2.1. Для цього застосовують сталеві пластини товщиною як мінімум 12 мм, у разі потреби, наносять шар вирівнювання для забезпечення контакту по всій поверхні. Діаметр роликів опор повинен становити 12 мм, а їхня мінімальна довжина – відповідати t_u . Навантаження на зразок передають через напівсферу, розташовану у центрі верхньої сталевої пластини.

Характеристичний опір зрізу (зсуву) кам'яної кладки f_{vk} на розчині загального призначення, або на розчині, що укладається тонким шаром, з товщиною шва від 0,5 до 3,0 мм, або на легкому розчині допускається визначати за формулою 2.3, якщо всі шви можна вважати повністю заповненими

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d, \quad (2.3)$$

але не більше ніж $0,065f_b$; σ_d – розрахункове напруження стиснення, перпендикулярне до зусилля зрізу (зсуву), в елементі в рівні, що розглядається, обчислене як середнє за епюрою напружень у стиснутій частині перерізу при відповідному сполученні навантажень; f_b – опір стиску каменю (блоку) у напрямку зусилля зрізу, тобто при завантаженні зразків, що випробовуються, перпендикулярно горизонтальному шву.

Підрахунки виконуються при застосуванні середнього значення вертикального напруження стиску, обчисленого за вертикальними зусиллями стиску площі перерізу стіни. Площа розтягнутої частини перерізу та міцність кам'яної кладки на розтяг не враховується;

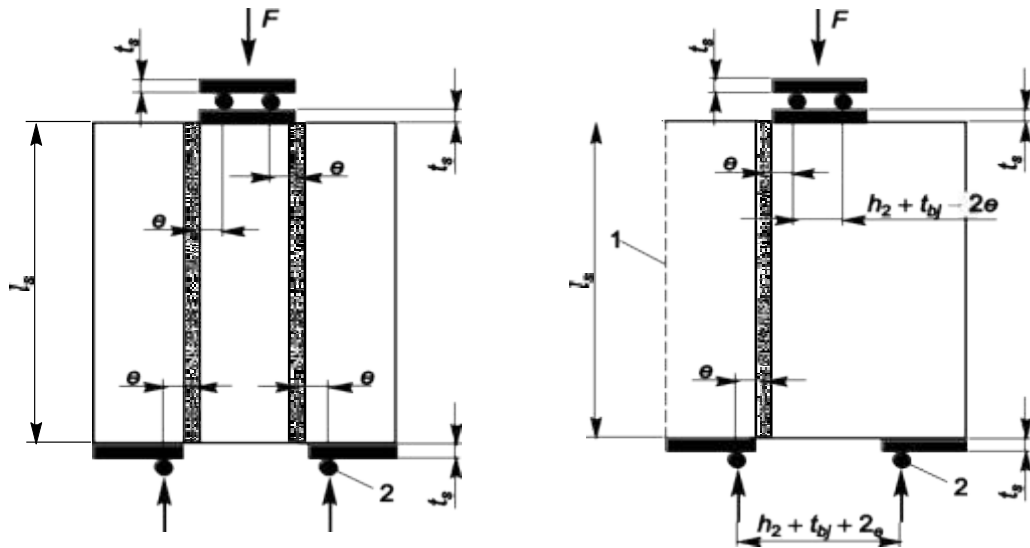


Рисунок 2.1 – Схеми випробування зразків на зсув:

1 – розпил; 2 – роликівна опора діаметром 12 мм, встановлена жорстко або із силовим кріпленням

t – товщина стіни; l_c – довжина стиснутої частини стіни без урахування довжини частин стіни по площині зрізу, розтягнутих при позacentровому стисканні (згинанні).

Висоту стиснутої частини перерізу стіни розраховують при дії вертикального розрахункового навантаження і результат приймають до уваги при перевірці міцності стіни на навантаження зрізу (зсуву)

Згин неармованої кам'яної стіни при дії горизонтальних навантажень.

У граничному стані за міцністю розрахункове значення на стіну згинального моменту M_{Ed} , що діє, має бути меншим або дорівнювати

розрахунковому значенню міцності перерізу стіни при згині M_{Rd} :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}. \quad (2.4)$$

При визначенні розрахункових параметрів слід враховувати коефіцієнт μ кам'яної кладки на згин від моментів у двох ортогональних напрямках.

Розрахункове значення міцності перерізу стіни при згині M_{Rd} на одиницю висоти або довжини становить:

$$M_{Rd} = f_{xd}Z, \quad (2.5)$$

де f_{xd} – розрахунковий опір розтягу при згинанні кам'яної кладки у відповідному напрямку згину; значення f_{xk1} визначають як опір розтягу при згині за неперев'язаним перерізом – з площиною зламу, паралельною горизонтальним швам, і значення f_{xk2} – як опір розтягу при згині по перев'язаному перерізу – з площиною зламу, перпендикулярною до горизонтальних швів; характеристичний опір кам'яної кладки розтягу при згинанні f_{xk1} та f_{xk2} визначають за результатами випробувань.

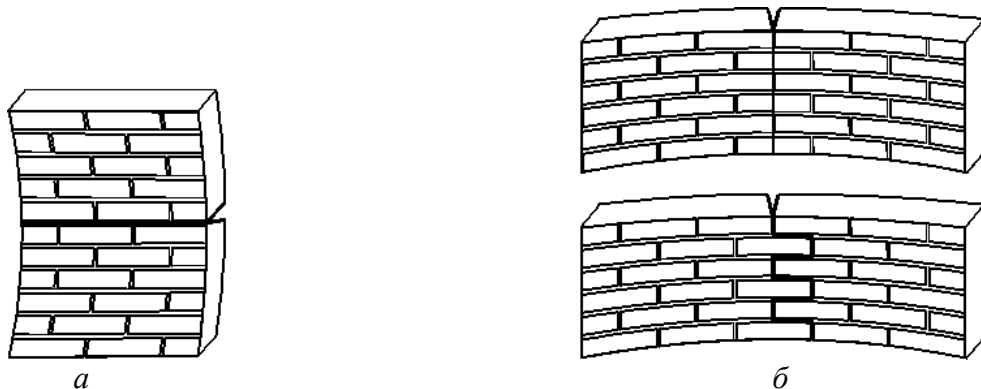


Рисунок 2.2 – Згин кладки:

- а – неперев'язаний переріз (площина зламу паралельна горизонтальним швам, f_{xk1});
 б – перев'язаний переріз (площина зламу перпендикулярна горизонтальним швам, f_{xk2})

За відсутності результатів випробувань на міцність кам'яної кладки при згинанні із застосуванням розчину загального призначення, розчину, що укладається тонким шаром, або легкого розчину застосовуються табличні значення характеристик; Z – пружний момент опору перерізу на одиницю висоти чи довжини стіни.

Неармовані стіни кам'яної кладки при комбінованому, вертикальному і горизонтальному навантаженні.

За наявності вертикального навантаження його позитивний вплив допускається враховувати:

- за допомогою застосування підвищеного розрахункового опору кам'яної кладки розтягу при згині в площині, паралельній горизонтальному шву (за неперев'язаним перерізом), $f_{xd1,app}$ за формулою 2.6 і застосовуваного коефіцієнта μ :

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d, \quad (2.6)$$

де f_{xd1} – розрахунковий опір розтягу при згині кам'яної кладки в площині, паралельній горизонтальному шву (за неперев'язаним перерізом); σ_d – значення напруження стиску в перерізі стіни, що вводиться до розрахунку, яке не повинно перевищувати $0,2f_d$;

- за допомогою розрахунку значення міцності перерізу стіни при згині M_{Rd} із застосуванням формули 2.7, в якій Φ замінюють на Φ_{fl} з урахуванням опору розтягу при згині f_{xd1} .

$$N_{Rd} = \Phi t f_d. \quad (2.7)$$

Метод із застосуванням коефіцієнта Φ .

Комбіноване, вертикальне та горизонтальне навантаження допускається враховувати шляхом застосування основних ексцентриситетів унаслідок горизонтальних навантажень e_{hi} або e_{hm} . Їх застосовують при розрахунку коефіцієнта зменшення Φ у 2.7.

Ексцентриситет прикладання навантаження на рівні верху ($i=1$) та в основі ($i=2$) стіни визначається за формулою

$$e_i = (M_{id} / N_{id}) + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t. \quad (2.8)$$

тут M_{id} – розрахункове значення згинального моменту внаслідок ексцентриситету, що дорівнює $1/6 t$; $e_{he} = (W_m h^2 / 12) / N_{id}$ – ексцентриситет на рівні верху та в основі стіни внаслідок згинальних моментів від горизонтальних навантажень; $e_{init} = h_{ef} / 450$ – випадковий ексцентриситет.

Метод із застосуванням підвищеної міцності при згинанні.

При постійно діючому вертикальному навантаженні допускається

замінити розрахунковий опір розтягу при згині кам'яної кладки в площині, паралельній горизонтальному шву (за неперев'язаним перерізом), f_{xd1} на підвищений розрахунковий опір розтягу при згині кам'яної кладки в площині паралельній горизонтальному шву (за неперев'язаним перерізом), $f_{xd1,app}$ і застосовувати це значення для розрахунку.

$$\Phi_i = 1 - 2 e_i / t. \quad (2.9)$$

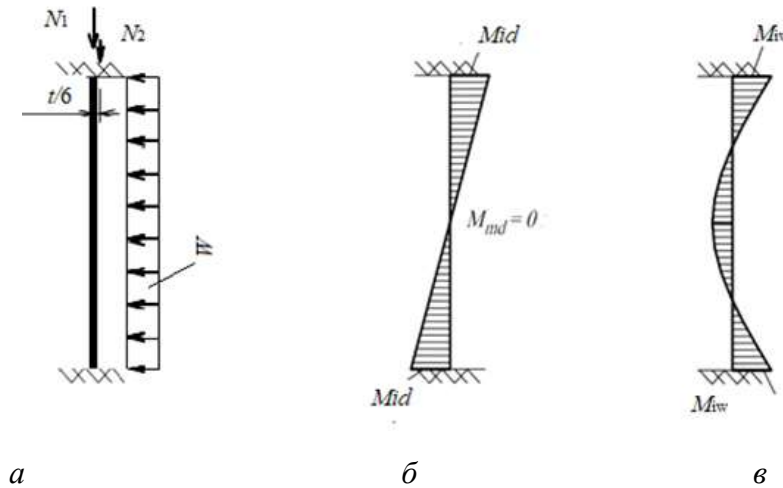


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема простінка (а) та епюри згинальних моментів від вертикального (б) і горизонтального (в) навантаження

2.2 Методи розрахунку цегляної кладки при перекосі

Основні положення методу структурного (дискретного) скінченно-елементного моделювання кам'яної кладки розроблені О.В. Кабанцевим на основі експериментально обґрунтованих механізмів її руйнування в умовах двовісного напруженого стану при дії головних напружень різних знаків [30, 31].

Дискретна (структурна) модель кладки формується з дотриманням наступних умов: досліджуваний об'єкт із композиту апроксимований системою структурних елементів, межі яких відповідають межам матеріалів, які його утворюють [64, 69, 114]. Механічні характеристики і критерії міцності структурних елементів, які апроксимують матеріали композиту, а також характеристики їх взаємодії приймаються єдиними для кожного елемента та визначаються експериментально. Геометрія та взаємне положення структурних елементів визначаються на початковому етапі до створення навантаження [126, 133].

В рамках розробленої дискретної моделі кладки представлений також і метод моделювання, що дозволяє врахувати адгезійну взаємодію базових матеріалів (цегла і розчин) у горизонтальному розчиновому шві. Для цього до складу моделі введені спеціальні інтерфейсні елементи, котрі знаходяться на межі базових елементів композиту. При цьому використані результати експериментальних досліджень, якими встановлено, що ефект адгезії формується тільки в горизонтальних швах, а в вертикальних вона не реалізується внаслідок усадки при твердінні розчину.

У дослідженнях Кашеварової Г.Г. [37] цегляна кладка розглядається як сукупність елементів з різними властивостями, що чергуються. Неоднорідність структури та періодичність кладки дозволяють віднести її до класу композиційних матеріалів. Зазвичай приймається, що на поверхні контакту цегли і розчину виконуються умови безперервності переміщень і деформацій та всередині неоднорідності поведінку матеріалу можна описувати рівняннями механіки. Для опису процесу руйнування цегляної кладки розглядався зразок як у натурному експерименті та розв'язується крайова задача, представлена системою диференціальних рівнянь:

- рівноваги

$$\sigma_{ij,j}(\vec{x}) = \rho(\vec{x}) F_i(\vec{x}) = 0, \quad \vec{x} \in V; \quad (2.10)$$

- Коші

$$\varepsilon_{ij}(\vec{x}) = 0,5 \left(u_{i,j}(\vec{x}) + u_{j,i}(\vec{x}) \right), \quad \vec{x} \in V; \quad (2.11)$$

- та визначальних співвідношень

$$\sigma_{ij,j}(\vec{x}) = C_{ijkl}(\vec{x}) \varepsilon_{kl}(\vec{x}), \quad \vec{x} \in V; \quad (2.12)$$

де \vec{x} – радіус-вектор просторового положення елемента; ρ – щільність матеріалу; ρF_i – компоненти вектору зовнішніх масових сил; u_i – компоненти вектору переміщення; C_{ijkl} – компоненти тензора модулів пружності. Індекси

при компонентах тензорів, набранні малими латинськими літерами, приймають значення від 1 до 3. За повторюваним індексом (так званім німим індексом) передбачається сумування від 1 до 3.

Приймаються наступні граничні умови: у напрямку осі z прикладається кінематичний вплив у вигляді переміщення u_0 . При цьому протилежна площина елемента закріплювалася за цією ж координатою. Враховується власна вага. Між кладкою і плитами навантаження передається у вигляді нелінійної контактної взаємодії. Коефіцієнт тертя приймається 0,4, що дозволяє краще відтворити результати експерименту. Механічна поведінка пружно-крихкого матеріалу цегляної кладки описується з використанням математичної моделі, яка враховує накопичення структурних пошкоджень і деформаційної втрати міцності, тобто коефіцієнти C_{ijkl} у визначальних співвідношеннях (2.12) при появі тріщин змінюються стрибкоподібно. При цьому застосовуються наступні гіпотези: матеріал цегли і розчину в кладці спочатку є ізотропним лінійно-пружним, а при появі тріщин стає ортотропним. Тріщини виникають тільки в площинах, ортогональних глобальній декартовій системі координат (ДСК), так що осі ортотропії властивостей при руйнуванні збігаються з ДСК. Розглядаються різні види пошкоджень (розтріскування і розкришування) для нескінченно малого елемента середовища. Досліджено зміну в значеннях коефіцієнта C_{ijkl} , а відповідно, й визначальних співвідношеннях (2.12).

Роботи В.Н. Деркача [25] присвячені урахуванню анізотропії кам'яної кладки в умовах роботи матеріалу на розтяг. Модель кладки розглядається з використанням узагальнених характеристик і параметрів міцності кладки як гомогенного матеріалу.

Міцність S_{pt} кам'яної кладки на розтяг під кутом 45° до напрямку горизонтальних швів розчинів встановлювалася за формулою

$$S_{pt} = 0,707 \frac{P}{A_n}, \quad (2.13)$$

де P – руйнівне навантаження; A_n – площа поверхні руйнування, що визначається за формулою

$$A_n = \frac{(a+b)dn}{2}, \quad (2.14)$$

де a , b – довжини сторін зразка; d – товщина зразка; n – коефіцієнт, що враховує порожнистість елементів кладки (відношення площі діагонального перерізу без урахування порожнин до загальної площі).

С.В. Поляковим [49] розроблений наближений метод розрахунку міцності суцільного заповнення стін каркасно-кам'яних будівель при перекосі. Отримані функції напружень в аналітичному вигляді варіаційними методами теорії пружності з використанням схеми Я.А. Пратусевича.

Ґрунтуючись на спостереженнях за характером утворення тріщин у кладці при перекосі, С.В. Поляков в теоретичних дослідженнях виходив із положення про те, що осередком появи діагональної тріщини є центр панелі. Відповідно до принципу Сен-Венана це положення дозволяє знехтувати похибками в прийнятій теоретичній картині розподілу нормальних і дотичних напружень по контуру заповнення.

Розрахункова перевірка дослідних даних показує, що причиною руйнування кладки при перекосі є дотичні напруження. Опір кладки визначається за формулою:

$$f_v = f_{vo} + f\sigma, \quad (2.14)$$

де f_{vo} – дотичне зчеплення, f – коефіцієнт тертя.

Поява діагональної тріщина можлива за умови:

$$\tau_{xy} = f_v. \quad (2.15)$$

В.І. Коноводченко [33] отримав аналітичний вираз для визначення горизонтального навантаження на кладку, котре викликає в ньому діагональну тріщину при $\beta_3 \geq 1$:

$$N_{crc} = \frac{1,63adf_v}{1 - 0,75 \frac{f}{\beta_3}}, \quad (2.16)$$

тут N_{crc} – проекція на напрямок горизонтальних швів руйнівного навантаження, розташованого вздовж діагоналі зразка; a – половина довжини панелі; d – товщина панелі; $\beta_3 = a/v$ – співвідношення розмірів панелі.

При $\beta_3 < 1$

$$N_{crc} = 1,4adf_v. \quad (2.17)$$

Для кращої збіжності теоретичної міцності з дослідною для зразків з $\beta_3 > 1$, С.В. Поляков додав у формулу (2.16) поправочний коефіцієнт, що залежить від β_3 :

$$N_{crc} = 1,63adf_v \frac{1 - 0,1\beta_3}{1 - 0,75 \frac{f}{\beta_3}}. \quad (2.18)$$

Застосування формули (2.16) автор обмежив виконанням умови

$$0,67 \leq \beta_3 \leq 2. \quad (2.19)$$

При такому діапазоні β_3 С.В. Поляковим були отримані аналітичні вирази для розрахунку деформацій суцільного заповнення панелей при перекосі, що задовільно описують експериментальні дані при $N \leq N_{скс}$.

Порівнюючи результати теоретичних досліджень з експериментальними, С.В. Поляков прийшов до наступних висновків: ступінь заповнення швів між кладкою і елементами каркаса в значній мірі визначає величину навантаження, при якому з'являються контурні тріщини. В окремих дослідах зразки, минаючи першу стадію роботи під навантаженням, вступали в другу; оптимальними за складом і міцністю слід вважати розчини, що забезпечують в кладці найбільше зчеплення; жорсткість кладки при перекосі зростає в міру збільшення висоти ряду кладки; кладці з цегли з порожнинами, незважаючи на більш високу міцність зчеплення, властивий низький опір перекоосу порівняно з кладкою із суцільної цегли. Причина полягає в тому, що в першому випадку коефіцієнт тертя f дорівнює 0,1, у другому – 0,7, а формула (2.18) показує, наскільки істотний вплив величини f на опір кладки зрізу.

Багаторазова повторюваність і зміна знаку навантаження не позначаються на граничній величині перекоосу кладки.

Ґрунтуючись на результатах розглянутих вище експериментально-теоретичних досліджень, С. В. Поляков розробив наближений метод розрахунку стін каркасно-кам'яних будівель I типу на горизонтальне навантаження у своїй

площині. В основу методу ним було покладено уявлення про каркасно-кам'яні стіни як про рамну систему з шарнірно приєднаними розкосами, котрі розташовуються по його стиснутим діагоналям.

Величину граничного горизонтального навантаження у разі руйнування кладки за перев'язаним перерізом було запропоновано в [29] визначати за формулою:

$$N = 0,5 f_v F, \quad (2.20)$$

тут N – граничне горизонтальне навантаження; F – площа горизонтального перерізу кладки.

При аналізі причин виникнення діагональної тріщини в центрі зразка розглядалися 4 можливі причини:

- зріз кладки за горизонтальними розчинними швами;
- осьовий розтяг за перев'язаним перерізом при розповсюдженні тріщини вздовж шва;
- розтяг за неперев'язаним перерізом при розповсюдженні тріщини вздовж шва;
- розтяг за перев'язаним перерізом при розповсюдженні тріщини по каменю [124].

При аналізі напружено-деформованого стану кладки приймаються наступні умови:

$$\begin{aligned} f_v &\leq f_{v0} + f\sigma; \\ \sigma &\leq f_{xk2}; \\ \sigma &\leq f_{xk1}; \\ \sigma &\leq f_t. \end{aligned} \quad (2.21)$$

Н.Н. Ласьков [6] визначив, що в практиці використовуються наближені методи розрахунку стін при спільній дії вертикальних і горизонтальних сил, які базуються, в основному, на балкових аналогіях, не описують напружено-деформований стан і механізм руйнування стін, дають суперечливі результати, містять багато емпіричних коефіцієнтів, які не мають експериментальних обґрунтувань. На основі факторного аналізу результатів фізичного та чисельного

експериментів було встановлено, що руйнування стін при спільній дії вертикальних і горизонтальних сил в першу чергу залежить від вертикального навантаження і від співвідношення розмірів сторін. Зміна цих факторів призводить до модифікації схем напруженого стану стін, зміни кутів нахилу головних напружень стиску та розтягу. В результаті цього відбувається плавний перехід від роботи стін при спільній дії вертикальних і горизонтальних сил до роботи на дію однієї із зазначених сил. Закономірність впливу зазначених чинників на величину руйнівного поперечного зусилля добре описує залежність просторової поверхні, побудованої в координатах вертикальних і горизонтальних сил, а також при співвідношенні розмірів сторін (рис. 2.4).

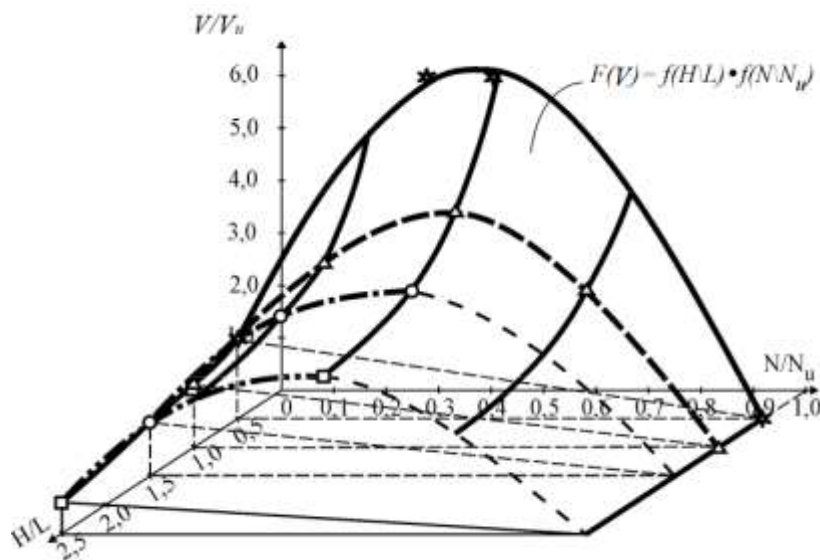


Рисунок 2.4 – Поверхня залежності закономірностей зміни поперечних зусиль руйнування від зміни висоти стін і вертикального навантаження за [6]

За допомогою методів математичного аналізу для поверхні була отримана функція, яка дозволяє використовувати закономірність спільного впливу вертикального навантаження і співвідношення розмірів сторін в розрахункових залежностях при розробці методів розрахунку міцності стін:

$$F(V) = f(H/L) f(N/N_u), \quad (2.22)$$

$f(H/L) = we^{-H/L} + c$, функція, що враховує вплив висоти стіни на міцність при спільній дії вертикальних і горизонтальних сил;

$$f(N/N_u) = v \sin\left(\pi \frac{N}{N_u}\right) - k \left(\frac{N}{N_u} - 1\right) - \text{функція, що враховує вплив}$$

вертикальної складової навантаження на міцність стін при спільній дії вертикальних і горизонтальним сил; $w = 4,7$, $c = 1,5$, $v = 1,3$ та $k = 0,35$ – безрозмірні коефіцієнти.

Поверхню, представлену на рис. 2.4, можна вважати експериментальним критерієм міцності стін при дії вертикальних і горизонтальних сил.

Несуча здатність цегляної кладки без підсилення, що приймається рівною несучій здатності при дії головних напружень розтягу у відповідності з дослідженнями [49] визначається за формулою:

$$V_0 \leq \frac{f_{tq} h L}{v}, \quad (2.22)$$

де h – товщина стіни; L – довжина ділянки стіни, що підсилюється; v – коефіцієнт нерівномірності дотичних напружень в перерізі. Для прямокутних перерізів v допускається приймати 1,5; f_{tq} – розрахунковий опір розколюванню кладки, котра обчислена розрахунковою силою N , що визначається з коефіцієнтом перевантаження 0,9 за формулою:

$$f_{tq} = \sqrt{f_{xk2} (f_{xk2} + \sigma_0)}, \quad (2.22)$$

де f_{xk2} – розрахунковий опір головним напруженням розтягу; σ_0 – напруження обчислення силою N , дорівнює

$$\sigma_0 = \frac{0,9N}{Lh}. \quad (2.23)$$

Як зазначав Z. Liu [100] в діапазоні пружності поведінка кладки може бути визначена нормальною жорсткістю стику K_n та жорсткістю стику на зсув K_s .

$$\Delta F^n = -K_n \Delta U^n A_c, \quad (2.24)$$

$$\Delta F_i^s = -K_s \Delta U_i^s A_c, \quad (2.25)$$

де ΔF_n – збільшення вектору нормальної сили, ΔU_n – приріст вектору нормального зміщення, ΔF_i^s – збільшення вектору поперечної сили, ΔU_i^s – збільшення вектору зсувного зміщення, A_c – площа контакту.

Для неушкодженого стику нормальна сила розтягу

$$T_{\max} = -T A_c, \quad (2.26)$$

де T – міцність стику на розтяг.

Максимальна сила зсуву:

$$F_{\max}^s = cA_c + F^n \tan \varphi, \quad (2.27)$$

де c являє собою напруження зчеплення на поверхні стику, а φ – кут внутрішнього тертя; коли початок руйнування ідентифікується в субконтакті при розтязі або зсуві, міцність на розтяг та зчеплення приймаються рівними нулю:

$$T_{\max} = 0, \quad (2.28)$$

$$F_{\max}^s = F^n \tan \varphi. \quad (2.29)$$

У роботі [67] проаналізовано результати розрахунку на сейсмічні впливи кам'яної будівлі з несучими стінами відповідно до норм РТН-S Сербії [119] та Єврокоду 8, частина 1 [86]. Зазначено про різницю у сполученні навантажень, передбачених обома нормами, для [119] воно виглядає як:

$$\sum G_k + \sum Q_k + \sum Q_s, \quad (2.30)$$

де G_k – власна вага елементів конструкції та інші постійні навантаження; Q_k – змінне навантаження, а Q_s – навантаження від землетрусів.

А відповідна комбінація навантаження згідно з [86]:

$$\sum G_k + 0,3 \sum Q_k + \sum A_{Ed}, \quad (2.31)$$

тут A_{Ed} – навантаження від наслідків землетрусу. Спостерігається суттєва різниця у коефіцієнті безпеки для змінного навантаження (Q_k) між зазначеними нормативними документами.

Стіни будівлі були оцінені на вплив зсуву, плюс комбіноване осьове навантаження та вигин. Оскільки будівля малоповерхова, у поведінці її стін переважав зсув.

Опір зсуву стіни згідно [35] визначали з наступного рівняння

$$N_{us} = \frac{L(f_{sko} + 0,4\sigma_o)d}{\gamma_m}, \quad (2.32)$$

де f_{sko} – нормативна міцність на зсув для кладки, σ_o – мінімальне напруження стиску від дії навантаження, d – товщина стінки, γ_m – частковий запас міцності для кладки.

Рівняння (2.32) схоже на рівняння (2.2) з урахуванням (2.3) та рівняння Єврокоду 6 [86]

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} t L_c}{\gamma_m}, \quad (2.33)$$

тут f_{vk} – характеристична міцність на зсув для цегляної кладки, L_c – довжина стіни, що чинить опір зсуву, t – товщина цієї стіни, а γ_m – частковий запас міцності кладки.

Аналіз отриманих даних свідчить, що, хоча й існує значна різниця у величині сейсмічних зусиль, визначених за двома нормативними документами, в обох випадках дефіцитною є поздовжня стіна, оскільки співвідношення сейсмічної потреби зсуву та потужності (E_d/V_{rd}) перевищує 1,0. Ці результати відповідають сейсмічним характеристикам будівлі під час землетрусу в Кралево 2010 року, оскільки пошкодження зазнали лише стіни в поздовжньому напрямку.

2.3 Висновки за розділом

1. Розрахунок кам'яної кладки на дію горизонтальної сили згідно національних норм здійснюється на зріз (зсув) (із використанням розрахункового опору зрізу (зсуву) кладки f_{vd}) та на згин у відповідному напрямку (із урахуванням характеристик опору розтягу при згині за неперев'язаним перерізом f_{xk1} – з площиною зламу, паралельною горизонтальним швам, і опору розтягу при згині за перев'язаним перерізом f_{xk2} – з площиною зламу, перпендикулярною до горизонтальних швів).

2. Комбіноване, вертикальне та горизонтальне навантаження допускається враховувати шляхом застосування основних ексцентриситетів унаслідок горизонтальних навантажень e_{hi} або e_{hm} при розрахунку коефіцієнта зменшення міцності Φ або за допомогою застосування підвищеного розрахункового опору кам'яної кладки розтягу при згині в площині, паралельній горизонтальному шву (за неперев'язаним перерізом).

3. При аналізі причин виникнення діагональної тріщини в центрі зразка при сейсмічних впливах дослідниками було розглянуто такі можливі причини

виникнення першої тріщини у кладці: від граничних нормальних напружень; від несприятливої комбінації головних напружень; при досягненні граничних деформацій розтягу; при перевищенні дотичних напружень вздовж швів опору зрізу, що визначається формулою Кулону.

4. На теперішній час відсутня методика розрахунку кам'яних конструкцій при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил, котра базувалася б на загальній теоретичній основі.

5. В Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» запропоновано варіаційний метод у теорії пластичності у якості основи для розрахунку цегляної кладки при діагональному розколюванні.

РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ДІАГОНАЛЬНОМУ РОЗКОЛЮВАННІ ВАРІАЦІЙНИМ МЕТОДОМ У ТЕОРІЇ ПЛАСТИЧНОСТІ

3.1 Варіаційний метод теорії пластичності в розрахунках кам'яної кладки

У теоретичному дослідженні головних закономірностей міцності кам'яної кладки виділення її емпіричних властивостей має своє продовження. Врахування останніх є необхідним для вивчення роботи кам'яної конструкції та визначення загальних шляхів її вдосконалення. Емпіричні вирази отримуються в умовах певної конкретної ситуації. Тому різні показники та величини відповідають окремому випадку дослідження. У розв'язанні задач міцності кам'яної кладки не достатньо користуватися лише емпіричними залежностями. Так зі зміною умов взаємодії сил у конструкції відповідно змінюються й емпіричні вирази. Для отримання більших можливостей у виявленні узагальнених властивостей та зв'язків у об'єкті дослідження слід опрацювати теоретичну основу методики розрахунків. Теорія визначає постановку задач та інтерпретацію результатів експериментів.

Важливо зазначити, що ефективність моделей та методів дослідження міцності оцінюється цільовою спрямованістю, загальністю, повнотою експериментальної перевірки й узгодженням між точністю та простотою. Водночас зручність використання методу залежить від наочності та простоти у розумінні та необхідних обчисленнях.

Сьогодні достатньо поширеним на практиці проектування конструкцій та їх елементів є варіаційний метод теорії пластичності [41, 42]. Він є одним із дієвих інженерних методів розрахунку, який не вимагає використання складних та громіздких обчислювальних технологій. Варіаційний метод достатньо перевірений у дослідженні роботи бетонних і залізобетонних елементів та конструкцій [48, 53, 77, 78, 79, 116, 117, 131]. Використання варіаційного методу теорії пластичності у вирішенні задач міцності кам'яних елементів та

конструкцій є доцільним в умовах їх неодноосних неоднорідних напружено-деформований станів.

Варто підкреслити, що цей метод є достатньо загальним і це відкриває можливості вирішення різних задач міцності. Він також має прийнятну точність обчислення граничного навантаження елементів. Водночас перевагою варіаційного методу у теорії пластичності є порівняна простота і доступність для опанування.

У цьому кінематичному методі розглядаються деформації, які пов'язані з швидкостями руху окремих частин тіл досліджуваних елементів чи конструкцій. Загальновідомо, що існують верхня та нижня границі несучої здатності кам'яної кладки. У разі використання верхньої границі варіюються деформації частин тіл. Відповідно, для нижньої границі слід змінювати напруження у об'єкті дослідження. Максимальне наближення до реального напружено-деформованого стану отримується шляхом дослідження функціоналу J на стаціонарний стан.

Розв'язувати задачу із врахуванням одночасно верхньої та нижньої оцінок міцності тіла достатньо складно. З метою деякого спрощення будемо спиратися тільки на верхню оцінку міцності у процесі пошуку мінімального значення граничного навантаження кам'яного елемента [15, 118]. Відповідно, цей розрахунок деякою мірою є наближеним [44].

У варіаційному методі розглядаються всі можливі кінематичні схеми руйнування об'єкта дослідження. Потрібно знайти таку, що характеризує руйнування за мінімального навантаження на елемент із деякими значеннями змінних величин: k – відношення швидкостей руху складових частин деформованого тіла та tgy – тангенсу кута нахилу площини руйнування до вертикалі. За критерій руйнування елемента приймається значення мінімуму потужності пластичних деформацій на поверхні руйнування.

Для кам'яної кладки в стадії руйнування використовується модель жорстко-пластичного тіла.

Існують різні шляхи в обчисленнях міцності елементів та конструкцій.

Вони залежать від знака і величини середнього (гідростатичного) напруження σ на характер руйнування. Відповідно, на інтервалі від міцності при трьохвісному розтязі до межі крихкого руйнування, де переважають напруження розтягу, відбувається крихке руйнування за макротріщиною відриву. Тут задовільні результати може давати механіка крихкого руйнування. За незначних стискуючих напружень маємо «псевдопластичне» руйнування, що супроводжується збільшенням об'єму (дилатансією). В умовах значних стискуючих напружень дилатансія відсутня і реалізується ідеально пластичне руйнування. На цьому інтервалі може бути застосована теорія ідеальної пластичності.

Загальновідомо, що кам'яні конструкції працюють в основному на стиск. Тому головне практичне значення для них відіграє «псевдопластичне» руйнування.

Сьогодні популярною в розрахунках міцності є деформаційна модель. Однак виникають питання щодо до точності опису низхідної гілки діаграми механічного стану навіть для бетону. Екстремальний критерій міцності в моделі залежить від обчислення похідних функції параметру навантаження. Відповідно, точність має бути достатньою, бо вона впливає на чисельне диференціювання.

У експериментах виявляється складна залежність форми низхідної гілки від гідростатичного напруження σ . Зі збільшенням останнього в області стиску вона має менш круту форму і наближається до паралельного положення відносно осі деформацій – значення напружень мало відхиляються від максимального. На інтервалі пластичного руйнування низхідна гілка замінюється ділянкою, що характерна для стану ідеальної пластичності.

Ділянку залежності «напруження – деформації» біля максимуму можливо замінити ділянкою умовної текучості. Це вказує на можливість застосування умови ідеальної пластичності й простої моделі жорстко-пластичного тіла для визначення граничного навантаження кам'яних елементів в умовах складних напружено-деформованих станів. Але при цьому потрібно звернути увагу на такі умови: довжина ділянок умовної пластичності є обмеженою; співвідношення

пружних і непружних деформацій на довжині цих ділянок; можливість завищення граничного навантаження в зв'язку з перевищенням напружень на цих ділянках, що є максимальними, над середніми дійсними напруженнями в небезпечній зоні елементів.

Велика кількість експериментальних даних [54 – 58] підтверджує можливість застосування до кам'яних матеріалів (до яких відноситься і цегляна кладка) якості ідеальної пластичності. Звичайно, ця можливість обмежена.

Відповідно до теорії ідеальної пластичності та її найпростішої моделі жорстко-пластичного тіла за умови складних нерівномірних напружено-деформованих станах перед граничним пластичним станом тіла виникають пластичні деформації в найбільш деформованій і напруженій його області. Вона розділяє тіло конструкції на окремі частини. Пластичний стан системи залежить від умови пластичності. Це зв'язок між граничними напруженнями в області пластичних деформацій. В стані пластичного руйнування тіло конструкції представляється кінематичним механізмом. Його жорсткі частини відокремлюються областю пластичних деформацій і рухаються завдяки їх локалізації. Поширення пластичних деформацій в тілі конструкції до моменту досягнення граничного навантаження відбувається в кінцевому інтервалі їх величини. Довжина останнього буває різною і визначається особливостями задачі. Ця довжина залежить від форми тіла, граничних умов та інших чинників, які впливають на розповсюдження пластичних деформацій.

Формування кінематичних механізмів у псевдопластичних тілах як правило пов'язане з утворенням шару локалізації необоротних деформацій в тілі конструкції, який також називається поверхнею зсуву. Поверхні зсуву застосовуються для обґрунтування поверхонь розриву швидкостей. Останні відомі в теорії пластичності та допомагають порівняно просто отримати розв'язки задач міцності.

Важливий момент для прояснення суті кінематичного механізму полягає в тому в тому, що необоротні деформації локалізуються на поверхні зсуву, а пружні – в розділених цим шаром частинах тіла. Останні не мають абсолютної

жорсткості, вони більше пружні, і в них акумульована значна енергія пружних деформацій.

В процесі зміни кінематичного механізму в межах умовної ділянки текучості зовнішні сили діють на необоротних деформаціях більш піддатливого шару. В більш жорстких пружних частинах деформації залишаються умовно постійними, зберігаючи незмінною акумульовану енергію. Тому в межах площадок умовної текучості пружні деформації частин кінематичного механізму є урівноваженими з непружними. Вони не суттєво впливають на опір навантаженню, що визначається опором локальних зон пластичності. Отже, виникає можливість для застосування моделі жорстко-пластичного тіла [80].

У випадку вільного поширення непружних областей в тілі їх розміри окреслюються поверхнею руйнування. Ці розміри наперед невідомі і визначаються із розрахунку граничного навантаження. Перевищення граничних над середніми дійсними напруженнями в області руйнування тіла суттєво компенсується зменшенням розмірів непружних областей. Тоді граничне навантаження не буде значно перевищеним [83].

Сутність деформування різних частин області руйнування, що властива неоднорідним напружено-деформованим станам, стримує збільшення максимальних деформацій. Цим пояснюється жорстке навантаження максимально деформованих і мінімально міцних частин. Відповідно стримується руйнування останніх завдяки перерозподілу напружень на більш міцні або менш навантажені ділянки. Тому зростає ймовірність одночасного виникнення граничного стану на всіх різнонапружених і різноміцних ділянках області руйнування тіла конструкції. Звідси збільшуються можливості використання моделі ідеально пластичного тіла.

Умова міцності кам'яної кладки [10] відповідає механічній теорії, яка описує макроскопічну поведінку твердого тіла і припускає деяку ідеалізацію. В цьому випадку приймається, що руйнування тіла залежить тільки від напруженого і деформованого станів.

Умова міцності Баландіна – Генієва в системі « $T - \sigma$ » записується як:

$$F(\sigma_{ij}) = T^2 + m\sigma - T_{sh}^2 = 0, \quad (3.1)$$

де $m = f_d - f_t$; $T_{sh}^2 = f_d f_t / 3$; f_d – розрахунковий опір кладки стиску, f_t – розрахунковий опір кладки осьовому розтягу; T – інтенсивність дотичних напружень

$$T^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1), \quad (3.2)$$

σ – середнє напруження

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}. \quad (3.3)$$

Можливість миттєвого існування умови пластичності по всій області граничного стану кладки є якісним критерієм застосування теорії пластичності до кам'яних елементів та конструкцій. За цієї умови тіло перетворюється в кінематичний механізм. Обґрунтування якісного критерію можливості використання теорії пластичності до обчислення міцності залізобетонних конструкцій за умов крихкого руйнування описано в [16, 44, 47, 81, 82, 84, 106, 118].

Залежність швидкостей деформацій від напружень виражається відповідно до асоційованого закону плинності:

$$\xi_{ij} = \lambda \partial F / \partial \sigma_{ij}, \quad (3.4)$$

де $\lambda = \xi / m$, ξ – швидкість деформацій.

У варіаційному методі задачі міцності залізобетонних та кам'яних елементів розв'язуються шляхом використання розривних функцій швидкостей.

Побудова функціонала спирається на асоційований закон плинності (3.4) та умову міцності Баландіна-Генієва [11].

Функціонал варіаційного методу для кам'яного тіла в умовах плоского напруженого стану має вигляд:

$$J = \int_{S_t} m \left[2B \sqrt{1 + \frac{1}{4} \left(\frac{\Delta V_t}{\Delta V_n} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_n ds - \int f_i^* V_i ds_f, \quad (3.5)$$

де $B^2 = (1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3$; $\chi = \frac{f_t}{f_d}$; 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.

Роботу елементів підсилення можна врахувати як роботу зовнішнього навантаження. Для непереармованих елементів момент руйнування кладки супроводжується граничним станом арматури. Потужність пластичного деформування арматури W_s вираховується як функція від ΔV_n і ΔV_t .

Для відповідного випадку руйнування приймається кінематична схема. Моделюється траєкторія поверхні руйнування, котра розділяє суцільний елемент на окремі частини. Останні вважаються абсолютно жорсткими і у стадії руйнування переміщуються із певними швидкостями. До уваги приймається геометричний параметр γ_i , який визначає поверхню руйнування і швидкості V_j руху частини тіла.

На поверхні руйнування знаходяться стрибки нормальної V_n і дотичної V_t до поверхні S_l складових швидкості, що виражаються через параметри γ_i і V_j . Наступний крок – побудова функціоналу (3.5), що є додатним на дійсному НДС і набуває мінімального значення, котре дорівнює 0.

Через параметри γ_i і відношення швидкостей $k_j = V_j / V_P$ записується вираз для підрахунку граничного навантаження P_u , де V_P – швидкість точки прикладання зовнішнього навантаження. Наступний крок – із умови $P_u(g_i, k_i) = \min$ знаходяться невідомі значення γ_i і k_j та обчислюється граничне навантаження.

3.2 Розрахунок міцності кам'яного елемента при діагональному розколюванні (загальний випадок)

Аналізуючи експериментальні дослідження цегляної кладки на перекіс, котрий можна розглядати в якості моделювання роботи цегляних простінків при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сейсмічних сил, слід зазначити, що

характерним варіантом руйнування являється діагональний зсув відповідно до класифікації (тріщина може бути ступінчастою – розповсюджується лише по вертикальним і горизонтальним розчинним швам або прямолінійною – перетинає як шви так і камінь). Також спостерігається місцеве роздроблення кладки біля вантажних башмаків.

В теоретичній моделі (рис. 3.1) в стадії руйнування простінок розділяється на чотири жорсткі диски: два клини під вантажною площадкою (в загальному випадку клини мають бути нерівносторонніми) і два жорсткі диски, окреслені зсувними ділянками клинів і площиною розколювання, котра з'єднує вершини клинів.

Клини рухаються назустріч один одному, два інших жорстких диски віддаляються один від одного в напрямку, перпендикулярному площині розколювання. В задачі чотири невідомих: два кути нахилу ділянок зсуву клинів до вертикалі γ_1 та γ_2 , відношення швидкостей руху жорстких дисків k та граничне навантаження P_{1u} .

Фронтальна проекція зразка має форму прямокутника, тобто $L \neq H$, навантаження прикладене нерівномірно через площадки $a_1 \neq a_2$. Кути $\gamma_1 \neq \gamma_2$.

Розглянемо розв'язок задачі міцності зразка:

1) спочатку знаходяться стрибки швидкостей на ділянках поверхні руйнування AC , BC , CC_1 (рис. 3.2), а також розміри цих ділянок:

- для ділянок AC та BC розриви швидкостей обчислюються як:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_{n1} &= V_1 \cos \gamma_1 - V_2 \sin \gamma_1 \\ \Delta V_{t1} &= V_1 \sin \gamma_1 + V_2 \cos \gamma_1 \\ \Delta V_{n2} &= V_1 \cos \gamma_2 - V_2 \sin \gamma_2 \\ \Delta V_{t2} &= V_1 \sin \gamma_2 + V_2 \cos \gamma_2 \end{aligned} \right\}, \quad (3.6)$$

тут γ_1 та γ_2 – кути між ділянками руйнування AC та BC та вертикальною площиною (невідомі параметри);

- площа поверхонь ділянок AC та BC дорівнює:

$$S_{AC} = \frac{a_1 \sin \alpha_1}{\sin \gamma_1} b, \quad (3.7)$$

$$S_{BC} = \frac{a_2 \sin \alpha_2}{\sin \gamma_2} b.$$

де b – товщина зразка;

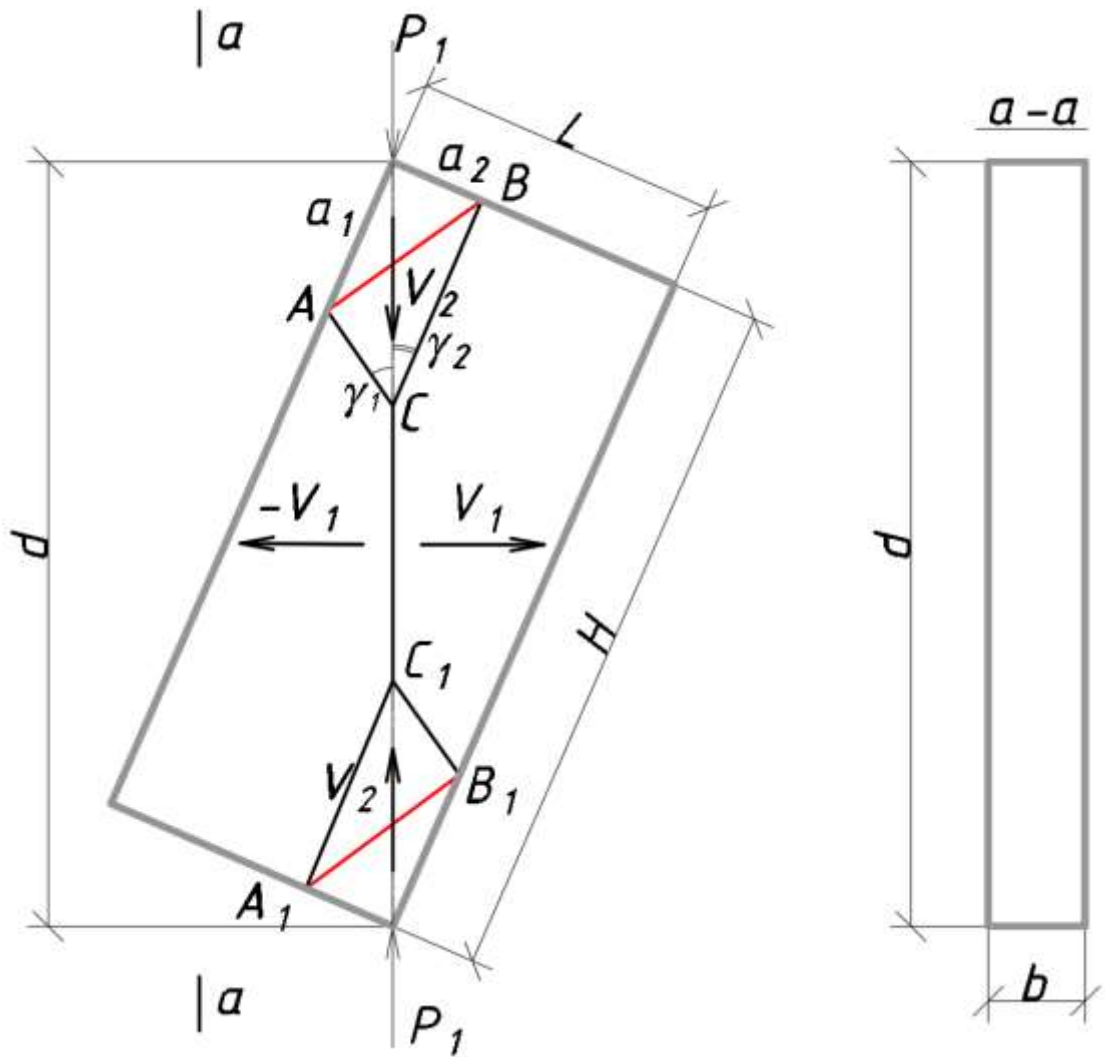


Рисунок 3.1 – Кінематична схема руйнування зразка у випадку діагонального розколювання

$$\sin \alpha_1 = \frac{\operatorname{tg} \alpha_1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha_1}};$$

$$\sin \alpha_2 = \frac{\operatorname{tg} \alpha_2}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha_2}};$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{L}{H};$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{H}{L}.$$

- для ділянки CC_1 розрив швидкостей обчислюється як:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_n &= 2V_1 \\ \Delta V_t &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

а площа поверхні ділянки CC_1 дорівнює:

$$S_{CC_1} = \frac{H}{\cos \alpha_1} - 2a_1 \left(\cos \alpha_1 + \frac{\sin \alpha_1}{\operatorname{tg} \gamma_1} \right); \quad (3.9)$$

2) записується функціонал методу, котрий включає чотири складові

$$J = W_1 + W_2 - W_3 - W_4 = 0; \quad (3.10)$$

– потужність пластичної деформації цегляної кладки W_1 на площадці AC (потужність пластичної деформації на бічних гранях клину ущільнення записується відповідно до першого компонента формули (3.5)

$$m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_{t1}}{\Delta V_{n1}} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_{n1} S_{AC}, \quad (3.11)$$

– потужність пластичної деформації цегляної кладки W_2 на площадці BC (аналогічно до W_1)

$$m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_{t2}}{\Delta V_{n2}} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_{n2} S_{BC}, \quad (3.12)$$

– потужність зовнішніх сил на заданих швидкостях на площадках CC_1 і AB (ділянка CC_1 на поверхні руйнування приймається за головну, на якій діють граничні напруження розтягу, остання складова описує дію зовнішніх сил на ділянці AB) – W_3 та W_4

$$2f_t V_1 S_{CC_1} - f_{loc} V_2 S_{AB}, \quad (3.13)$$

тут $S_{AB} = b \sqrt{a_1^2 + a_2^2}$.

Послідовно виконаємо перетворення складових виразу.

Ділянка AC :

$$m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_{t1}}{\Delta V_{n1}} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_{n1} S_{AC} = m \left[2B \sqrt{(k - tg\gamma_1)^2 + 0,25(ktg\gamma_1 + 1)} - (k - tg\gamma_1) \right] \frac{ba_1 \sin \alpha_1}{tg\gamma_1}.$$

Ділянка CB :

$$m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_{t2}}{\Delta V_{n2}} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_{n2} S_{CB} = m \left[2B \sqrt{(k - tg\gamma_2)^2 + 0,25(ktg\gamma_2 + 1)} - (k - tg\gamma_2) \right] \frac{ba_2 \sin \alpha_2}{tg\gamma_2}.$$

Ділянка CC_1 :

$$\frac{2f_t S_{CC_1}}{2} V_1 = f_t b k \left(\frac{H}{\cos \alpha_1} - 2 \left(a_1 \cos \alpha_1 + \frac{a_1 \sin \alpha_1}{tg\gamma_1} \right) \right) = f_t b k \left(\frac{H}{\cos \alpha_1} - 2a_1 \left(\cos \alpha_1 + \frac{\sin \alpha_1}{tg\gamma_1} \right) \right).$$

Ділянка AB :

$$f_{loc} V_2 S_{AB} = f_{loc} V_2 b \sqrt{a_1^2 + a_2^2}.$$

Після підстановки складових у функціонал (3.5), та враховуючи його рівність нулю, отримано формулу для визначення граничного навантаження у функції від невідомих параметрів

$$\frac{P_{1u}}{mb \sqrt{a_1^2 + a_2^2}} = R_1 + R_2 + \frac{\left\{ \frac{f_t}{m} k \left(\frac{H}{\cos \alpha_1} - 2a_1 \left(\cos \alpha_1 + \frac{\sin \alpha_1}{tg\gamma_1} \right) \right) \right\}}{\sqrt{a_1^2 + a_2^2}} \quad (3.14)$$

де:

$$R_1 = \left[2B \sqrt{(k - tg\gamma_1)^2 + 0,25(ktg\gamma_1 + 1)} - (k - tg\gamma_1) \right] \frac{a_1 \sin \alpha_1}{tg\gamma_1 \sqrt{a_1^2 + a_2^2}},$$

$$R_2 = \left[2B \sqrt{(k - tg\gamma_2)^2 + 0,25(ktg\gamma_2 + 1)} - (k - tg\gamma_2) \right] \frac{a_2 \sin \alpha_2}{tg\gamma_2 \sqrt{a_1^2 + a_2^2}}.$$

$$P_{1u} = f_{loc} S_{AB}.$$

Для визначення залежності між невідомими кутами нахилу площадок руйнування до вертикалі γ_1 та γ_2 використаємо рівняння (див. рис. 3.3):

$$d_1 + d_2 = d_3 + d_4.$$

Відповідно до цього, підставляючи відомі величини отримаємо рівність:

$$a_1 \cos \alpha_1 + \frac{a_1 \sin \alpha_1}{\operatorname{tg} \gamma_1} = a_2 \cos \alpha_2 + \frac{a_2 \sin \alpha_2}{\operatorname{tg} \gamma_2}.$$

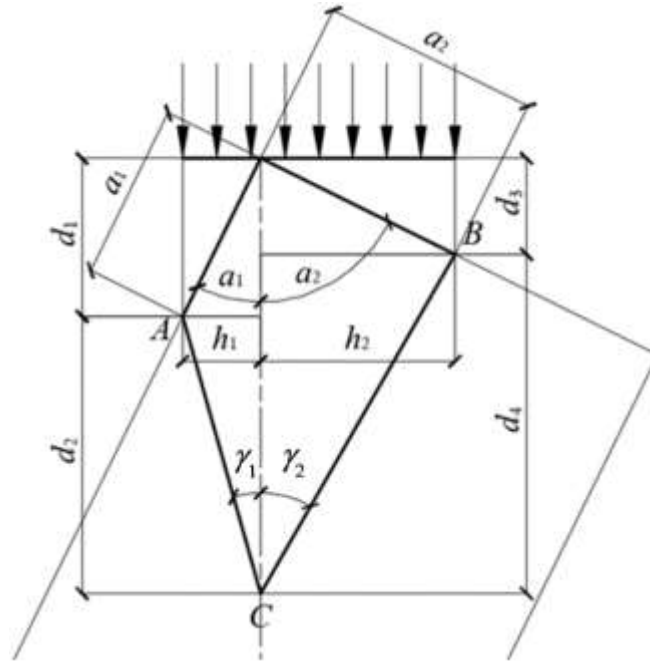


Рисунок 3.2 – До визначення співвідношення між кутами нахилу клину розколювання

Звідси

$$\frac{a_1 \sin \alpha_1}{\operatorname{tg} \gamma_1} = a_2 \cos \alpha_2 - a_1 \cos \alpha_1 + \frac{a_2 \sin \alpha_2}{\operatorname{tg} \gamma_2}.$$

Після перетворень і скорочень отримаємо:

$$\frac{1}{\operatorname{tg} \gamma_1} = \frac{k_1 \operatorname{tg} \alpha_1 \operatorname{tg} \gamma_2 - \operatorname{tg} \gamma_2 + k_1}{\operatorname{tg} \alpha_1 \operatorname{tg} \gamma_2},$$

або

$$\operatorname{tg} \gamma_1 = \frac{\operatorname{tg} \alpha_1 \operatorname{tg} \gamma_2}{k_1 \operatorname{tg} \alpha_1 \operatorname{tg} \gamma_2 - \operatorname{tg} \gamma_2 + k_1}, \quad k_1 = \frac{a_2}{a_1}. \quad (3.15)$$

3.3 Реалізація розрахунку міцності цегляної кладки засобами MS Excel

У користувацькому сегменті програмного забезпечення наявні декілька

операційних систем (ОС). Найбільш розповсюджені серед них Windows, MacOS і Linux. Розглянемо розрахунок міцності цегляного простінка при діагональному розколюванні у середовищах перших двох, що дозволять охопити значну кількість користувачів і зробить розрахунок більш зрозумілим для широкого загалу.

Надбудова «Solver»

«Solver» – це надбудова (an add-in) для Microsoft Excel [61, 85, 134], яку можна використовувати у якості компонента комп'ютерної технології при розв'язанні задачі міцності варіаційним методом. «Solver» знаходить мінімум функції у цільовій клітині таблиці MS Excel [63, 66]. У процесі обчислень ураховуються обмеження на отримані значення в інших клітинах з формулами в таблиці. Надбудова працює з групою клітин таблиці, котрі мають назву клітини змінних рішення. Останні використовуються в розрахунку формул цільових клітин та клітин обмеження [65]. Надбудова «Solver» змінює значення в клітинах змінних рішення відповідно до меж клітин обмеження і виводить потрібний результат у цільовій клітині. Розв'язується задача нелінійним способом узагальненого знижуючого градієнта (УЗГ), що використовується для гладких нелінійних задач [68, 70].

Модель нелінійного програмування є загальною задачею оптимального програмування з вимогами до цільової функції $P_i(k_i, g_j)$ та допустимої області: $f(f_d, f_i, L, H, b, a_1, a_2) \leq P_i(k_i, g_j) = \min, i = 1, 2, \dots, m, m$ – кількість ітерацій, $k_i, g_j, f_d, f_i, L, H, b, a_1, a_2 > 0$.

Для задач нелінійного програмування немає універсального методу рішення (аналогічно симплексному методу). Є ряд методів розв'язання задач НЛП [28]. У MS Excel реалізовано метод невизначених множників Лагранжа [95]. Тут розв'язується задача безумовної оптимізації градієнтним методом [72, 88].

Існуючі методи дають можливість знаходити тільки локальні мінімуми (крім випадків, коли функції мають відповідні властивості опуклості й увігнутості). В області значень цільова функція може мати декілька мінімумів.

Тому ця область розбивається на ряд частин і в кожній із них визначається свій мінімум. З усіх локальних мінімумів визначається глобальний.

Для активації надбудови «Solver» у табличному процесорі MS Excel у ОС Windows необхідно перейти до розділу меню «Файл», а потім до «Параметри» :



Рисунок 3.3 – Місцезнаходження функціональної кнопки «Параметри» у ОС Windows

У вікні «Параметри Excel» необхідно обрати «Надбудови», а потім натиснути кнопку «Перейти».

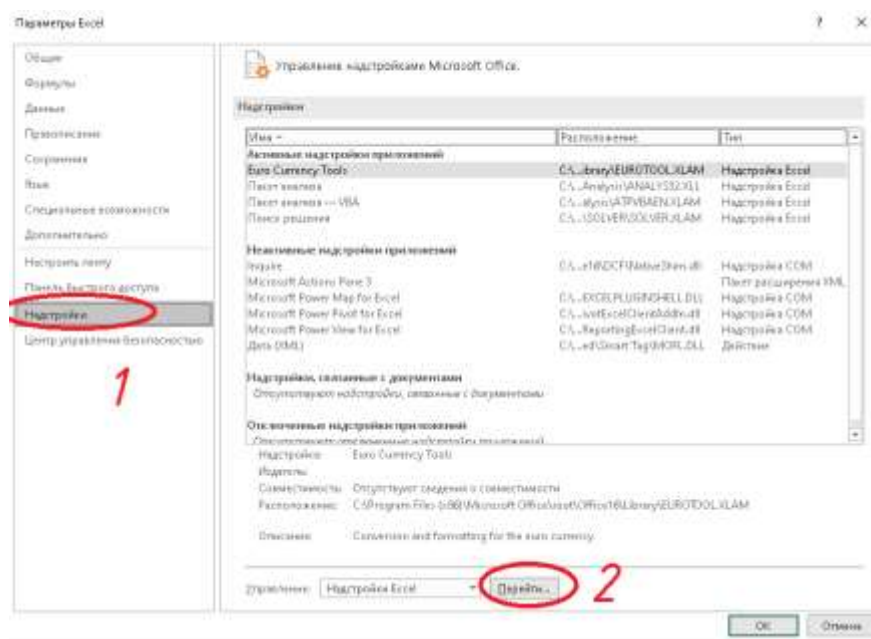


Рисунок 3.4 – Зміна параметрів MS Excel для ввімкнення надбудови «Пошук рішення» у ОС Windows

У вікні, що відкрилося, потрібно ввімкнути всі наявні надбудови та натиснути кнопку «ОК»:

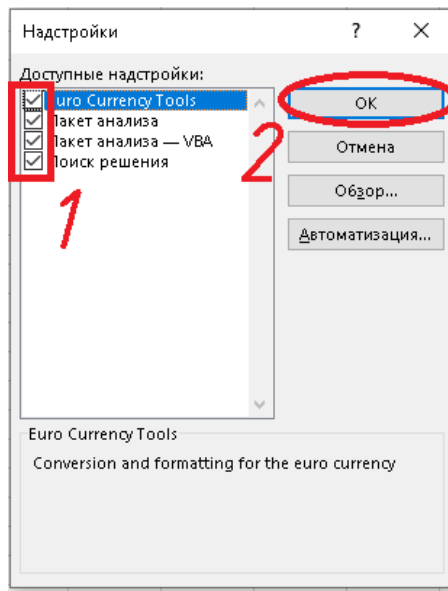


Рисунок 3.5 – Надбудови, які необхідно ввімкнути

Після цього у меню-барі MS Excel у вкладці «Дані» з'явиться функціональна кнопка «Пошук рішення», на яку необхідно натиснути:



Рисунок 3.6 – Місцезнаходження кнопки «Пошук рішення» у ОС Windows

Процес включення надбудови «Пошук рішення» у табличному процесорі MS Excel у ОС MacOS набагато простіший, ніж у ОС Windows. Для ввімкнення надбудови необхідно перейти до розділу меню «Дані», де обрати «Інструменти аналізу»:

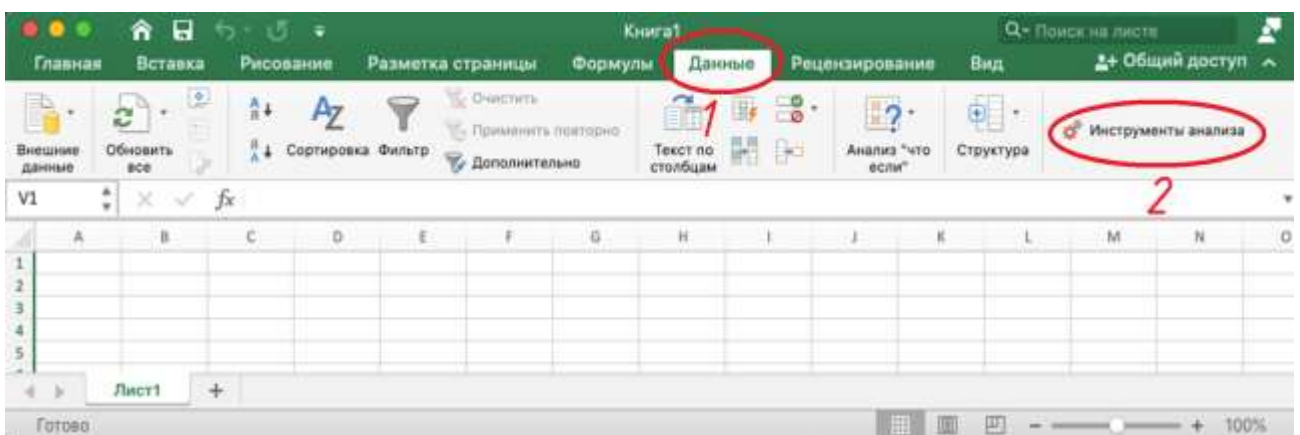


Рисунок 3.7 – Місцезнаходження функціональної кнопки «Параметри» у MacOS

У вікні «Надбудови» необхідно вибрати «Пакет інструментів аналізу» та «SolverAdd-In» і натиснути «OK».

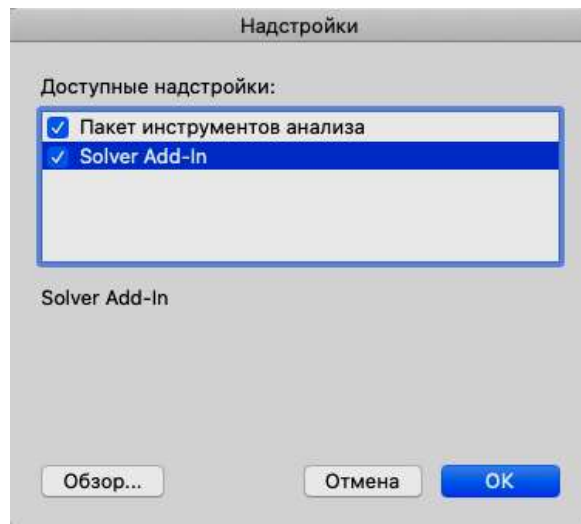


Рисунок 3.8 – Місцезнаходження вмикача «Solver»

Після цього у розділі меню «Дані» поруч з «Інструменти аналізу» з'являться «Аналіз даних» та «Пошук рішення»:

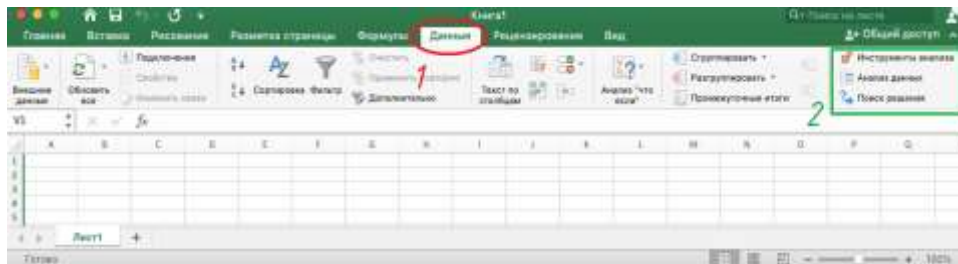


Рисунок 3.9 – Місцезнаходження кнопки «Пошук рішення» у MacOS

Подальше використання надбудов «Solver» або «Пошук рішення» аналогічне на обох операційних системах. Для виклику надбудови потрібно клікнути на необхідну кнопку у розділі меню «Дані».

У вікні «Параметри пошуку рішення», що відкрилося, необхідно ввести абсолютну адресу клітинки в таблиці MS Excel, значення якої потрібно мінімізувати – цільову функцію. Наприклад, $\$D\49 . А також встановити необхідний вибір операції мінімізації серед можливих варіантів пошуку рішення:

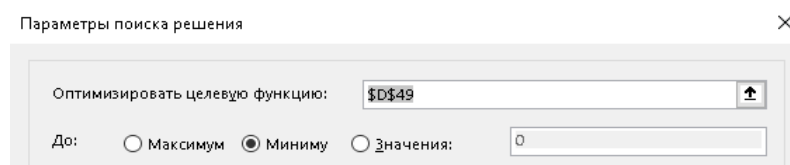


Рисунок 3.10 – Вибір функції для оптимізації

Цільова клітинка повинна містити формулу, котра для загального випадку розрахунку має вигляд відповідно до (3.14).

Після цього необхідно задати абсолютні адреси клітинок таблиці зі значеннями змінних рівняння (рис. 3.11). Наприклад, у клітинці B43 задаємо адресу шуканого значення k (відношення швидкостей руху дисків на кінематичній схемі), а у клітинках C43 і D43 задаємо адреси шуканих значень γ_1 – кута між площиною AB поверхні руйнування і вертикальною площиною симетрії зразка та γ_2 – кута між площиною BC поверхні руйнування і вертикальною площиною симетрії зразка.



Рисунок 3.11 – Клітини зі значеннями змінних

Розв'язків залежності (3.14) може бути декілька, в тому числі з від'ємними значеннями. Тому вводяться обмеження на значення параметрів варіювання та окремих складових цільової функції. Для кутів між площадками AB та BC і вертикальною площиною симетрії зразка встановлюємо обмеження $tg\gamma_1 > 0$, $k - tg\gamma_1 > 0$, $tg\gamma_2 > 0$, $k - tg\gamma_2 > 0$, також $k > 0$ (рис. 3.12).



Рисунок 3.12 – Встановлення обмежень

Процес запуску пошуку рішення активується кнопкою «Знайти рішення» (рис. 3.13).

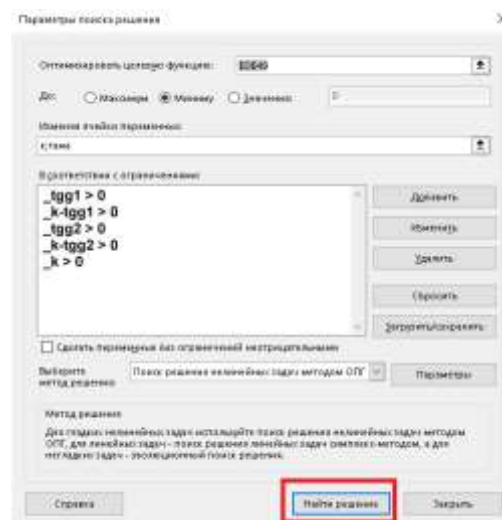


Рисунок 3.13 – Оптимізація цільової функції

Після відпрацювання команди MS Excel заносить шукані значення змінних до клітинок, вказаних на рис. 3.14.

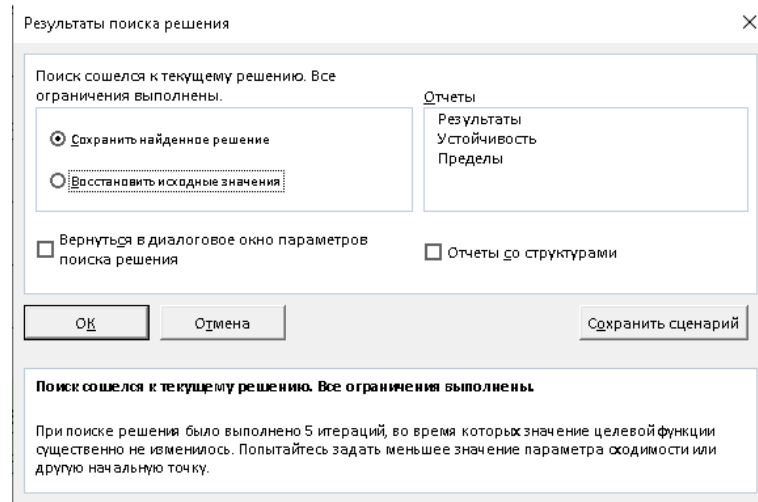


Рисунок 3.14 – Вікно результату вдиалого виконання пошуку рішення

В якості початкових даних було прийнято характеристики міцності кладки: опір стиску $f_d = 2,5$ МПа та опір розтягу $f_t = 0,26$ МПа. Для розрахунку потрібно також задавати геометричні параметри досліджуваних зразків: $L = 1060$ мм, $H = 950$ мм, $b = 250$ мм. Обчислюємо довжину діагоналі його фронтальної грані d за формулою

$$d = \sqrt{L^2 + H^2}. \quad (3.16)$$

Отримано $d = 1423$ мм. Позначення розмірів відповідають кінематичній схемі (рис. 3.1). Розміри завантажувального пристрою $a_1 = 200$ мм і $a_2 = 150$ мм.

У табл. 3.1 представлено результати знайденого «Solver» рішення, а на рис. 3.16 – зображено геометричні параметри поверхні руйнування в цьому випадку.

Таблиця 3.1

Результати розрахунків засобом «Solver»

χ	k	γ_1	γ_2	$P_u / mb\sqrt{a_1^2 + a_2^2}$
0,104	0,896	34,49°	22,76°	1,533

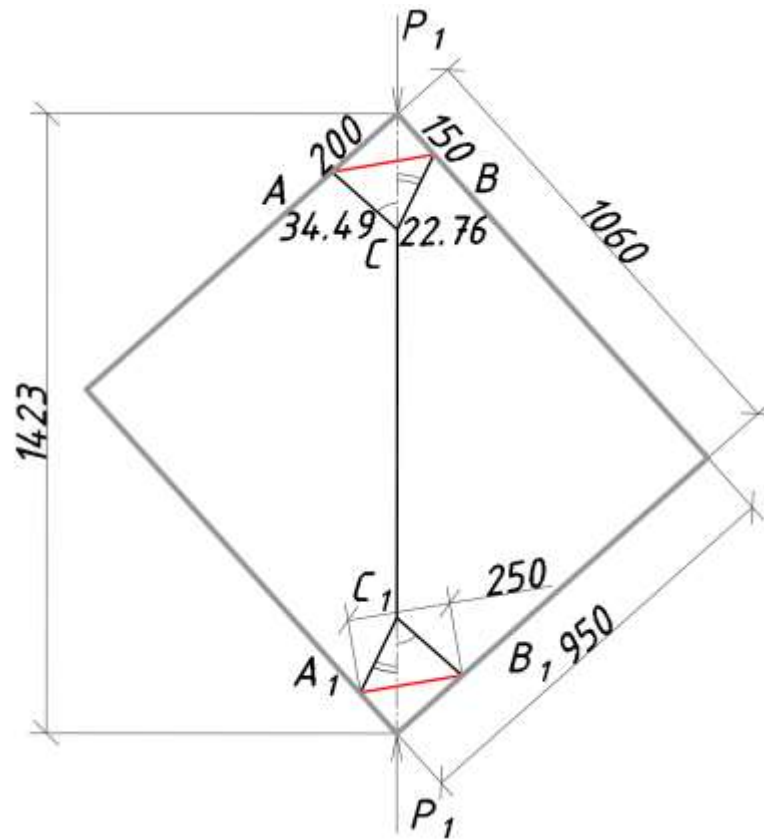


Рисунок 3.15 – Геометрія поверхні руйнування

VBA – мова програмування, що призначається для автоматизації процесів у пакеті MS Office. VBA слугує для розширення можливостей Excel новими командами та функціями. Програма у середовищі VBA використовує функцію аналітичного виразу обчислення навантаження зразка кам'яної кладки. Для пошуку мінімального значення застосовано процедуру, в якій організовано два цикли: один вкладено в інший. Перший цикл змінює значення відношення швидкостей $k=V_1/V_2$ з перевіркою значення на мінімум у встановлених межах та із заданим кроком зміни цього параметра. Другий цикл виконує аналогічну функцію зі змінними значеннями γ_1 та γ_2 . Графік функції описаної залежності являє собою поверхню додатної Гаусової кривини з мінімумом у шуканій точці. Величина кроку зміни значень параметрів γ_1 , γ_2 та k впливає одночасно на точність та час обчислень.

Розглянемо алгоритм обчислення функції P_{1u} .

Вихідні дані для обчислень в надбудові VBA отримуються із таблиці Excel. Параметри об'єднані по трьом групам: характеристики міцності кладки,

геометричні параметри зразків та геометричні параметри площадки завантаження.

Програма виконує обчислення величин, пов'язаних з характеристиками міцності (χ , m , B) та проміжних геометричних параметрів (кута α , розмірів ділянок на кінематичній схемі AB , AC , BC , CC_1 , d_1 , d_2 , d_3 , d_4 , h_1 , h_2).

Здійснюється обчислення площ граней клину ущільнення, площини розриву та ділянки завантаження, а також стрибків нормальної та дотичної складових швидкостей на ділянках поверхні руйнування.

Підраховуються потужності пластичної деформації цегляної кладки на площадках AB та AC клину ущільнення, потужність зовнішніх сил на заданих швидкостях на площадках CC_1 і AB (ділянка CC_1 приймається за головну, на якій діють граничні напруження розтягу, AB – площадка завантаження).

Перевіряються необхідні обмеження, що накладаються. Для визначення граничного навантаження $\min(P_{1u})$ застосовується ітераційний процес, який організовано в процедурі $\text{MIN_}P_{1u}$. Вхідними параметрами є ті ж величини, що і для функції P_{1u} .

Задається крок ітерацій s (наприклад $s = 0,05$), зі зменшенням значення якого точність і час обчислень підвищуються. Завдяки кроку s досягається вища точність обчислень ніж у «Solver».

Встановлюється деяке стартове значення змінної мінімуму (наприклад, $\min_P_1 = 100$).

Організовується цикл від стартових значень параметрів γ_1 , γ_2 до кінцевих, наприклад $5^0 < \gamma_1 < 50^0$ з кроком s .

Організовується цикл від стартового значення параметра k до кінцевого, наприклад $0,1 < k < 2$ з кроком s .

Обчислюється функція P_{1u} з параметрами γ_1 , γ_2 , k при заданих геометричних характеристиках й характеристиках міцності. Змінна функція отримує значення P_{1u} .

Якщо $P_{1u} < \min_P_1$, то знайдене значення мінімуму $\min P_{1u}$ виводиться в таблицю Excel.

В таблицях 3.2 та 3.3 наведено результати розрахунку зразка в двох програмах із такими параметрами: $L = 1060$ мм, $H = 1060$ мм, $b = 250$ мм, $a_1 = a_2 = 200$ мм.

Таблиця 3.2

Результати розрахунків засобом «Solver»

χ	k	γ_1	γ_2	$P_{1u} / mb\sqrt{a_1^2 + a_2^2}$
0,081	0,994	30,64°	30,64°	1,367
0,087	0,974	30,40°	30,40°	1,393
0,096	0,948	30,08°	30,08°	1,430
0,104	0,922	29,78°	29,78°	1,464
0,118	0,883	29,33°	29,33°	1,522
0,144	0,825	28,63°	28,63°	1,629
0,163	0,786	28,19°	28,19°	1,708

Таблиця 3.3

Результати розрахунків за допомогою програми, у середовищі VBA

χ	k	γ_1	γ_2	$P_{1u} / mb\sqrt{a_1^2 + a_2^2}$
0,081	0,994	30,63°	30,63°	1,367
0,087	0,974	30,40°	30,40°	1,393
0,096	0,948	30,07°	30,07°	1,430
0,104	0,922	29,78°	29,78°	1,464
0,118	0,883	29,34°	29,34°	1,522
0,144	0,825	28,62°	28,62°	1,629
0,163	0,786	28,19°	28,19°	1,708

При розрахунках прийнято незмінною величину міцності каменю $f_b = 20$ МПа, відповідно міцність кладки стискові приймається в межах 1,6 – 3,2 МПа при зміні міцності розчину від 1 до 20 МПа (табл. 3.4 – 3.6).

Рис. 3.16 ілюструє геометрію поверхні руйнування для квадратного зразка із симетричним навантаженням при $\chi=0,104$.

Таблиця 3.4

Розрахункові опори кладки на осьовий розтяг із цегли та каменів
правильної форми на осьовий розтяг

Вид напруженого стану	Міцність каменю f_b , МПа					
	20	15	10	7,5	5	3,5
Осьовий розтяг кладки f_t , МПа	0,26	0,2	0,16	0,13	0,1	0,08

На рис. 3.17 показано нелінійну зміну значення параметра γ від величини кроку ітерації, завдяки аналізу якої призначено раціональний крок ітерації в програмі.

Обчислювальний експеримент показує, що крок ітерацій $\Delta=0,03418$ середовищі програми VBA дає результат, що співпадає з «Solver» до першого знаку після коми для параметрів γ_1 та γ_2 та до другого знаку після коми для параметра P_{1u} (рис. 3.17).

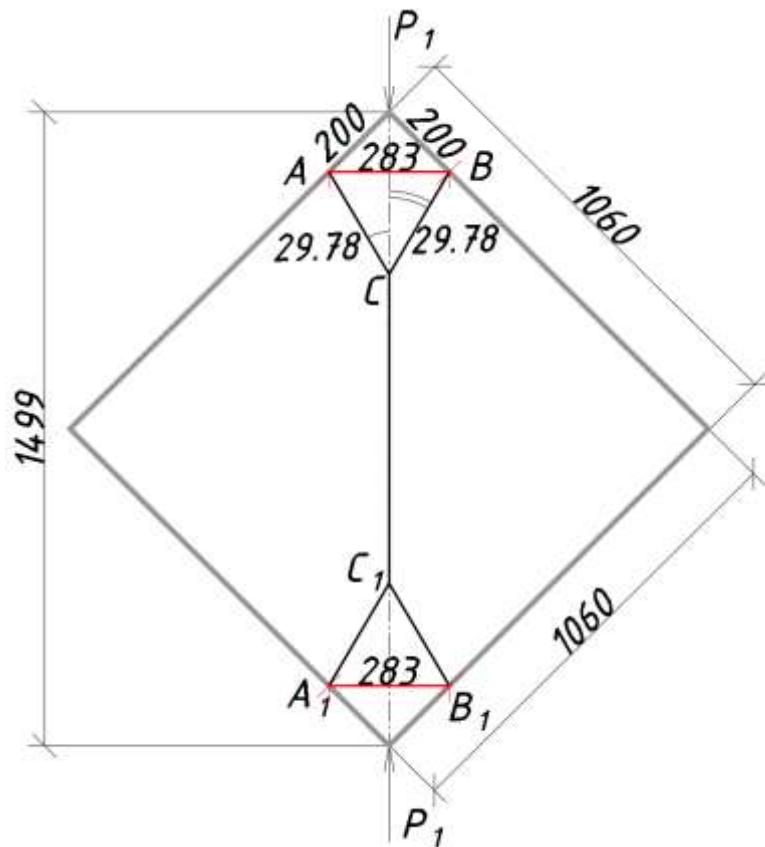


Рисунок 3.16 – Геометрія поверхні руйнування

Отже обчислювальні засоби («Solver» та програма VBA) можуть бути використаними при розрахунках міцності кам'яної кладки як альтернативні.

Таблиця 3.5

Розрахункові опори на стиск кладки із цегли всіх видів та керамічних каменів із вертикальними щілиноподібними пустотами на важких розчинах

Міцність каменя f_b , МПа	Міцність розчину f_m , МПа						
	20	15	10	7,5	5	2,5	1
20	3,2	3	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6
15	2,6	2,4	2,2	2	1,8	1,5	1,3
10	-	2	1,8	1,7	1,5	1,3	1
7,5	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9
5	-	-	-	1,1	1	0,9	0,7
3,5	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6

Таблиця 3.6

Параметр χ для кам'яної кладки із цегли всіх видів та керамічних каменів із вертикальними щілиноподібними пустотами на важких розчинах

Міцність цегли або каменя f_b , МПа	Міцність розчину f_m , МПа						
	20	15	10	7,5	5	2,5	1
20	0,081	0,087	0,096	0,104	0,118	0,144	0,163
15	0,077	0,083	0,091	0,100	0,111	0,133	0,154
10	-	0,080	0,089	0,094	0,107	0,123	0,160
7,5	-	-	0,087	0,093	0,100	0,118	0,144
5	-	-	-	0,091	0,100	0,111	0,143
3,5	-	-	-	0,089	0,100	0,114	0,133

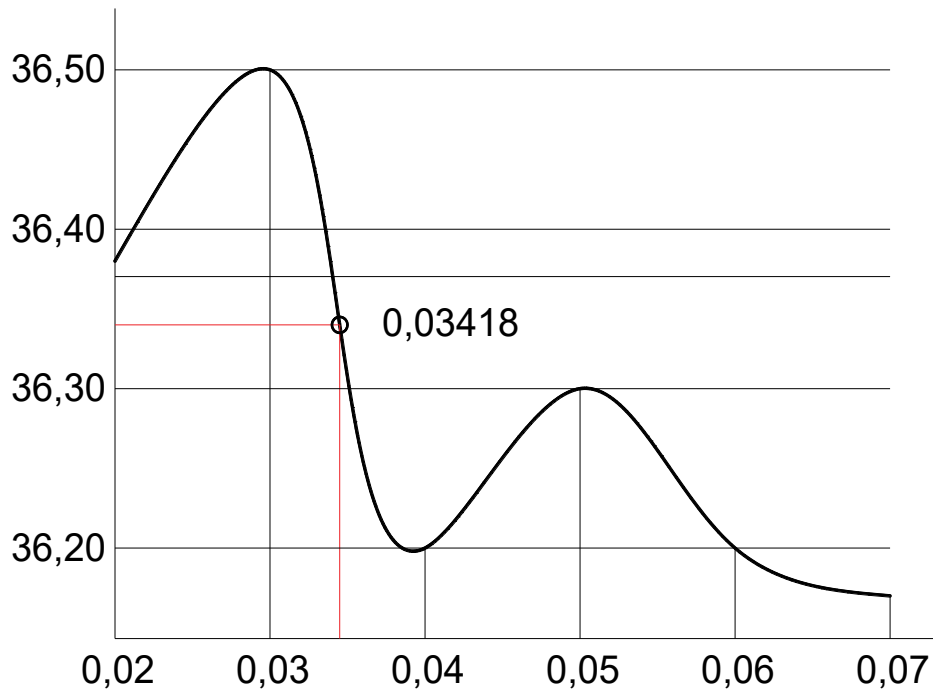


Рисунок 3.17– Зміна значення параметра y залежно від величини кроку ітерації

Аналогічні порівняльні розрахунки виконані для віброцегляного елемента. В табл. 3.7 і 3.8 представлено міцносні характеристики кладки.

В таблицях 3.9 та 3.10 наведено результати розрахунку зразка в двох програмах. При цьому прийнято незмінною величину міцності каменю $f_b = 20$ МПа, відповідно міцність кладки при стискові приймається в межах 3,3 – 4,8 МПа при зміні міцності розчину від 1 до 20 МПа.

Таблиця 3.7

Розрахункові опори на стиск віброцегляної кладки на важких розчинах

Міцність цегли f_b , МПа	Міцність розчину f_m , МПа					Осьовий розтяг кладки f_t , МПа
	20	15	10	7,5	5	
20	4,8	4,5	4	3,6	3,3	0,26
15	4	3,7	3,3	3,1	2,7	0,2
12,5	3,6	3,3	3	2,9	2,5	0,16
10	3,1	2,9	2,7	2,6	2,3	0,13
7,5	-	2,5	2,3	2,2	2	0,1

Таблиця 3.8

Параметр χ для віброцегляної кладки на важких розчинах

Міцність цегли f_b , МПа	Міцність розчину f_m , МПа				
	20	15	10	7,5	5
20	0,054	0,058	0,065	0,072	0,079
15	0,050	0,054	0,061	0,065	0,074
12,5	0,044	0,048	0,053	0,055	0,064
10	0,042	0,045	0,048	0,050	0,057
7,5	-	0,040	0,230	0,220	0,200

Таблиця 3.9

Результати розрахунків засобом «Solver»

χ	k	γ_1	γ_2	$P_{lu} / mb\sqrt{a_1^2 + a_2^2}$
0,054	1,092	31,82°	31,82°	1,352
0,058	1,079	31,65°	31,65°	1,269
0,065	1,046	31,29°	31,29°	1,299
0,072	1,020	30,98°	30,98°	1,329
0,079	1,001	30,72°	30,72°	1,359

Таблиця 3.10

Результати розрахунків за допомогою програми, у середовищі VBA

χ	k	γ_1	γ_2	$P_{lu} / mb\sqrt{a_1^2 + a_2^2}$
0,053	1,093	31,81°	31,81°	1,352
0,058	1,079	31,65°	31,65°	1,269
0,064	1,045	31,28°	31,28°	1,299
0,072	1,021	30,98°	30,98°	1,329
0,076	1,001	30,71°	30,71°	1,359

В табл. 3.11 і рис. 3.18 надано результати розрахунку щодо впливу зміни співвідношення розмірів завантажувального башмака (із середнім значенням сторони 200 мм) на міцність зразка.

Таблиця 3.11

Вплив розмірів площадки завантаження на f_{loc} при $\chi=0,104$

Розміри завантажувальних пристроїв $a_1 \times a_2$ (l_{loc})			
50×350 (353,55)	100×300 (316,23)	150×250 (291,55)	200×200 (282,84)
3,38	3,36	3,33	3,27

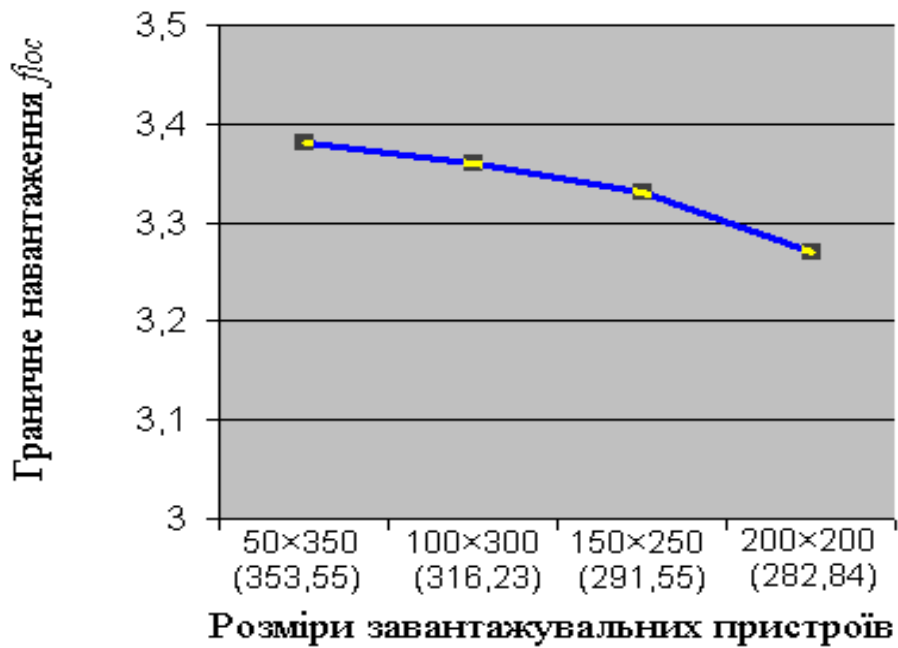


Рисунок 3.18– Графік залежності міцності від зміни співвідношення розмірів навантажувальних пристроїв

3.4 Міцність квадратного кам'яного елемента при діагональному розколюванні

У разі симетричного прикладання навантаження для квадратного елемента маємо кінематично можлива схема представлена на рис. 3.20.

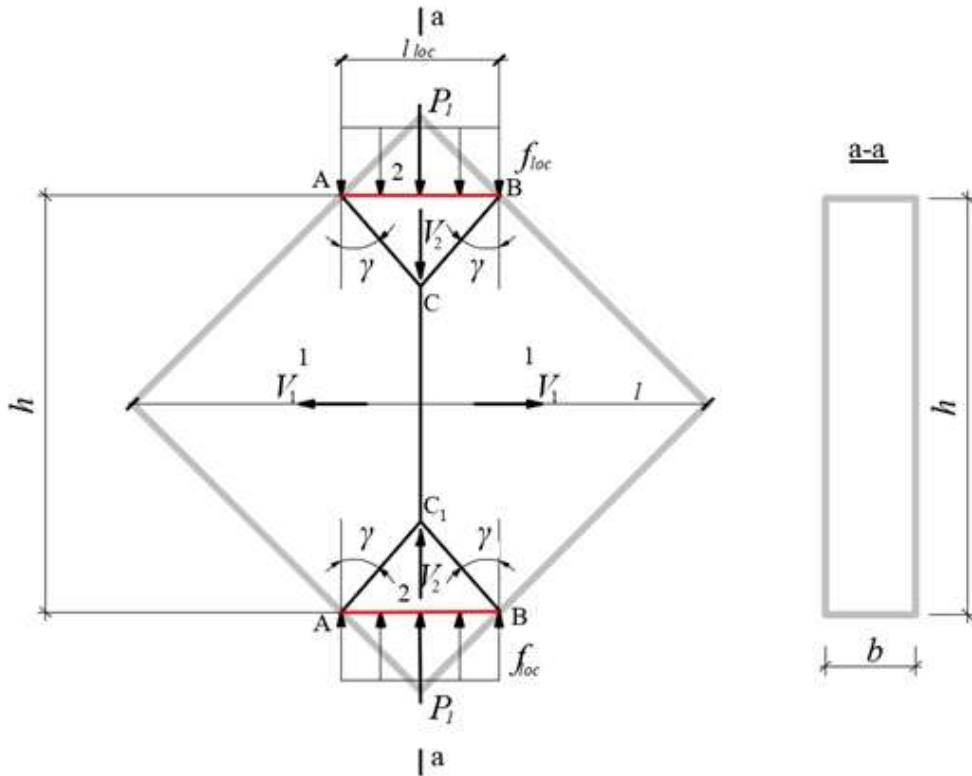


Рисунок 3.19 – Кінематична схема руйнування квадратного елемента при діагональному розколюванні

Стрибки швидкостей на ділянках поверхні руйнування AC і BC однакові і виражаються через невідомий кут γ

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_n &= V_1 \cos \gamma - V_2 \sin \gamma \\ \Delta V_t &= V_1 \sin \gamma + V_2 \cos \gamma \end{aligned} \right\}, \quad (3.17)$$

площа ділянок

$$S_{AC} = S_{BC} = \frac{l_{loc}}{2 \sin \gamma} b, \quad (3.18)$$

для ділянки CC_1 розриви швидкостей обчислюється як:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_n &= 2V_1 \\ \Delta V_t &= 0 \end{aligned} \right\}, \quad (3.19)$$

а площа поверхні ділянки CC_1 дорівнює:

$$S_{CC_1} = \left(h - \frac{l_{loc}}{2tg\gamma} \right) b. \quad (3.20)$$

Потужність пластичної деформації цегляної кладки на площадках AC та BC

$$m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{V_1 \sin \gamma + V_2 \cos \gamma}{V_1 \cos \gamma - V_2 \sin \gamma} \right)^2} - 1 \right] (V_1 \cos \gamma - V_2 \sin \gamma) \frac{l_{loc} b}{\sin \gamma},$$

потужність зовнішніх сил на заданих швидкостях на площадках CC_1, AB

$$2f_t V_1 \left(\frac{h}{2} - \frac{l_{loc}}{2tg\gamma} \right) b - f_{loc} l_{loc} b V_2.$$

Послідовно виконуємо перетворення функціоналу методу

$$J = m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{V_1 \sin \gamma + V_2 \cos \gamma}{V_1 \cos \gamma - V_2 \sin \gamma} \right)^2} - 1 \right] (V_1 \cos \gamma - V_2 \sin \gamma) \frac{l_{loc} b}{\sin \gamma} + \quad (3.21)$$

$$+ 2f_t V_1 \left(\frac{h}{2} - \frac{l_{loc}}{2tg\gamma} \right) b - f_{loc} l_{loc} b V_2 = 0;$$

Враховуючи, що $k = \frac{V_1}{V_2}$ і $\alpha = \frac{h}{l_{loc}}$, отримано значення граничного навантаження в функції від невідомих параметрів

$$\frac{P_{lu}}{mbl_{loc}} = \frac{\left[2B \sqrt{(k - tg\gamma)^2 + 0,25(ktg\gamma + 1)^2} - (k - tg\gamma) \right]}{tg\gamma} + \frac{f_t k (\alpha tg\gamma - 1)}{tg\gamma m}. \quad (3.22)$$

Результати розрахунку для квадратного кам'яного елемента із симетричним навантаженням при $\chi = 0,104$ представлені в табл. 3.12 та рис. 3.20 та дорівнюють результатам розрахунку табл. 3.2.

Таблиця 3.12

Результати розрахунків засобом «Solver»

χ	k	γ	P_{lu} / mbl_{loc}
0,104	0,922	29,78°	1,464

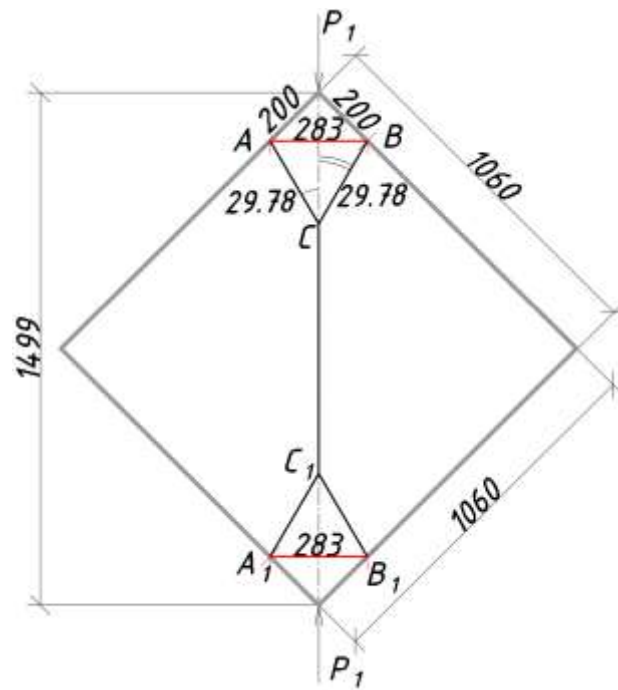


Рисунок 3.20 – Параметри руйнівної поверхні квадратного елемента при діагональному розколюванні

3.5 Розрахунок міцності підсиленого квадратного кам'яного елемента при діагональному розколюванні

В розрахунках підсилених елементів (наприклад, шляхом застосування вуглеволокнистих стрічок (рис. 3.21), котрі розглядаються як зовнішнє армування (рис. 3.22), в функціонал вводиться додатковий член, котрий враховує потужність деформування вуглеволокна на заданих швидкостях.

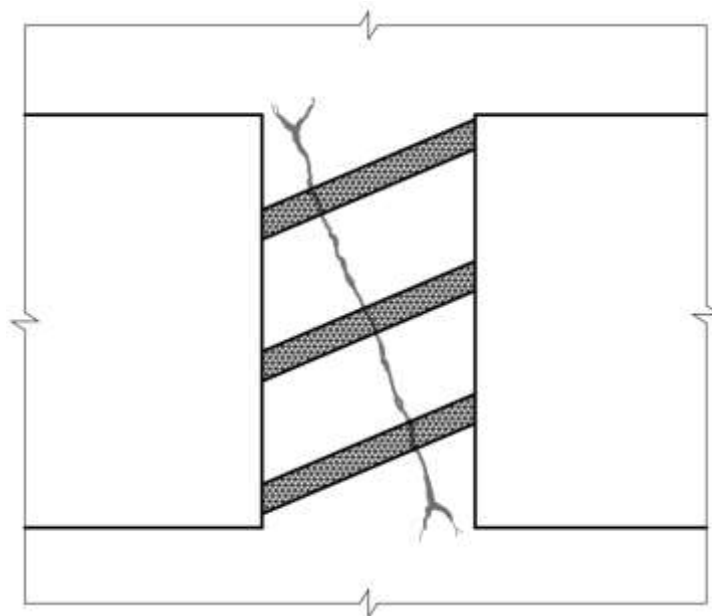
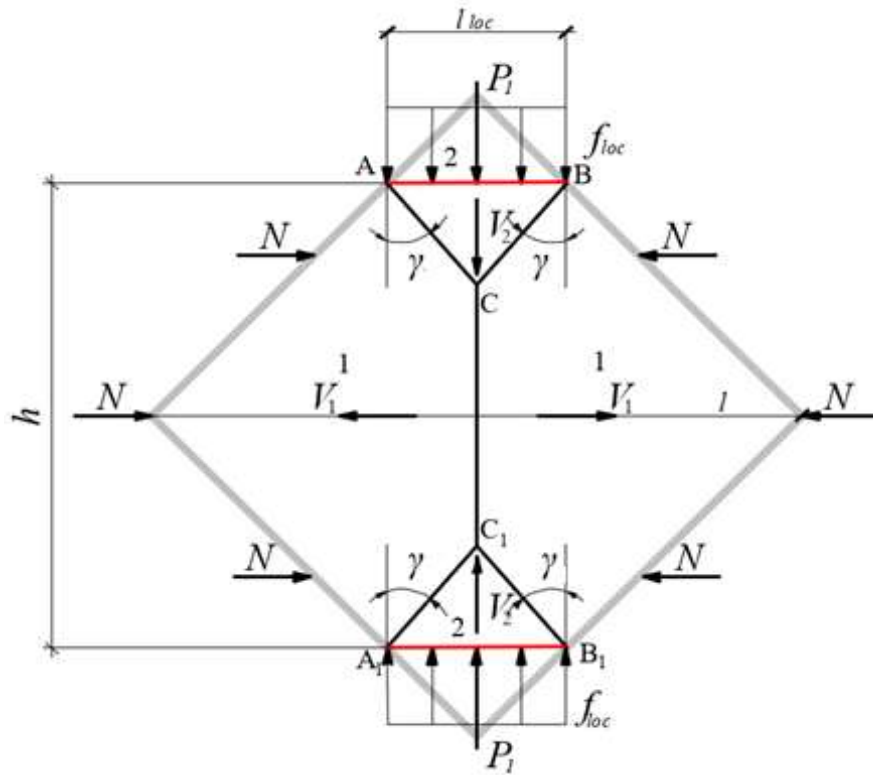


Рисунок 3.21 – Можливий варіант підсилення при діагональному розколюванні

$$J = 2W_1 - W_3 - W_4 - W_5 = 0, \quad (3.23)$$

де $W_5 = (2A_1 + A_2)\sigma_y 2V_1$ – компонент, який описує дію підсилення, наприклад, стрічками; A_1 та A_2 – площі стрічок підсилення, σ_y – напруження в стрічках на момент руйнування.



a



б

Рисунок 3.22 – Кінематична схема руйнування (а) підсиленого в трьох рівнях елемента (б)

Після підстановки W_5 у функціонал він набуває вигляду

$$J = m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{V_1 \sin \gamma + V_2 \cos \gamma}{V_1 \cos \gamma - V_2 \sin \gamma} \right)^2} - 1 \right] (V_1 \cos \gamma - V_2 \sin \gamma) \frac{l_{loc} b}{\sin \gamma} + 2f_t V_1 \left(\frac{h}{2} - \frac{l_{loc}}{2tg\gamma} \right) b + (2A_1 + A_2) \sigma_y 2V_1 - f_{loc} l_{loc} b V_2 = 0. \quad (3.24)$$

Граничне навантаження, виражене через невідомі параметри k та $tg\gamma$, обчислюється як

$$\frac{P_{lu}}{mbl_{loc}} = \frac{\left[2B \sqrt{(k - tg\gamma)^2 + 0,25(1 + ktg\gamma)^2} - (k - tg\gamma) \right]}{tg\gamma} + \frac{f_t k (ctg\gamma - 1)}{mtg\gamma} + \frac{(2A_1 + A_2) \sigma_y k}{bl_{loc} m}. \quad (3.25)$$

Результати розрахунку міцності підсиленого зразка за формулою (3.25) представлено в табл. 3.13 (передбачено наклеювання однієї стрічки Sika CarboDur S512 з площею поперечного перерізу $A_1=60 \text{ мм}^2$ та міцністю $\sigma_y=2800$).

Таблиця 3.13

Результати розрахунків засобом «Solver»

χ	k	γ	P_{lu} / mbl_{loc}
0,104	0,5	26,9	2,3

Міцність за рахунок підсилення збільшилася на 57%, при цьому геометрія поверхні руйнування має вигляд, представлений на рис. 3.23.

Розглядається також підсилення двома або трьома однаковими стрічками Sika CarboDur S512 з площею поперечного перерізу $A_1=A_2=A_3=60 \text{ мм}^2$. Результати розрахунку представлено в табл. 3.14.

Таблиця 3.14

Результати розрахунків засобом «Solver»

Варіант підсилення	χ	k	γ	P_{lu} / mbl_{loc}
Дві стрічки	0,104	0,379	20,73	3,12
Три стрічки	0,104	0,3	16,7	3,98

Міцність збільшилася відповідно на 114% та 173%, а зміни в геометрії руйнівної поверхні представлені на рис. 3.24 і 3.25.

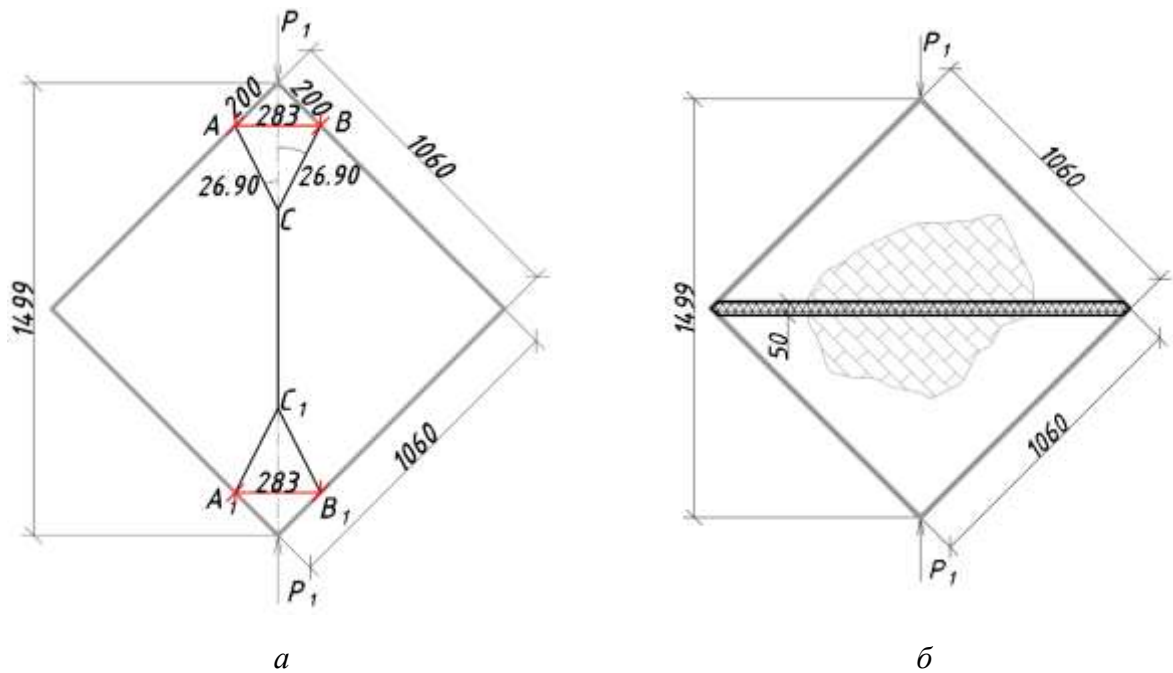


Рисунок 3.23 – Геометрія поверхні руйнування (а) підсиленого в одному рівні елемента (б)

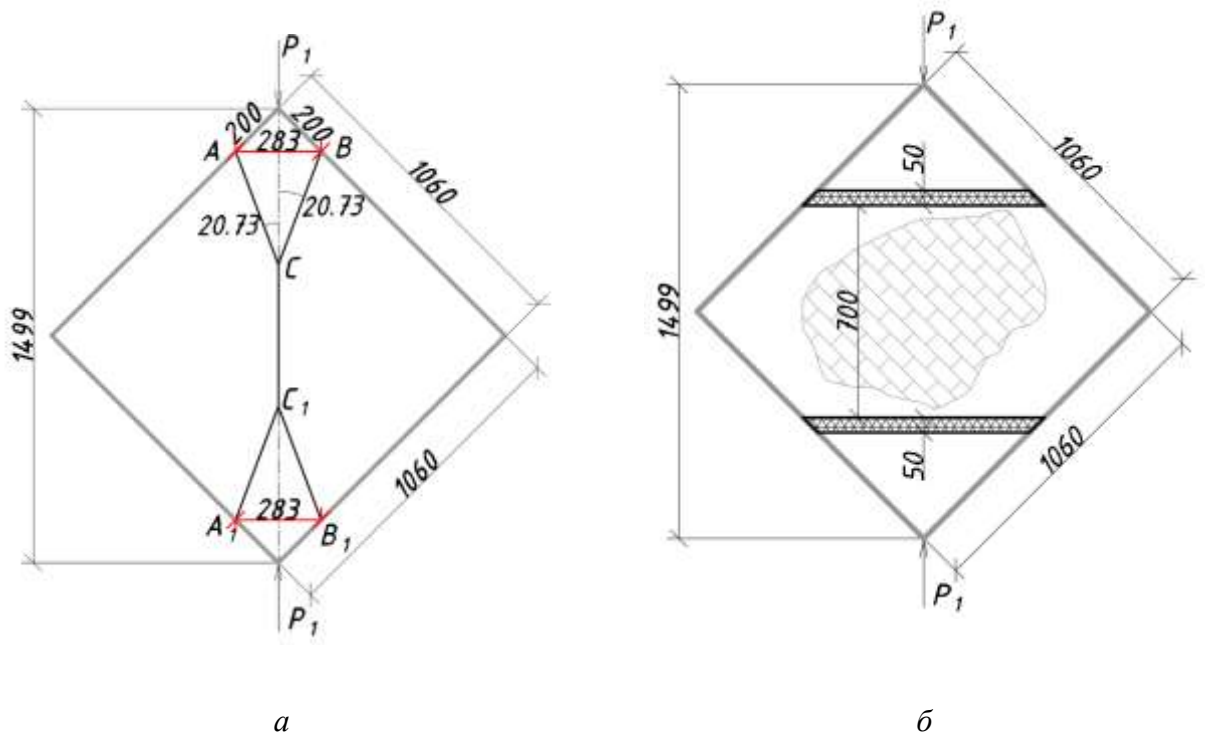


Рисунок 3.24 – Геометрія поверхні руйнування (а) елемента, підсиленого в двох рівнях (б)

Із збільшенням кількості елементів підсилення збільшується висота клину під площадкою навантаження та зменшується кут площадки зсуву до вертикалі

(в межах розглядуваного прикладу від $26,9^\circ$ до $16,7^\circ$). При цьому відношення швидкостей також зменшується від 0,9223 до 0,3, тобто обмежуються переміщення дисків в горизонтальному напрямку на кінематичній схемі.

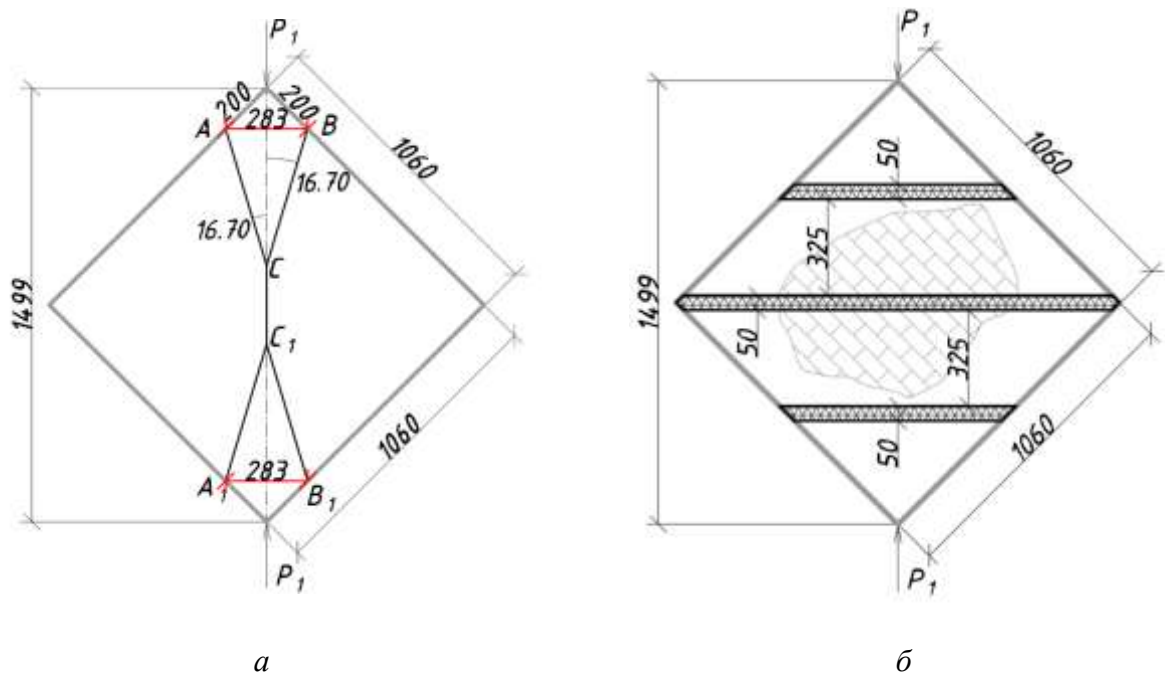


Рисунок 3.25 – Геометрія поверхні руйнування (а) елемента, підсиленого в трьох рівнях (б)

3.6 Висновки за розділом

1. При визначенні несучої здатності кам'яних простінків застосовано варіаційний метод у теорії пластичності, розроблений у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» для розрахунку конструкцій, опір матеріалів яких стиску та розтягу суттєво відрізняється.

2. На основі загальних положень варіаційного методу врахована специфіка роботи кам'яної кладки.

3. При розв'язанні задач використана умова міцності кам'яної кладки, функціонал методу досліджувався на стаціонарний стан. Варіювалися напрямки переміщення жорстких дисків та швидкості деформації. Граничне навантаження відповідає мінімуму потужності деформації на поверхні руйнування.

4. За результатами аналізу характеру руйнування дослідних зразків запропоновані кінематичні схеми руйнування, покладені в основу розрахунку міцності кам'яної кладки.

5. Виконано розрахунок міцності кам'яної кладки на діагональне розколювання, яке має місце в дослідних зразках та простінках існуючих будівель і споруд.

6. Розглянуто вплив на міцність підсилення кам'яних елементів при діагональному розколюванні, що може бути використано при експлуатації та реконструкції будівель та наведено у відповідному розділі проектної документації.

7. Отримані залежності для визначення міцності кам'яної кладки, котрі уточнюють існуючу нормативну методику розрахунку несучої здатності стін будівлі при сумісній дії вертикального і горизонтального навантаження, при цьому враховано обидві характеристики міцності кладки: при стиску і розтязі; розміри елемента, ділянок навантаження та їх співвідношення; кількість, характеристики міцності та місце розташування елементів підсилення.

РОЗДІЛ 4 МЕТОДИКА ТА АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

4.1 Мета експериментальних досліджень

Метою експериментальних досліджень являється аналіз характеру руйнування цегляних стовпів при центральному стисненні, з'ясування впливу додавання Церезиту в цементно-піщаний розчин та визначення граничного навантаження.

4.2 Механічні характеристики матеріалів дослідних зразків

Цегла

Для виготовлення дослідних зразків використовувалася повнотіла цегла пластичного формування розмірами $250 \times 120 \times 65$ мм Полтавського заводу ВАТ «Керамік». Для визначення межі міцності на стиск було відібрано 15 цеглин та проведено їх випробування згідно з [24] на стиск і згин (рис. 4.1).

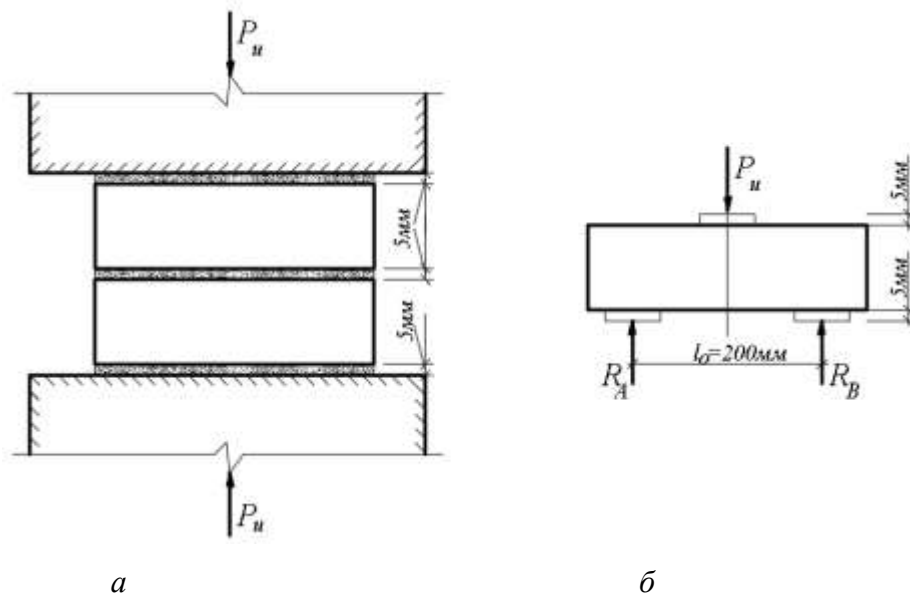


Рисунок 4.1 – Дослідні зразки для визначення межі міцності цегли при випробуванні на стиск (а) та згин (б)

Випробування цегли на стиск проводилося у робочому залі лабораторії кафедри будівництва та цивільної інженерії у відповідності до вимог [19, 20] на зразках із двох цілих цеглин на пресі типу ПГ–125 (рис. 4.2). Навантаження на зразок зростало безперервно та рівномірно з постійною швидкістю, котра

забезпечувала його руйнування через 20–60 секунд після початку випробувань (п. 3.2 [21]).

Межа міцності цегли на стиск визначалася за формулою

$$R_{cm} = \frac{P_u}{F}, \quad (4.1)$$

де P_u – руйнівне навантаження, МН; F – площа поперечного перерізу зразка, що визначається як середнє арифметичне значення площин верхньої та нижньої його поверхні, м².



Рисунок 4.2 – Процес випробування цегли на стиск

Випробування цегли на згин проводилося у лабораторії кафедри будівництва та цивільної інженерії на 5-тонному механічному пресі типу Р–5 (рис. 4.3).

Межа міцності при згині визначалася за формулою:

$$R_{se} = \frac{3P_u l_0}{2bh^2}, \quad (4.2)$$

де l_0 – розрахунковий проліт, м; h – висота цеглини по середині прольоту без шару вирівнювання, м; b – ширина зразка, м.

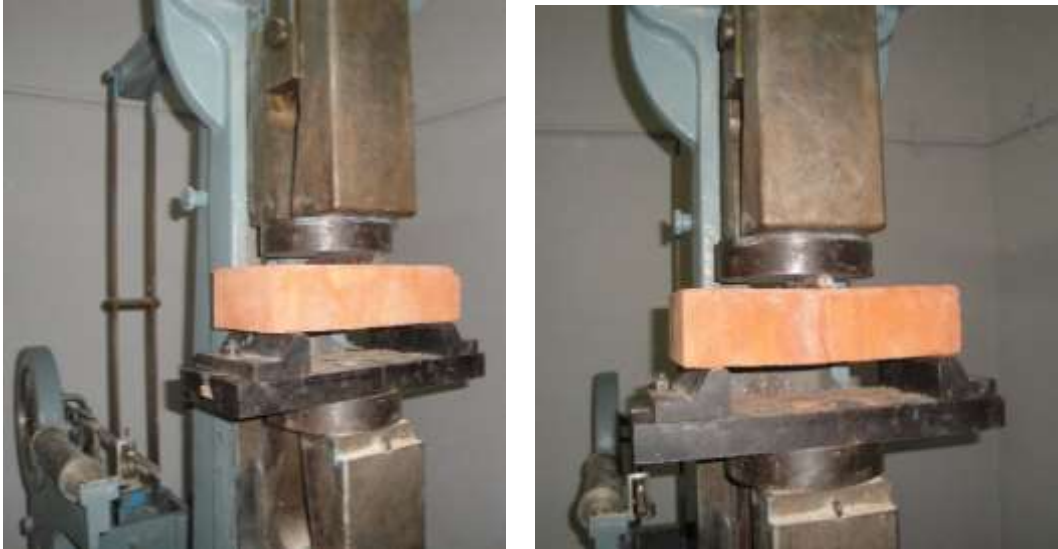


Рисунок 4.3 – Процес випробування цегли на згин

Значення, що отримані за результатами випробувань цегли, наведені у табл. 4.1. Міцність цегли встановлювалася у відповідності до вимог [22].

Таблиця 4.1

Характеристики міцності цегли

З/п зразка	Межа міцності на стиск, МПа	Межа міцності при згині, МПа	Середня міцність цегли f_b , МПа
1	8,82	1,70	8,62
2	7,56	1,68	
3	9,18	1,72	
4	8,05	1,65	
5	9,00	1,75	

Розчин

Розчин виготовлявся з цементу ШПЦ–400 Краматорського заводу та піску з модулем крупності – 1,4 Кротенківського кар’єру Полтавського району Полтавської області. Визначення характеристик міцності розчину виконувалося у відповідності до вимог [22, 23]. Із замісу розчину виготовлялися куби з довжиною ребра $70,7 \pm 70,7$ мм. Випробування кубів проводилося у лабораторії на пресі ПГ–50 (рис. 4.4), навантаження збільшувалося із постійною швидкістю $0,6 \pm 0,4$ МПа/с до руйнівного. Результати випробувань розчину на стиск

наведені у табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Характеристики міцності розчину

Тип розчину	Середнє значення межі міцності на стиск f_m , МПа
Цементно-піщаний	3,65
Цементно-піщаний із додаванням 15% Церезиту	4,45



Рисунок 4.4 – До визначення міцності розчину

4.3 Визначення міцності цегляної кладки на стиск за формулою Л.І. Оніщика

Теоретична міцність цегляної кладки на стиск за короткочасного завантаження визначалася за формулою Л.І. Оніщика [45]:

$$R_u = AR_1 \left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_2}{2R_1}} \right) \gamma, \quad (4.3)$$

де f_u – межа міцності кладки на стиск, МПа; f_b – межа міцності цегли на стиск, МПа; f_m – межа міцності розчину на стиск (кубикова міцність), МПа; A – конструктивний коефіцієнт, що підраховується за формулою:

$$A = \frac{100 + R_1}{100m + nR_1}, \quad (4.4)$$

де f_b виражений в кгс/см²; для цегляної кладки при висоті ряду від 5 до 15 см за табл. 2 [45] коефіцієнти $a = 0,2$; $b = 0,3$; $m = 1,25$; $n = 3$;

γ – коефіцієнт, який застосовують для кладки на розчинах низьких марок (25 і нижче).

У нашому випадку для зразків на звичайному розчині міцність кладки становить:

$$R_u = 0,334 \cdot 8,52 \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + \frac{3,65}{2 \cdot 8,52}} \right) = 1,74 \text{ МПа}, \quad (4.4)$$

$$\text{при } A = \frac{100 + 26,05}{100 \cdot 1,25 + 3 \cdot 26,05} = 0,334;$$

Для зразків на розчині із додаванням 15% церезиту міцність кладки становить:

$$R_u = 0,334 \cdot 8,52 \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + \frac{4,45}{2 \cdot 8,52}} \right) = 1,83 \text{ МПа}, \quad (4.4)$$

$$\text{при } A = \frac{100 + 26,05}{100 \cdot 1,25 + 3 \cdot 26,05} = 0,334.$$

4.4 Визначення міцності цегляної кладки на стиск шляхом випробування стовпчиків

Зразки-стовпчики розмірами поперечного перерізу 250×250 мм та 380×380 мм і висотою 750 мм викладалися дворядною кладкою. Перевірку якості цегляної кладки здійснювали відповідно до вимог [21] – перевірялась вертикальність граней та товщина швів. Випробування стовпчиків здійснювалося на 500-тонному гідравлічному пресі ПГ–500 в лабораторії кафедри будівельних конструкцій (рис. 4.5). Зразки-стовпчики піддавалися рівномірно розподіленому стиску через металеві штампи (шарові шарніри з пластинами товщиною 50 мм) розмірами 250×250 мм та 380×380 мм.

Характеристики цегляних стовпчиків та результати їх випробувань представлені в табл. 4.3. Виготовлялися по два стовпчики-близнюки, котрі відрізнялися один від одного розчином, який використовувався для кладки:

цементно-піщаний та з додаванням Церезиту. Додавання Церезиту на нашу думку мало покращити монолітність кладки і як наслідок умови її роботи під навантаженням. Як видно із табл. 4.3 формула Л.І. Оніщика недооцінює міцність кладки порівняно із експериментальними даними, отриманими при випробуванні стовпчиків на стиск в межах 30 – 40%.



Рисунок 4.5 – Стовпчик у пресі в процесі випробування

Міцність стовпчиків, виготовлених із використанням «цезитного розчину» виявилася більшою порівняно із стовпчиками на звичайному цементно-піщаному розчині на 25%.

Таблиця 4.3

Характеристики цегляних стовпчиків

№ з/п	Шифр зразка	ширина, b	довжина, l	висота, h	Руйнівне навантаж., кН	Міцність кладки на стиск, МПа	Середня міцність кладки на стиск, МПа	Міцність кладки на стиск за ф-лою Оніщика, МПа
1	С-250	250	250	750	134	2,14	2,5	1,74
2	С-380	380	380	750	416	2,88		
3	СЦ-250	250	250	750	158	2,53	3,0	1,83
4	СЦ-380	380	380	750	504	3,49		

4.5 Аналіз характеру руйнування стовпчиків при стискові

При випробуванні стовпчиків першими утворювалися вертикальні тріщини в середній за висотою частині зразків при навантаженнях 0,6 від руйнівного. Тріщини проходять як по каменю так по розчину. Із збільшенням навантаження відбувається розвиток перших тріщин, утворення і розповсюдження нових. Руйнування відбувається після появи похилих тріщин в цеглинах верхніх та нижніх рядів з роздробленням каменів і відділення окремих стовпів, обмежених вертикальними тріщинами, що утворилися раніше. Характер руйнування представлений на рис. 4.6.

У разі прикладання значного стискального навантаження руйнування крихких матеріалів часто супроводжується їх розсіпанням на куски, розкришуванням, іноді перетворенням у пил. Однак, у більшості випадків воно відбувається від зсуву. Практично у всіх крихких матеріалах існує множина мікротріщин, подряпин та іншого роду дефектів. Якщо навіть вони не виникли при виготовленні, то практично завжди з'являються через різні причини.



Рисунок 4.6 – Характер руйнування дослідних зразків

Природно, що ці тріщини в матеріалі мають різні напрямки. Тріщина починає розповсюджуватися, коли дотичні напруження досягають певного критичного значення. Зсувні тріщини розповсюджуються практично миттєво та процес носить вибуховий характер. Коли зсувна тріщина перетне весь зразок, обидві його частини починають ковзати одна відносно іншої. Зразок уже не може опиратися навантаженню, матеріал розвантажується, виділяючи велику кількість пружної енергії, і саме тому крихкі матеріали розлітаються на уламки.

Характер руйнування стовпчиків, наведений в [45], зображено на рис. 4.7.

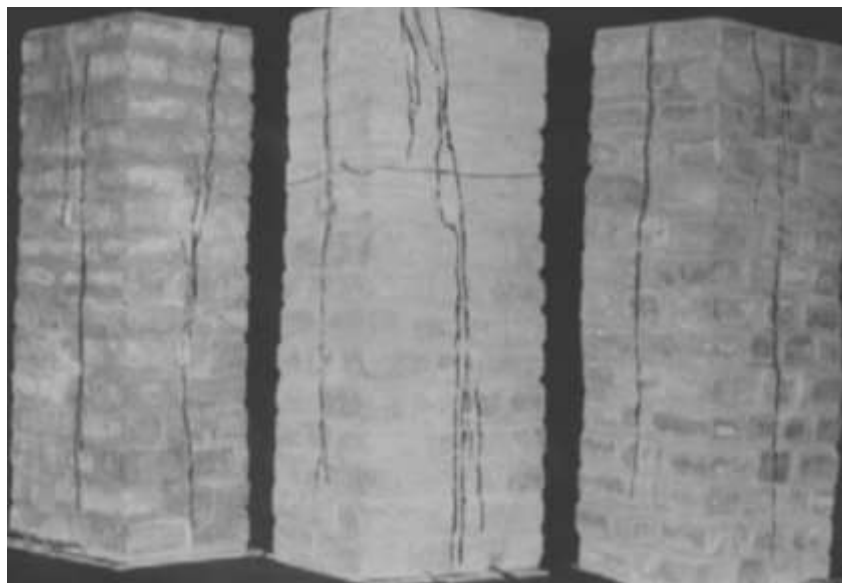




Рисунок 4.7 – Характер руйнування цегляних стовпів-призм [45]

На рис. 4.8, б представлений характер руйнування цегляних простінків при стискові у вигляді зсуву за похилою площиною.



Рисунок 4.8 – Характер руйнування цегляних простінков:
а – система вертикальних тріщин; б – похила тріщина

На основі теорії пластичності розв'язана задача міцності цегляного стовпчика-призми при руйнуванні від зрізу [43]. Кінематична схема, котра лежить в основі розрахунку, представлена на рис. 4.9. В стадії руйнування призма розділяється на два диски, розмежовані поверхнею руйнування AB , кут нахилу якої до вертикалі становить кут β ; диск II рухається відносно I зі швидкістю V .

Формула для визначення граничного навантаження має вигляд

$$F_u = m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] a^2 / \operatorname{tg} \beta B, \quad (4.5)$$

тут $k = V_2/V_1$ – співвідношення швидкостей руху жорстких дисків на кінематичній схемі; β – кут нахилу площини зсуву до вертикалі, a^2 – площа поперечного перерізу стовпчика.

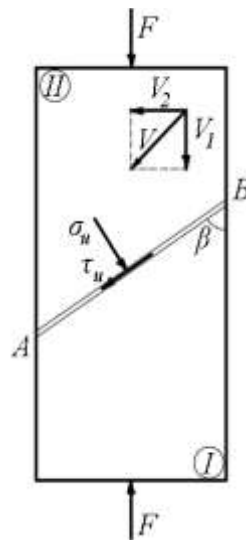


Рисунок 4.9 – Кінематично можлива схема руйнування стиснутого цегляного елемента у вигляді зрузу за похилою площиною

Цікавими є результати, отримані в [52]. На рис 4.10 представлені етапи випробування цегляних стовпів із керамічних каменів: утворення першої тріщини в середній за висотою зоні елемента, розділення стоппа вертикальними тріщинами, утворення «клина» під штампом преса, вдавлювання «клина» в тіло стовпчика.



Рисунок 4.10 – Характер руйнування цегляних стовпів із керамічних каменів

Згідно [52] перші вертикальні тріщини утворюються при рівнях напружень $\sigma_1/\sigma_u \approx 0,5 \dots 0,7$. Руйнування супроводжується втратою стійкості фрагментів, які відшарувалися, роздробленням (роздавлюванням) матеріалу, зсувом ущільнень – «клинів» біля опор (рис. 4.11).



Рисунок 4.11 – Характер тріщиноутворення (а) та руйнування (б) цегляної кладки при стисненні без обмеження поперечних деформацій

Розв'язок задачі міцності для такого випадку руйнування виконаний варіаційним методом у теорії пластичності [43, 84, 118]. Кінематична схема руйнування представляє собою чотири диски: два клини, які рухаються по вертикалі назустріч один до одного, та два диски, виділені зсувними поверхнями клинів та площиною відриву, котра з'єднує їх вершини; ці диски віддаляються один від одного в горизонтальному напрямку (рис. 4.12, а).

Формула для визначення граничного навантаження в цьому випадку має вигляд

$$\frac{F_u}{mb} = \left[2B \sqrt{(k - tg\gamma)^2 + 0,25(ktg\gamma + 1)^2} - (k - tg\gamma) \right] / tg\gamma + \frac{f_t k (atg\gamma - 1)}{tg\gamma m}. \quad (4.6)$$

У разі використання передумови про стадійність утворення тріщин схему рис. 4.12, а можна трансформувати в рис. 4.12, б. При цьому формула (4.8) перетвориться в (4.5).

Закордоном одним із шляхів дослідження міцності цегляної кладки на стиск є випробування призм. IS: 1905 [94] рекомендує для призматичних зразків відношення висоти до товщини (h/t) від 2 до 5 та мінімальну висоту

400 мм. Американський стандарт ASTM E447 [67] вважає, що мінімальна висота зразка має складати п'ятнадцять дюймів. Автори [89, 90] стверджують, що призми висотою в межах 5 – 6 цеглин вільні від впливу торцевих пластин під час випробування. Випробування призм здійснювали [91, 128, 120, 135, 102, 74].

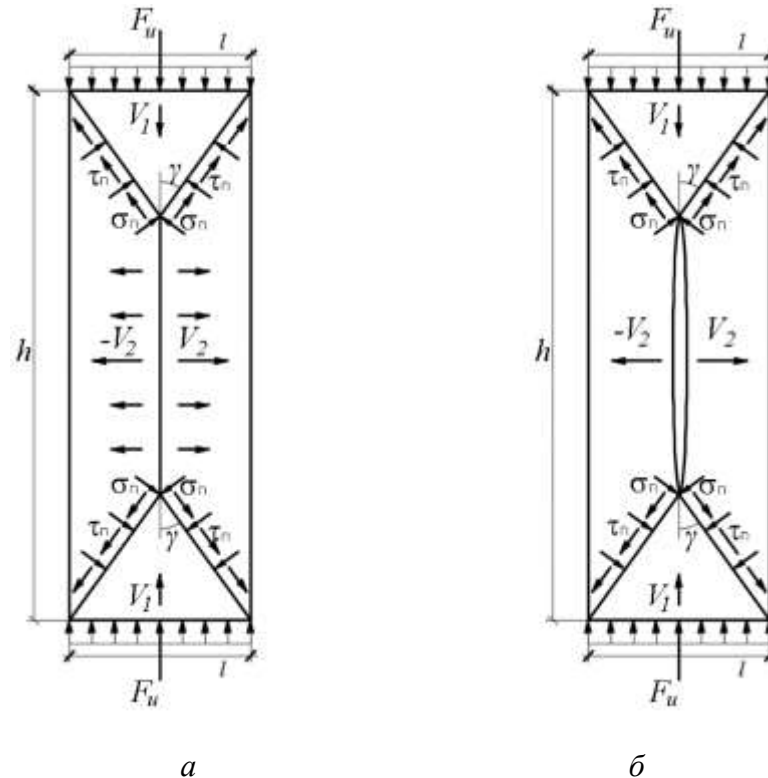


Рисунок 4.12 – Кінематично можлива схема руйнування цегляного стовпчика при стисненні шляхом двостороннього розколювання (а), зрізу за площинами клину (б)

Картина тріщоутворення при випробуванні призм, отримана в [130] представлена на рис. 4.13. Спочатку в середині зразка за висотою утворювалися вертикальні тріщини. Це, на думку авторів, пов'язано із зусиллям розриву, котре викликане в композитному зразкові ефектом Пуассона. Біля навантажувального пристрою результуюча зазначеної розривної сили та сили тертя між пластинами випробувальної машини та зразком викликає утворення похилих тріщин. В більш коротких призмах в дослідах переважали похилі тріщини, так як зона області розривних зусиль тут має невелику висоту.

Представлений на рис. 4.13 характер руйнування призм підтверджує кінематично можливі схеми руйнування рис. 4.12.

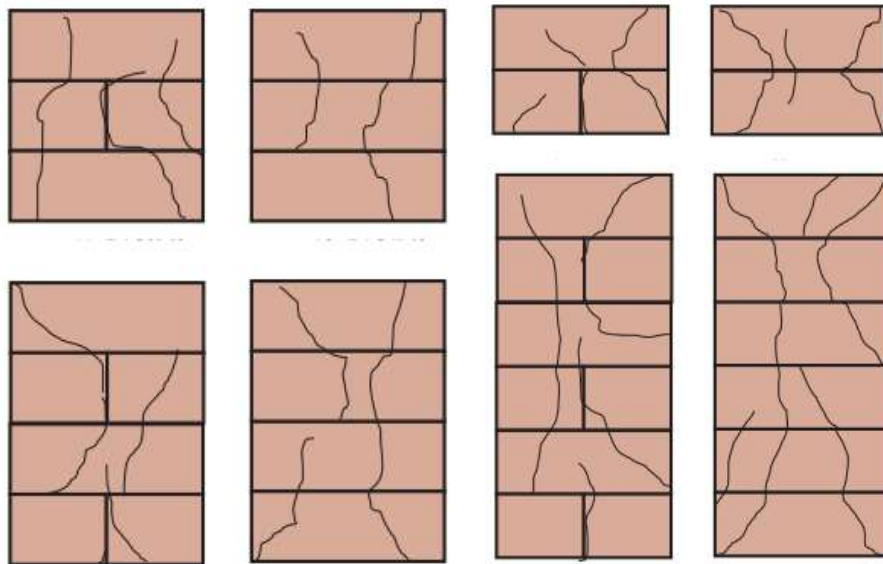


Рисунок 4.13 – Характер руйнування цегляних призм при випробуванні на стиск

4.6 Висновки за розділом

1. В процесі випробування цегляних стовпчиків підтверджено вплив на міцність додавання до цементно-піщаного розчину 20% Церезіту. Міцність збільшилася до 25%.

2. Експериментальна міцність стовпчиків на стиск більше на 30 – 40%, порівняно із підрахованою за формулою Л.І. Оніщика, що пов'язано з відмінністю напруженого стану в стиснутій зоні від плоского.

3. Традиційно руйнування стовпів при стисковій супроводжується системою вертикальних тріщин на бокових гранях. Існують приклади руйнування цегляних простінків за похилою площиною від зрізу (аналогічно до бетонних призм). Процес руйнування може починатися з появи вертикальної тріщини в середній за висотою зоні елемента, з подальшим утворенням «клина» під штампом преса, його вдавлюванням в тіло стовпчика та розділенням стоппа вертикальними тріщинами.

5. За кордоном у якості зразка для визначення міцності цегляної кладки при стисковій використовуються призми, руйнування яких супроводжується утворенням вертикальних відривних тріщин в середній за висотою частині зразка (довжина яких зменшується при зменшенні висоти призм) і похилих зсувних

тріщин в опорних ділянках.

6. Варіаційним методом теорії пластичності отримані рішення задач міцності призми при зсувові за однією площиною та за гранями клину ущільнення.

7. Запропонована формула для визначення міцності цегляного стопчика при двохсторонньому розколюванні використовується при теоретичних розрахунках міцності цегляних простінків при сумісній дії вертикальних і горизонтальних (сейсмічних) навантажень.

РОЗДІЛ 5 ЧИСЕЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ФУНКЦІЇ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ДІАГОНАЛЬНОМУ РОЗКОЛЮВАННІ, ПОРІВНЯННЯ ТЕОРЕТИЧНОЇ МІЦНОСТІ З ДОСЛІДНОЮ

5.1 Чисельне дослідження функції міцності кам'яної кладки при діагональному розколюванні

Кладка із цегли всіх видів і керамічних каменів із вертикальними щілиноподібними вертикальними пустотами на важких розчинах

У моделі передбачено такі інтервали значень міцності кладки: $0,6 \text{ МПа} < f_d < 3,2 \text{ МПа}$ та $0,08 \text{ МПа} < f_t < 0,26 \text{ МПа}$. Розміри кам'яного елемента і площадок навантаження відповідно приймаються: $L = 1060 \text{ мм}$, $H = 950 \text{ мм}$, $b = 250 \text{ мм}$, $a_1 = 200 \text{ мм}$, $a_2 = 150 \text{ мм}$. Лінії рівня (ізолінії) на поверхні $f_{loc} = P_{lu} / b l_{loc}$ (рис. 5.1) показують множину однакових значень функції граничного навантаження при відповідних парах значень характеристик міцності f_d і f_t з кроком s :

$$f_{loc} = f(f_d, f_t) = [0, \dots, p], \text{ МПа, } step = s, \quad (5.1)$$

де $0, p$ – граничні значення інтервалу визначення функції.

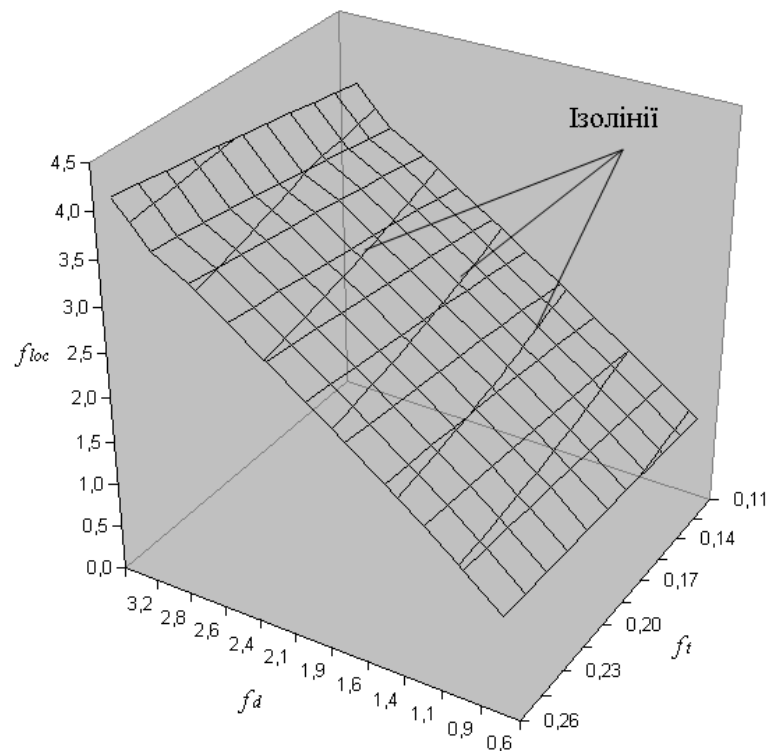
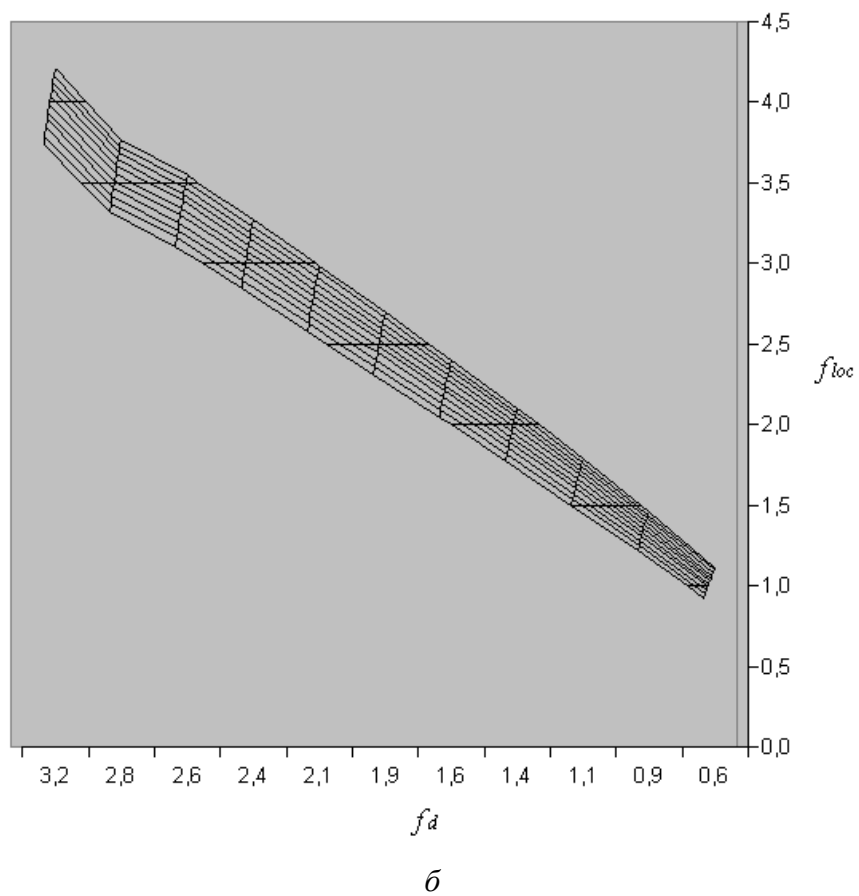
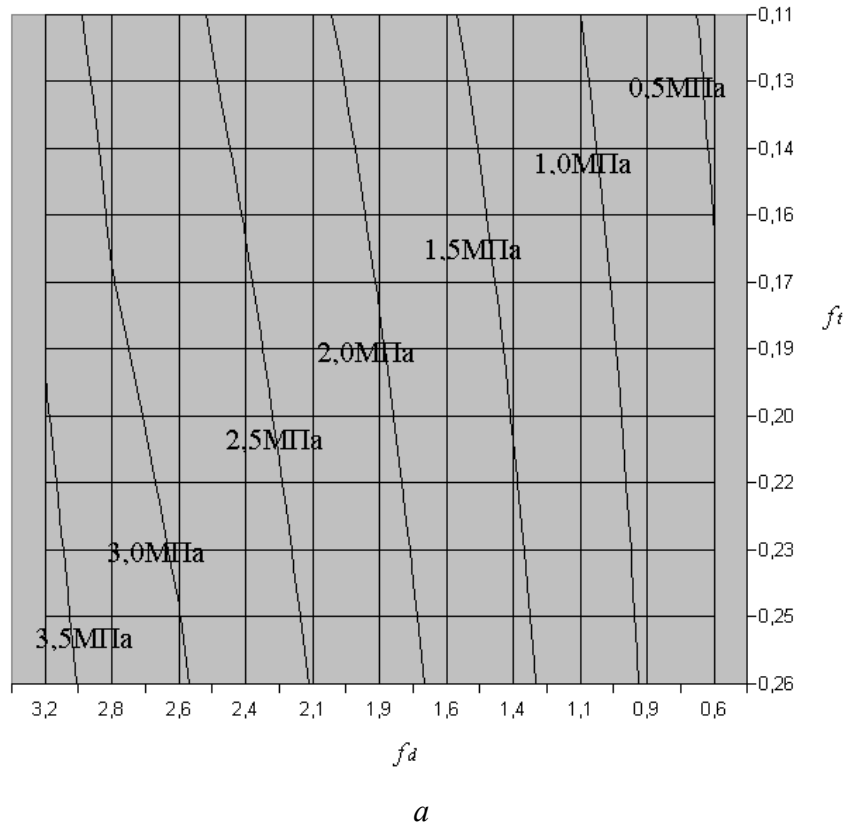
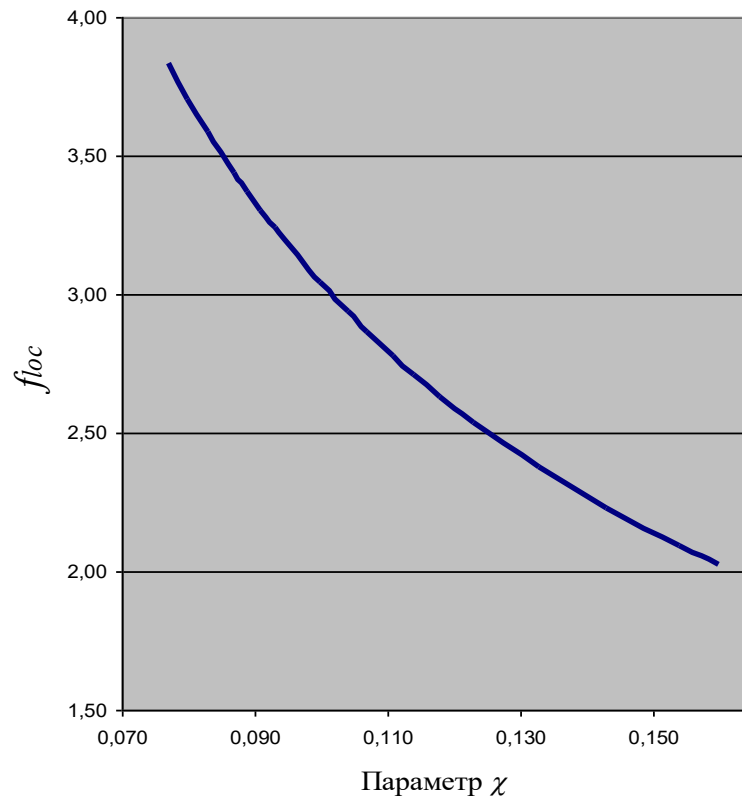


Рисунок 5.1 – Просторова модель поверхні граничного навантаження в осях характеристик міцності кладки

На рис. 5.2 представлено ізолінії цієї поверхні в осях $f_d, f_t, f_d, f_{loc}, \chi, f_{loc}$.





в

Рисунок 5.2 – Залежність граничного навантаження від характеристик міцності кладки:

а – в осях f_d та f_i ; б – в осях f_d та f_{loc} . в – в осях χ та f_{loc}

В табл. 5.1 наводяться дані для побудови графіків на рис. 5.1 і 5.2

Таблиця 5.1

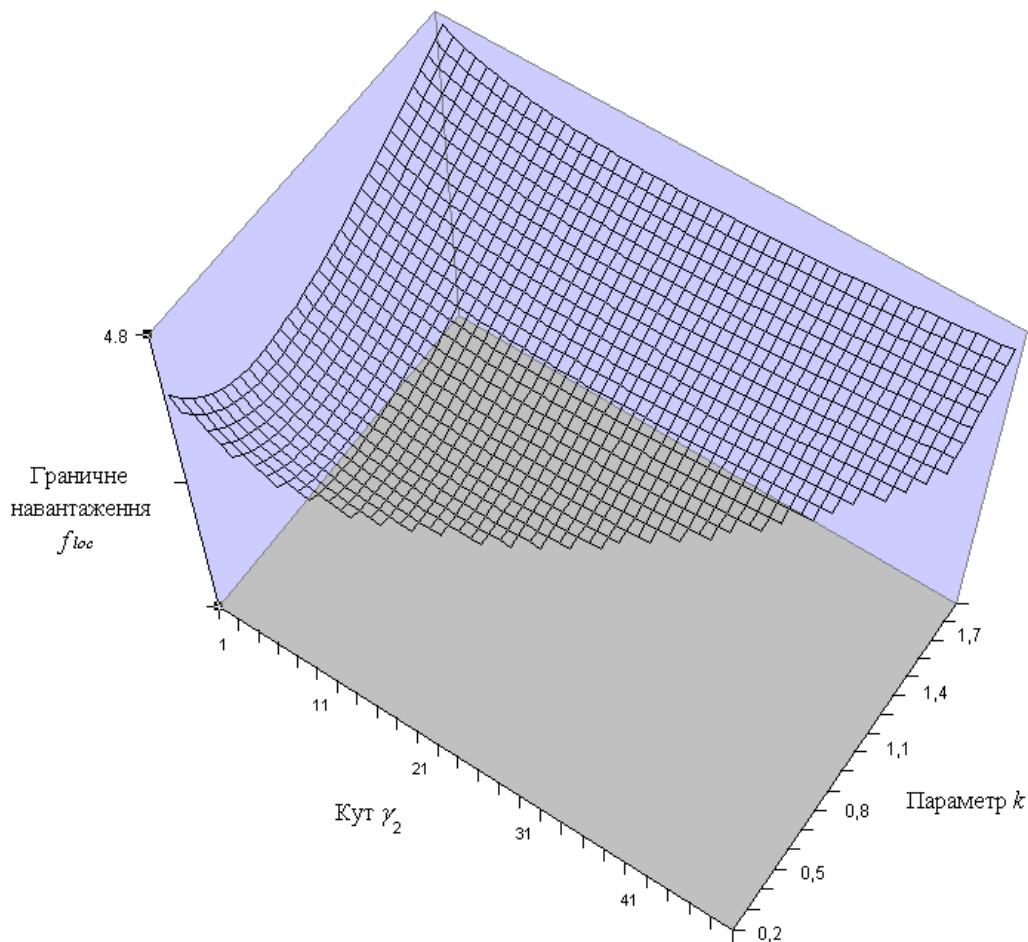
Дискретні значення граничного навантаження
при відповідних характеристиках міцності цегляної кладки

		Опір стиску кладки f_d										
		0,6	0,9	1,1	1,4	1,6	1,9	2,1	2,4	2,6	2,8	3,2
Опір розтягу кладки f_t	0,11	0,92	1,22	1,50	1,77	2,04	2,31	2,58	2,84	3,11	3,32	3,73
	0,13	0,95	1,25	1,54	1,81	2,09	2,36	2,63	2,89	3,16	3,37	3,79
	0,14	0,97	1,28	1,57	1,85	2,13	2,40	2,67	2,94	3,20	3,42	3,84
	0,16	0,99	1,31	1,60	1,89	2,17	2,44	2,71	2,98	3,25	3,46	3,89
	0,17	1,01	1,33	1,64	1,92	2,21	2,48	2,76	3,03	3,30	3,51	3,936
	0,19	1,03	1,36	1,66	1,96	2,24	2,52	2,80	3,07	3,34	3,56	3,98
	0,20	1,05	1,38	1,69	1,99	2,28	2,56	2,84	3,11	3,38	3,60	4,03

Закінчення таблиці 5.1

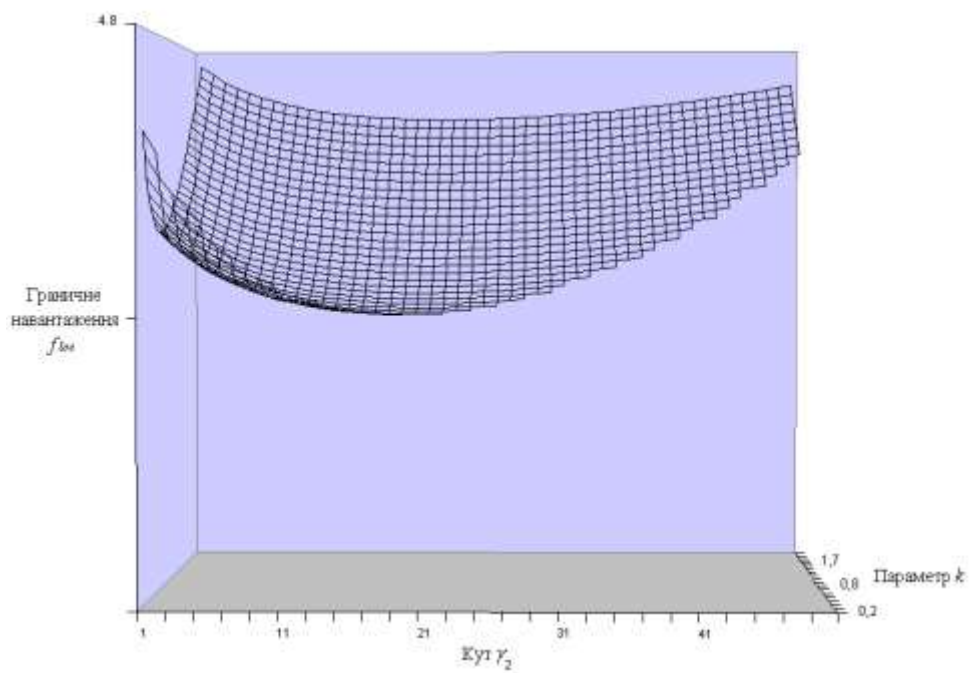
0,22	1,06	1,40	1,72	2,02	2,31	2,60	2,88	3,15	3,43	3,64	4,08
0,23	1,08	1,42	1,74	2,05	2,34	2,63	2,91	3,19	3,47	3,69	4,12
0,25	1,10	1,44	1,77	2,08	2,37	2,66	2,95	3,23	3,51	3,73	4,16
0,26	1,12	1,46	1,79	2,10	2,40	2,70	2,98	3,27	3,54	3,77	4,20

На рис. 5.3 представлено аксонометричне зображення поверхні міцності кладки при діагональному розколюванні в осях невідомих параметрів кінематичної схеми, а на рис. 5.4 – її дві проекції. Табл. 5.2 відображає частину масиву даних для побудови графіків рис. 5.3 і рис. 5.4. Повний масив даних приведено у додатку А у табл. А.1.

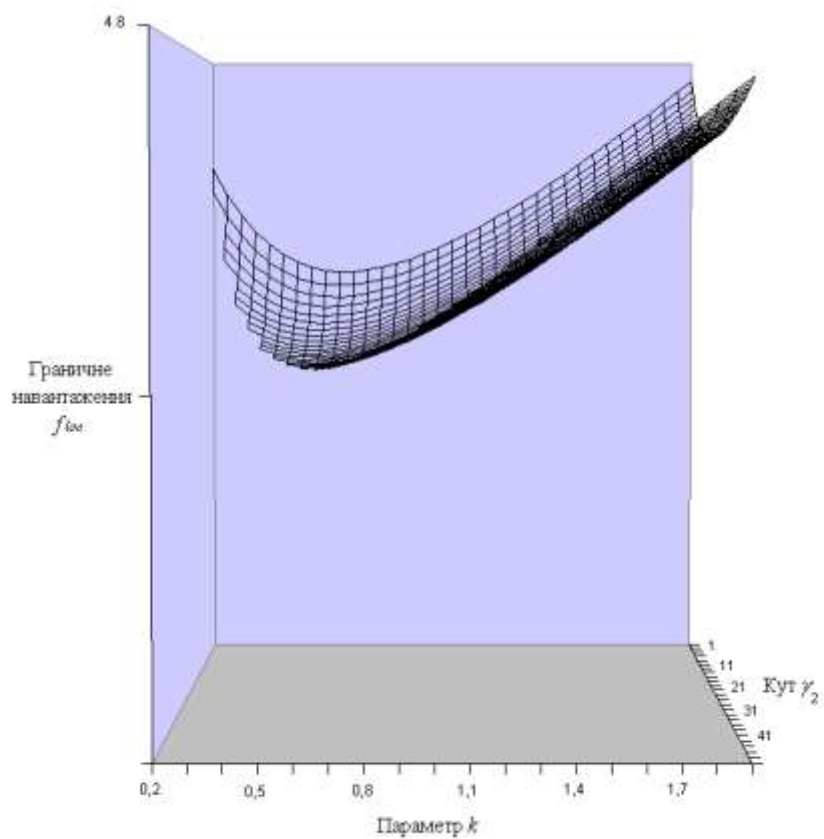
Рисунок 5.3 – Графік функції $f_{loc}=f(\gamma_2, k)$

Таким чином, аналітично та графічно встановлено абсолютний мінімум граничного навантаження f_{loc} й отримано відповідні значення для відношення

швидкостей жорстких дисків на кінематичній схемі k та кута нахилу клину ущільнення γ_2 .



a



б

Рисунок 5.4 – Вид спереду (а) та вид збоку (б) для поверхні f_{loc}

Таблиця 5.2

Числові дані залежності f_{loc} від змінних k та γ_2 (фрагмент для k [0,65, ..., 1,55], та γ [21,0, ..., 24,9])

Кут γ_2

	21,0	21,7	22,3	23,0	23,6	24,3	24,9
0,65	3,588	3,584					
0,70	3,535	3,530	3,529	3,531			
0,75	3,496	3,492	3,490	3,491	3,495	3,501	
0,80	3,472	3,467	3,465	3,465	3,468	3,474	3,482
0,85	3,459	3,453	3,451	3,451	3,453	3,458	3,465
0,90	3,457	3,451	3,447	3,447	3,449	3,453	3,460
0,95	3,465	3,458	3,454	3,452	3,453	3,457	3,463
1,00	3,481	3,473	3,468	3,466	3,467	3,469	3,474
1,05	3,504	3,496	3,490	3,487	3,487	3,489	3,493
1,10	3,534	3,525	3,519	3,515	3,514	3,515	3,519
1,15	3,570	3,560	3,553	3,549	3,547	3,548	3,550
1,20	3,611	3,600	3,592	3,587	3,585	3,585	3,587
1,25	3,656	3,645	3,636	3,631	3,628	3,627	3,629
1,30	3,706	3,694	3,685	3,678	3,675	3,673	3,674
1,35	3,759	3,746	3,737	3,730	3,725	3,723	3,723
1,40	3,815	3,802	3,792	3,784	3,779	3,776	3,776
1,45	3,875	3,861	3,850	3,842	3,836	3,833	3,832
1,50	3,937	3,922	3,911	3,902	3,896	3,892	3,890
1,55	4,001	3,986	3,974	3,964	3,958	3,953	3,951

На рис. 5.5 сітка з ортогональних ліній наочно показує множини значень граничного навантаження при змінному параметрі γ_2 та сталому k . Аналогічно інша множина ліній показує залежність при змінному параметрі k та сталому γ_2 . Причому $const$ це певний набір значень з деяким інтервалом.

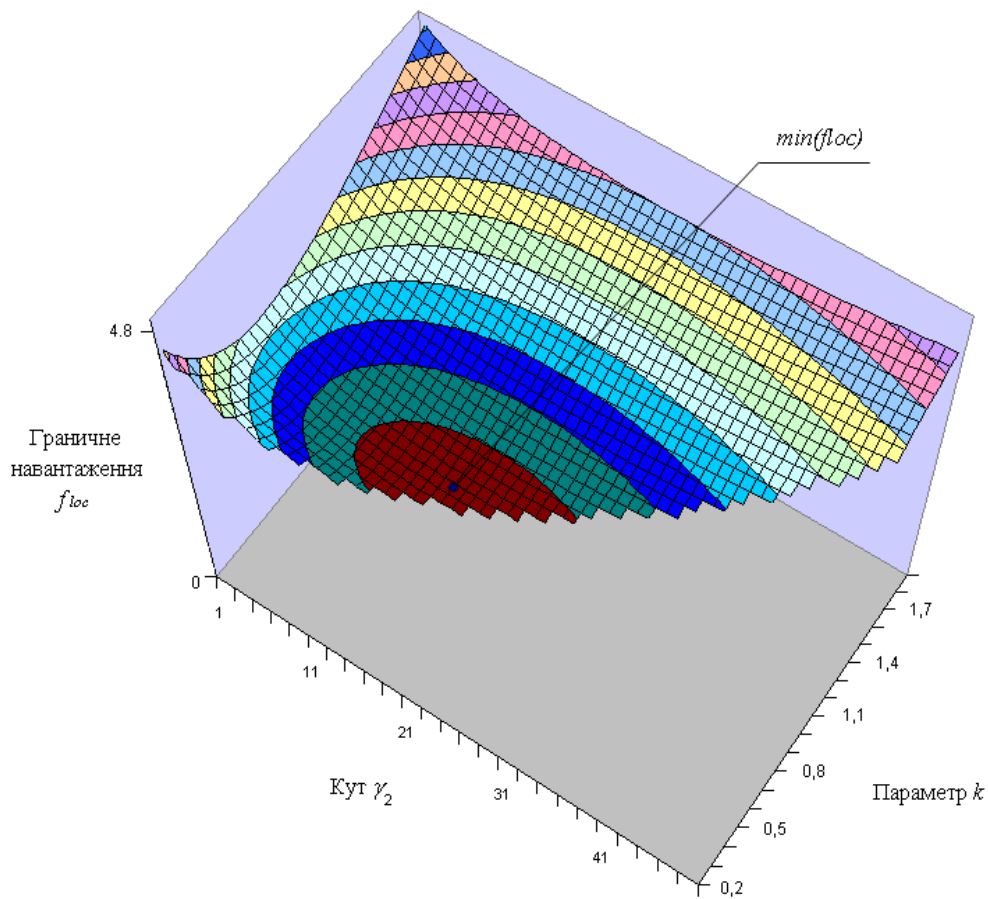
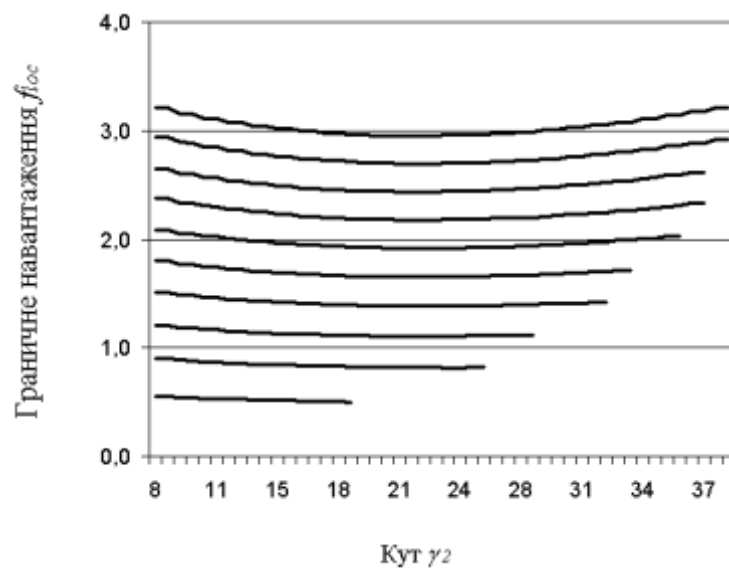


Рисунок 5.5 – Представлення мінімуму функції $f_{loc}=f(\gamma_2, k)$ лініями рівня

При такому представленні для кожної лінії можливо знайти мінімум функції f_{loc} , але не для всієї поверхні. А на рис. 5.6 показано аналогічні лінії разом з лініями рівня, що дозволяють наочно показати точку мінімуму функції $f_{loc}=f(\gamma_2, k)$.



a

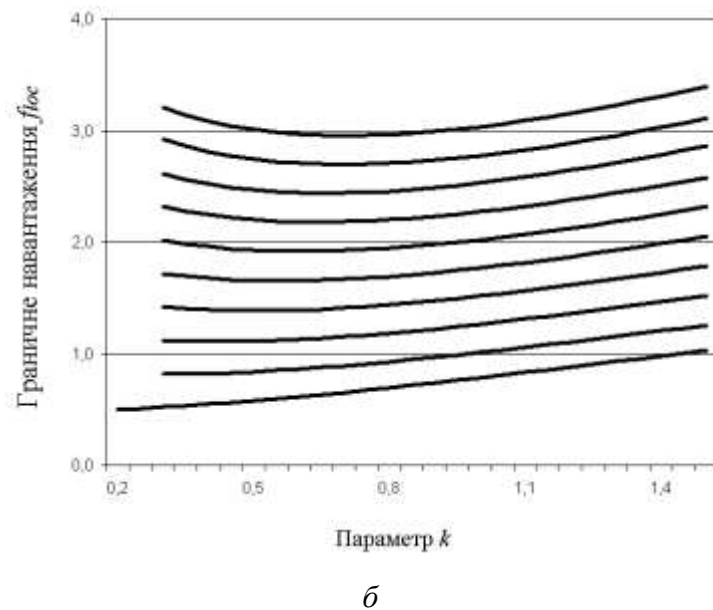


Рисунок 5.6 – Граничне навантаження елемента кладки з мінімумами $\min(f_{loc})$ значень функції в осях γ_2, f_{loc} (а) та k, f_{loc} (б)

5.2 Чисельне дослідження функції міцності віброцегляної кладки при діагональному розколюванні

У моделі передбачено інтервали значень аргументів: для віброцегляної кладки на важких розчинах $2,0 \text{ МПа} < f_d < 4,8 \text{ МПа}$ та $0,1 \text{ МПа} < f_i < 0,26 \text{ МПа}$. Розміри елемента з віброцегляної кладки аналогічні тим, що розглядалися в п. 5.1. Графічна інтерпретація множин рівних значень функції граничного навантаження для віброцегляної кладки представлена на рис. 5.7.

В табл. 5.3 представлено масив даних для побудови графіків рис. 5.7 та рис. 5.8.

Таблиця 5.3

Дискретні значення граничного навантаження при відповідних характеристиках міцності віброцегляної кладки

		Опір стиску кладки f_d							
		2,6	2,8	3,1	3,4	3,7	3,9	4,2	4,5
	0,10	3,02	3,31	3,59	3,88	4,17	4,45	4,74	5,02
	0,12	3,07	3,36	3,65	3,93	4,22	4,51	4,79	5,08

Закінчення таблиці 5.3

Опір розтягу кладки f_t	0,13	3,12	3,41	3,70	3,99	4,27	4,56	4,85	5,13
	0,15	3,17	3,46	3,75	4,04	4,33	4,61	4,90	5,19
	0,16	3,21	3,51	3,80	4,09	4,38	4,67	4,96	5,24
	0,18	3,26	3,55	3,85	4,14	4,43	4,72	5,01	5,30
	0,19	3,30	3,60	3,89	4,19	4,48	4,77	5,06	5,35
	0,21	3,34	3,64	3,94	4,23	4,53	4,82	5,11	5,40
	0,22	3,39	3,68	3,98	4,28	4,57	4,86	5,16	5,45
	0,24	3,43	3,73	4,03	4,32	4,62	4,91	5,20	5,50
	0,25	3,46	3,77	4,07	4,37	4,66	4,96	5,25	5,54

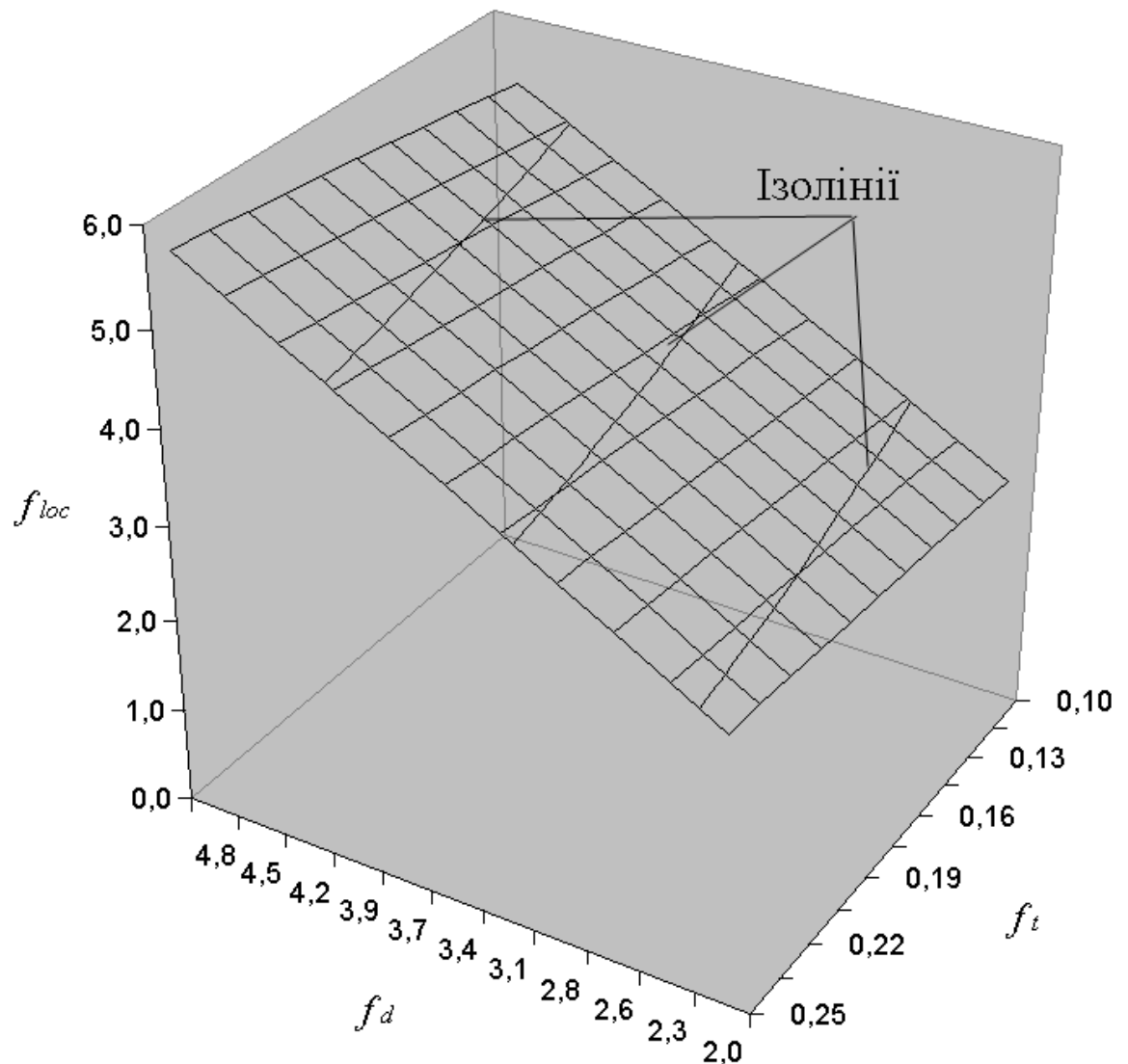


Рисунок 5.7 – Просторова модель граничного навантаження від характеристик міцності

На рис. 5.8 представлено ізолінії цієї поверхні в осях f_d і f_b , f_d і f_{loc} .

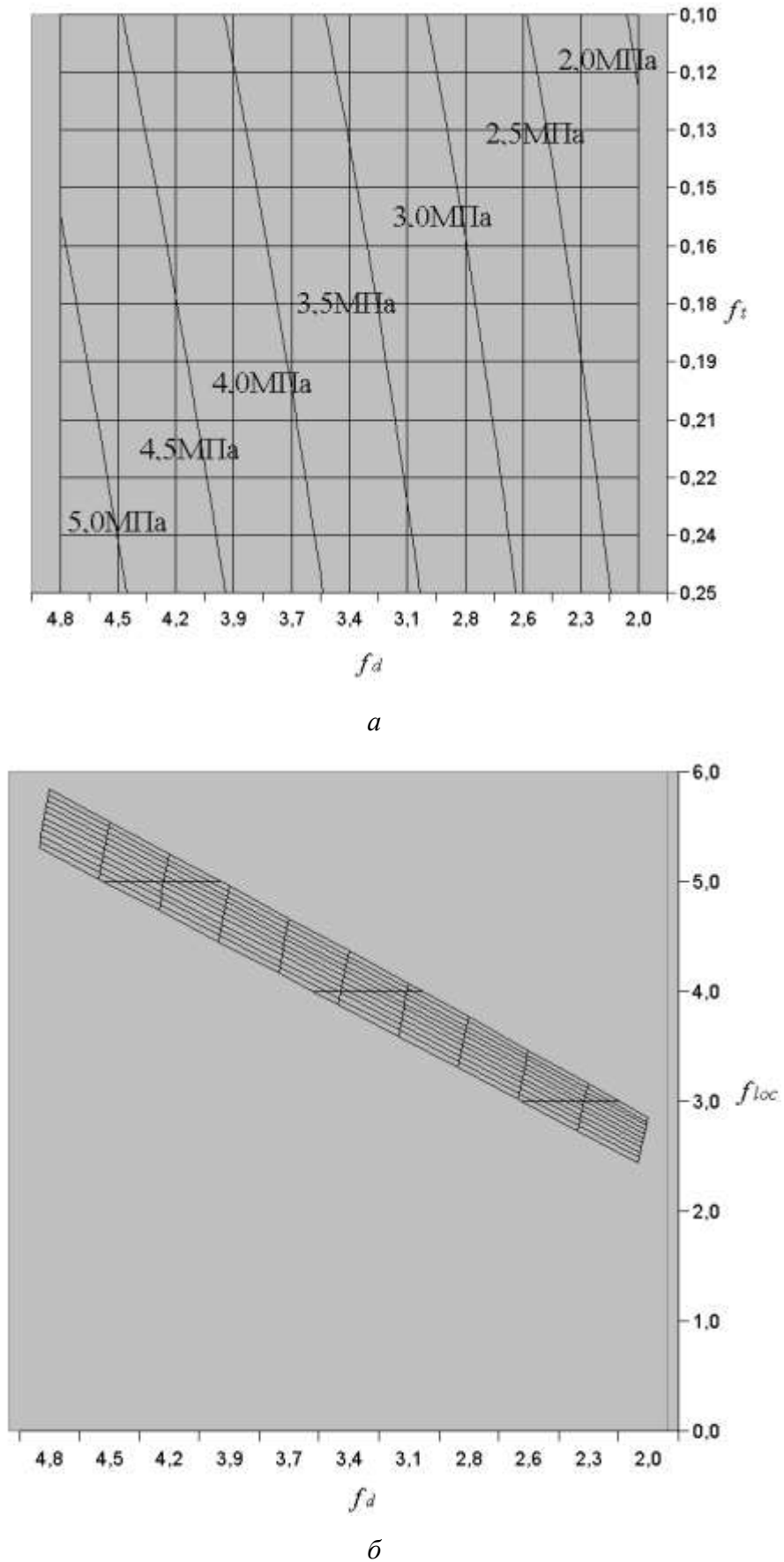


Рисунок 5.8 – Залежність граничного навантаження віброцегляної кладки від характеристик міцності в осях f_d , f_b (а), f_d , f_{loc} (б)

Поверхня множини значень граничного навантаження віброцегляної кладки має додатню кривизну та відповідно, мінімальне значення f_{loc} .

На рис. 5.9 представлено аксонометричне зображення поверхні міцності віброцегляної кладки при діагональному розколюванні в осях невідомих параметрів кінематичної схеми, а на рис. 5.10 – її дві проекції.

Табл. 5.4 відображає частину масиву даних для побудови графіків рис. 5.9 і рис. 5.10. Повний масив приведено у додатку А у табл. А.2.

Таблиця 5.4

Числові дані залежності f_{loc} від змінних k та γ (фрагмент для k [0,65, ..., 1,55], та γ [21,0, ..., 24,9] для віброцегляної кладки)

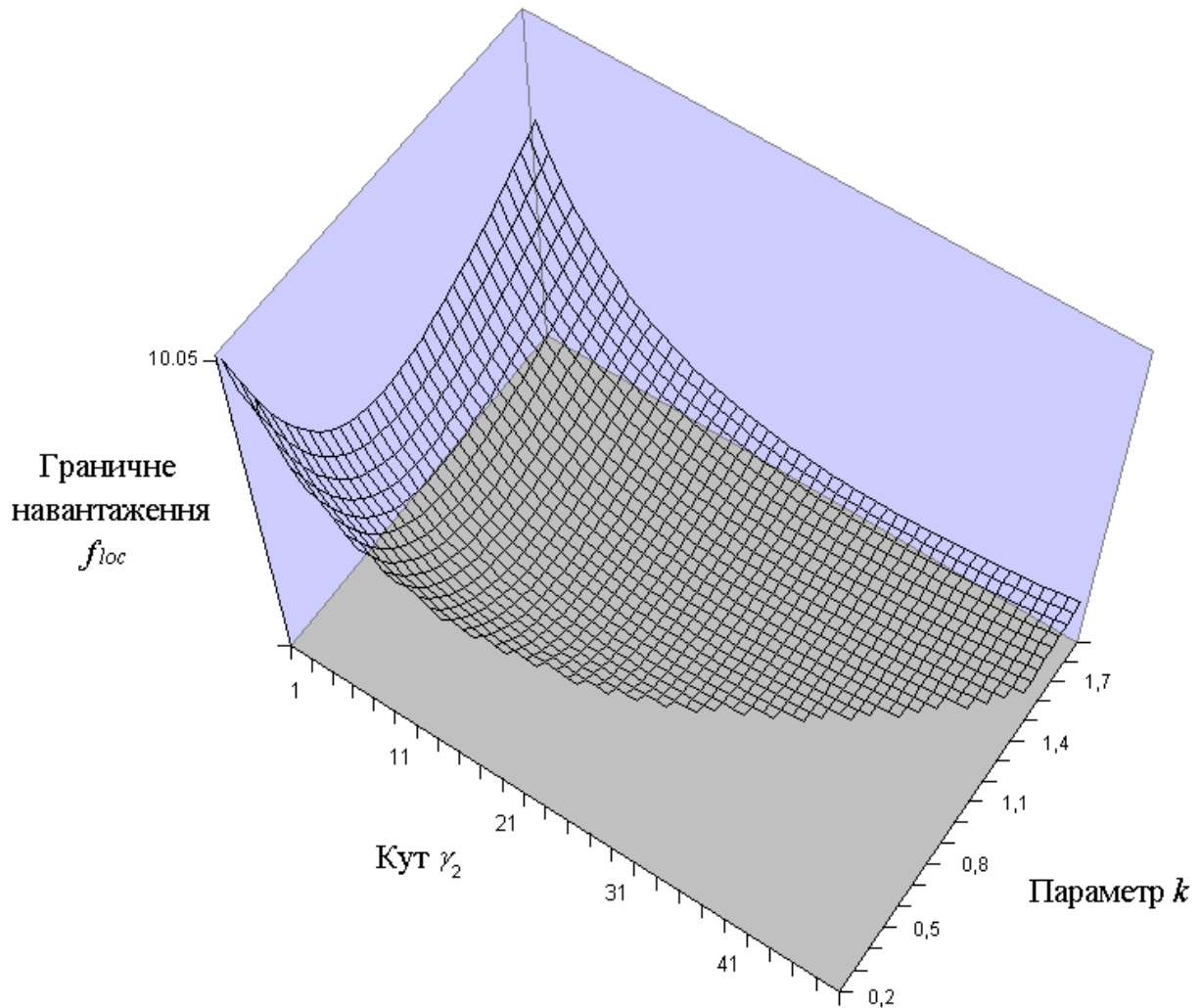
Кут γ

	21,0	21,7	22,3	23,0	23,6	24,3	24,9
0,65	4,52	4,51					
0,70	4,40	4,39	4,38	4,38			
0,75	4,30	4,29	4,28	4,28	4,28	4,28	
0,80	4,22	4,20	4,20	4,19	4,19	4,19	4,20
0,85	4,15	4,14	4,13	4,12	4,12	4,12	4,13
0,90	4,10	4,09	4,08	4,07	4,07	4,07	4,07
0,95	4,07	4,05	4,04	4,03	4,02	4,02	4,03
1,00	4,04	4,02	4,01	4,00	3,99	3,99	3,99
1,05	4,03	4,01	3,99	3,98	3,97	3,97	3,97
1,10	4,02	4,00	3,98	3,97	3,96	3,96	3,95
1,15	4,02	4,00	3,98	3,97	3,96	3,95	3,95
1,20	4,03	4,01	3,99	3,97	3,96	3,95	3,95
1,25	4,05	4,02	4,00	3,99	3,97	3,96	3,96
1,30	4,07	4,04	4,02	4,00	3,99	3,98	3,97
1,35	4,10	4,07	4,04	4,03	4,01	4,00	3,99
1,40	4,13	4,10	4,07	4,05	4,04	4,03	4,02

Параметр k

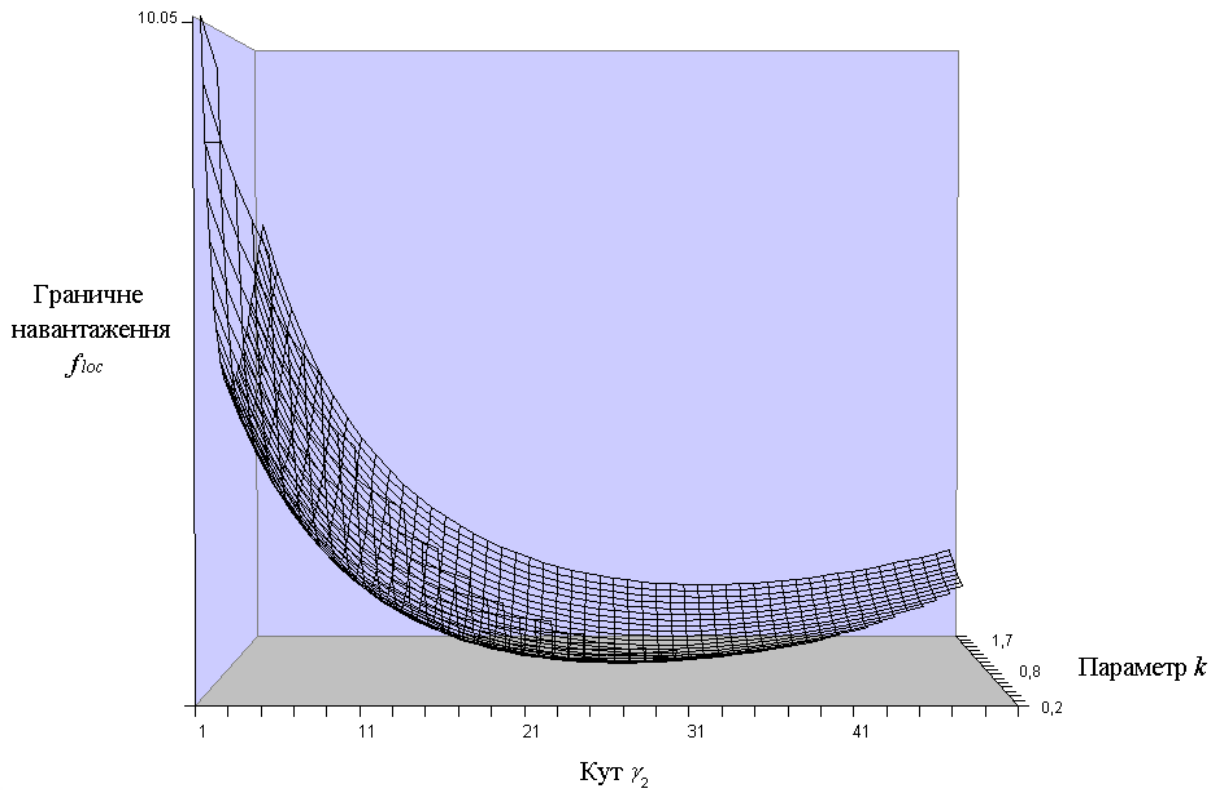
Закінчення таблиці 5.4

1,45	4,16	4,13	4,11	4,09	4,07	4,05	4,04
1,50	4,20	4,17	4,14	4,12	4,10	4,09	4,08
1,55	4,24	4,21	4,18	4,16	4,14	4,12	4,11

Рисунок 5.9 – Графік функції $f_{loc}=f(\gamma_2, k)$

На рис. 5.11 сітка з ортогональних ліній наочно показує множини значень граничного навантаження при змінному параметрі γ_2 та сталому k . Аналогічно інша множина ліній показує залежність при змінному параметрі k та сталому γ_2 .

При цьому представленні для кожної лінії можливо знайти мінімум функції f_{loc} , але не для всієї поверхні. Але на рис. 5.11 показано аналогічні лінії разом з лініями рівня, що дозволяють наочно показати точку мінімуму функції $f_{loc}=f(\gamma_2, k)$.



a

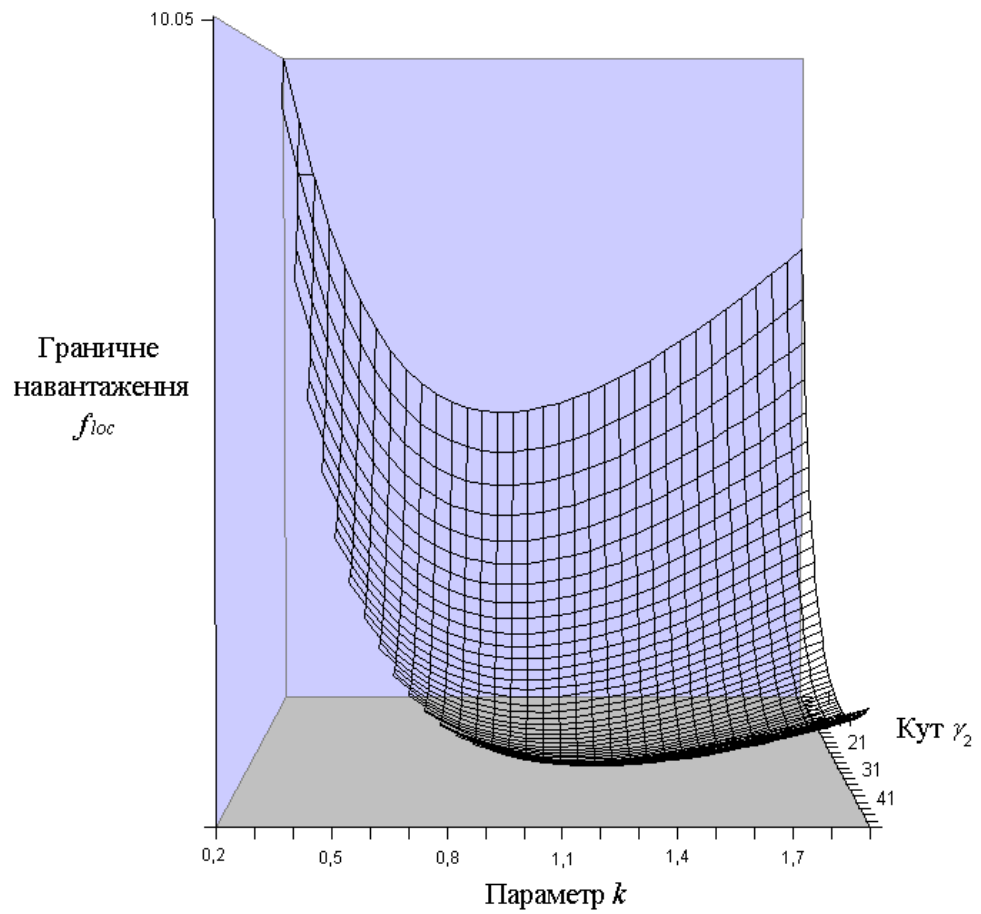


Рисунок 5.10 – Вид спереду (а) та вид збоку (б) для поверхні f_{loc}

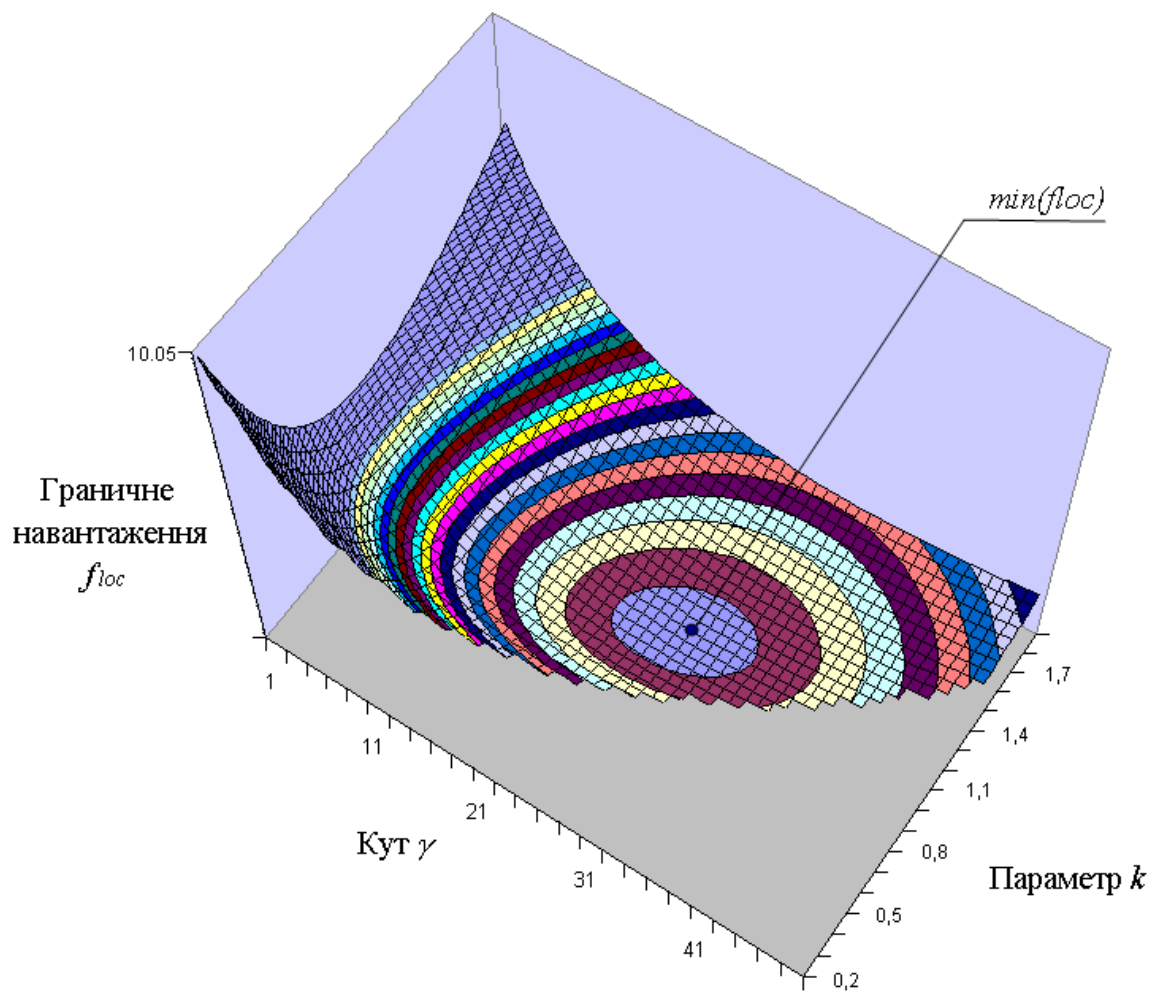
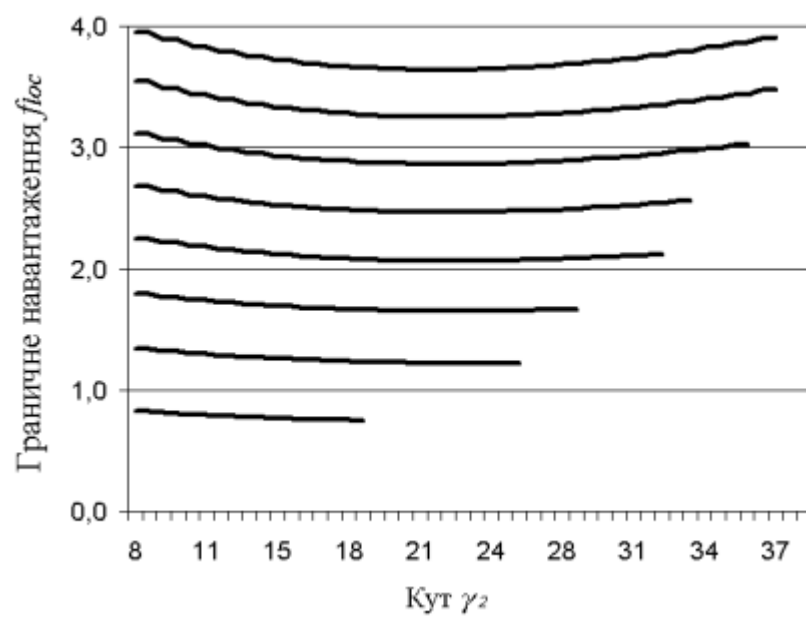
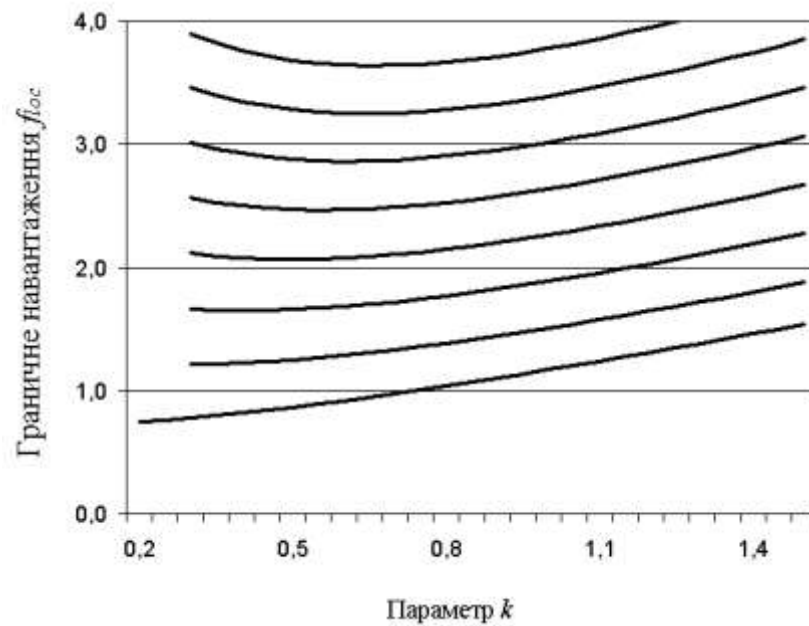


Рисунок 5.11 – Представлення мінімуму функції $f_{loc}=f(\gamma, k)$ лініями рівня для віброцегляної кладки .



a



б

Рисунок 5.12 – Граничне навантаження зразка із віброцегляної кладки з мінімумами $\min(f_{loc})$ значень функції в осях γ_2, f_{loc} (а) і k, f_{loc} (б)

5.3 Порівняння теоретичної міцності з дослідною

Виконано порівняння теоретичної міцності з дослідною для 33 зразків з розмірами: $l \times h \times b = 520 \times 520 \times 120, 640 \times 665 \times 120, 665 \times 640 \times 250, 1030 \times 965 \times 250, 1030 \times 1066 \times 250, 1030 \times 1100 \times 250, 1030 \times 1030 \times 300, 1200 \times 1200 \times 70, 1200 \times 1200 \times 250$ мм. При випробуванні використовувалися навантажувальні башмаки з розмірами $a_1 \times a_2 = 65 \times 65, 75 \times 75$ і 100×100 мм. У якості кладочного матеріалу застосована: глиняна цегла, повнотіла та пустотіла потовщена (з різним ступенем порожнин) керамічна цегла, поризований керамічний камінь, бутовий камінь. Міцність кладочних елементів змінювалась від 8,01 МПа до 24,03 МПа, а міцність розчину: від 3,2 МПа до 16,05 МПа.

Аналізуючи вибірку експериментальних даних із 28 зразків (для яких підтверджено реалізацію кінематичної схеми руйнування, покладеної в основу теоретичної моделі), середнє арифметичне значення по $\tau^{calc} / \tau^{test}$ склало 0,985, середнє квадратичне відхилення – 0,147, а коефіцієнт варіації склав 14,96%.

Таблиця 5.5

Порівняння теоретичної міцності з дослідною для 33 зразків 20 авторів

№	Елемент кладки	Марка зразка	Розміри зразка, мм $l \times h \times b$	Розміри башмака, мм $a_1 \times a_2$	Міцність цегли f_b , МПа	Міцність розчину f_c , МПа	Міцність кладки при стискові f_d , МПа	Міцність кладки при розтязі f_t , МПа	τ^{test} , МПа/ P_u^{test} , кН	τ^{calc} , МПа/ P_u^{calc} , кН	Примітка
В.Н. Деркач [25]											
1	Повнотіла керамічна цегла М150	КРО	520×520×120	65×65		10,9	4,4	0,4	0,78	0,823	
2						7,5	4,0	0,4	0,7	0,765	
3						3,2	3,2	0,4	0,39	0,647	
4	Пустотіла керамічна потовщена цегла М125 (18%)	КРПУ	520×520×120	65×65		10,9	4,0	0,4	0,7	0,862	
5						7,5	3,8	0,4	0,82	0,828	
6						3,2	3,2	0,4	0,52	0,725	
7	Пустотіла керамічна цегла М150 (30%)	КРПО	520×520×120	65×65		10,9	4,4	0,4	1,04	0,823	
8	Поризований керамічний камінь пустотністю М150 (42,3 %)	КПП	520×520×120	65×65		10,9	4,4	0,4	0,98	1,162	

Продовження таблиці 5.5

9	Чарунково-бетонний блок D500 B2.5 на тонкошаровом у розчині	ЧБ	1030×1030×300	65×65		7,5	2,4	0,31	0,24	0,331	
---	---	----	---------------	-------	--	-----	-----	------	------	-------	--

Порівняльний аналіз теоретичної міцності з дослідною свідчить про їх задовільну близькість як для зразків із повнотілої керамічної цегли, так і зразків із пустотілої керамічної цегли, поризованого керамічного каменю та чарунково-бетонного блоку. Однак суттєве відхилення теоретичної міцності від дослідної спостерігається для зразків під номерами 3 і 6, особливістю яких є застосування для кладки розчину із міцністю $f_c = 3,9$ МПа. Автор дослідів наголошує, що при випробуваннях дослідних зразків стискаючим зусиллям, що діє під кутом 45° до напрямку горизонтальних розчинних швів, в залежності від виду елемента кладки і міцності розчину спостерігалися наступні механізми руйнування: розколювання по діагоналі, при якому траєкторія критичної тріщини, відхиляючись меншою або більшою мірою від лінії дії стискаючого зусилля, проходить по каменям і окремим вертикальним і горизонтальним швам кладки (рис. 1.6, б); розколювання по діагоналі, при якому критична тріщина має ступінчасту траєкторію і проходить тільки горизонтальними та вертикальними швами кладки (рис. 1.6, в); зсув по горизонтальних розчинних швах (рис. 1.6, а). Механізми руйнування показані на рис. 1.6, б були реалізовані у зразках, виконаних на розчині міцністю при стисканні 7,9 – 10,9 МПа. Зразки, виготовлені на розчині міцністю 3,1 МПа, зруйнувалися або за тріщиною, що має ступінчасту траєкторію (рис. 1.6, б) або внаслідок зсуву верхньої або нижньої версти кладки (рис. 1.6, а). Отже теоретичне рішення і не може сходитися із результатами, отриманими в дослідях для зразків 3 і 6, через не реалізацію в експериментах кінематичної схеми руйнування, покладеної в основу теоретичного рішення.

Продовження таблиці 5.5

І.Е. Демчук [26]											
10	Повнотіла керамічна цегла		520×520×120	65×65		10,9	4,0	0,4	0,77	0,99	
11						7,5	3,4	0,4	0,74	0,91	
12						3,2	3,2	0,4	0,38	1,70	
13	Пустотіла керамічна цегла		520×520×120	65×65		10,9	4,0	0,4	0,66	1,16	
14						7,5	3,4	0,4	0,81	0,84	
15						3,2	3,2	0,4	0,52	1,24	
Аналогічна картина спостерігається і для зразків 12 із повнотілої керамічної цегли і 15 із пустотілої керамічної цегли із міцністю розчину 3,9 МПа (рис. 1.7).											
А. Piekarczyk [115]											
16	Глиняна цегла	RL - 120/1	640×665×120	65×65	23,8	13,9	6,3	0,53	1,01	1,00	
17		RL - 120/2							1,09	0,92	
18		RL - 120/3							0,93	1,08	
19		RL - 250/1	665×640×250	65×65	23,8	13,9	6,3	0,53	1,09	1,31	
20		RL - 250/2							1,3	1,31	
21		RL - 250/3							1,41	1,31	

Продовження таблиці 5.5

Для зразків, виготовлених із глиняної цегли, отримана задовільна збіжність теоретичної міцності з дослідної, що обумовлено співпадінням картини руйнування (рис. 5.13) і кінематичної схеми рис. 3.19.

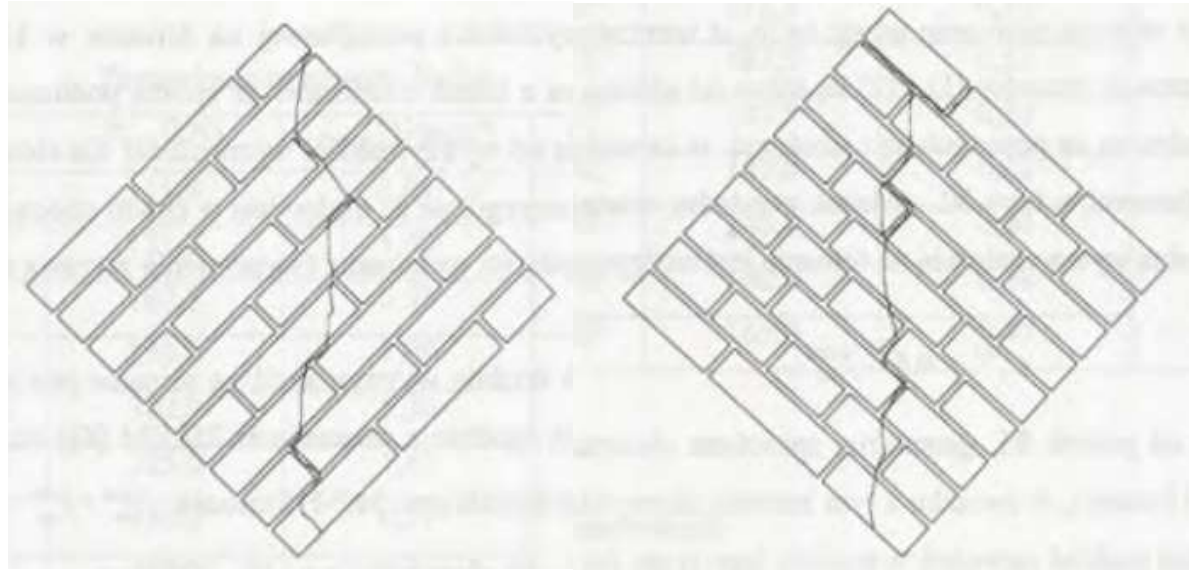


Рис. 5.13 – Характер руйнування дослідних зразків RL

J. Milosevic, A. Sousa Gago, M. Lopes, R. Bento [105]

22	Бутовий камінь	W1	1200×1200×70	100×100	8,01		3	0,13	0,31	1,16	
23		W4		65×65					0,26	1,04	

Картина руйнування, отримана в дослідях при випробуванні зразків із бутового каменю (рис. 5.14), підтверджує прийнятну кінематично можливу схему руйнування при діагональному розколюванні.

Продовження таблиці 5.5

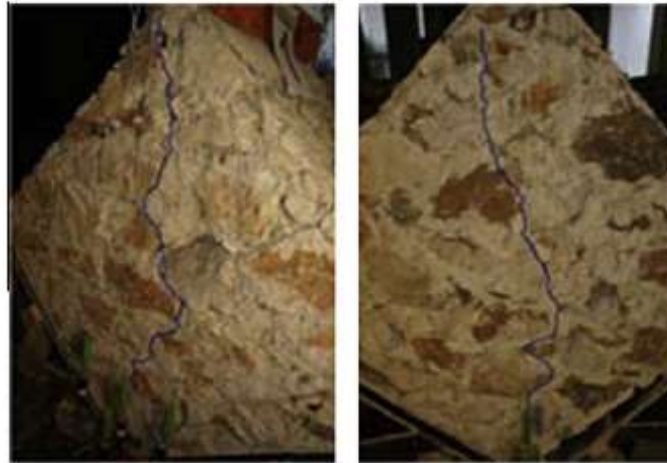


Рис. 5.14 – Характер руйнування дослідних зразків W

Д.Г. Копаніца, О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов [34]

24	Глиняна цегла М200		1030×1066×250	100×100		7,5	5	0,52	280	280,81	
25									300	280,81	



а

б

в

Рис. 5.15 – Характер руйнування дослідних зразків при дії статичного навантаження:
а – загальний вигляд; б – тріщини в центральній частині зразка; в – тріщини в опорній зоні

Закінчення таблиці 5.5

О.В. Кабанцев, О.А. Симаков, А.Б. Симаков, С.М. Баев, П.С. Панфилов [56]											
26	Глиняна цегла	КО-1	1030×1100× 250	75×75	13,25	16,058	4,4	0,4	98	105,63	
27		КО-2							100	105,63	
Кабанцев О.В. [31] на основі експериментально встановлених механізмів руйнування розробив дискретну модель кам'яної кладки. Виконано верифікацію методу моделювання та технології розрахункового дослідження на основі порівняння результатів чисельного та фізичного експериментів. Теоретичне значення згідно цієї моделі становить 95,16 кН.											
А.А.Гасиев, А.В. Грановский, Б.К. Джамуев [9]											
28	Глиняна цегла М 120		1030×965×250	75×75		9,11	4,0	0,4	185,71	182,8	
29									157,14	182,8	
30									169,13	182,8	
Автори засвідчують, що тріщини, за якими відбулося руйнування зразків випробуваної серії, проходили як у матеріалі розчину, так і по цеглі.											
Е. Mustafaraj, Y. Yardim [107]											
31		W1	1200×1200×250	65×65	24,03	5,68	4,8	0,4	189,3	223,4	
32		W2							199,3	223,4	
33		W3							149,5	223,4	

У таблицях 5.6 – 5.13 представлено результати розрахунку за запропонованою методикою по міцності зразків, випробуваних окремими авторами з подачею всіх параметрів розрахункової схеми.

Таблиця 5.6

Результати розрахунку теоретичної міцності експериментальних зразків В.Н. Деркача [25]

№	Характеристика кладочних елементів	Довжина площадки завантаження, l_{loc} мм	Довжина діагоналі дослідного зразка, мм	Параметр α	Характеристика міцності кладки χ	f_{loc}/f_d МПа	τ^{calc} , МПа	τ^{test} , МПа	τ^{calc}/τ^{test}	γ_1	γ_2	k
1	Повнотіла керамічна цегла М150	92	735	7	0,091	1,496	0,823	0,78	1,06	29,40	29,40	0,799
2					0,100	1,531	0,765	0,70	1,09	29,14	29,14	0,773
3					0,125	1,619	0,647	0,39	1,66	28,52	28,52	0,695
4	Пустотіла керамічна потовщена цегла М125 (18%)	92	735	7	0,100	1,414	0,862	0,70	1,23	29,48	29,48	0,85
5					0,105	1,43	0,828	0,82	1,01	29,32	29,32	0,828
6					0,125	1,48	0,725	0,52	1,39	28,76	28,76	0,779
7	Пустотіла керамічна цегла М150 (30%)	92	735	7	0,091	1,307	1,026	1,04	0,99	30,13	30,13	0,94
8	Поризований керамічний камінь пустотністю М150 (42,3 %)	92	735	7	0,091	1,22	1,162	0,98	1,19	30,54	30,54	1,013
9	Чарунково-бетонний блок D500 В2.5 на тонкошаровому розчині	92	1457	14,85	0,129	2,185	0,331	0,24	1,38	28,80	28,80	0,5

Таблиця 5.7

Результати розрахунку теоретичної міцності експериментальних зразків І.Е. Демчука [26]

№	Характеристика кладочних елементів	Довжина площадки завантаження, l_{loc} мм	Довжина діагоналі дослідного зразка, мм	Параметр α	Характеристика міцності кладки χ	f_{loc}/f_d МПа	τ^{calc} , МПа	τ^{test} , МПа	τ^{calc}/τ^{test}	γ_1	γ_2	k
10	Повнотіла керамічна цегла	92	735	7	0,100	1,496	0,823	0,77	1,07	29,40	29,40	0,799
11					0,118	1,531	0,765	0,74	1,03	29,14	29,14	0,773
12					0,125	1,619	0,647	0,38	1,70	29,48	29,48	0,85
13	Пустотіла керамічна цегла	92	735	7	0,100	1,414	0,862	0,66	1,31	29,14	29,14	0,773
14					0,118	1,594	0,677	0,81	0,84	29,32	29,32	0,828
15					0,125	1,48	0,725	0,52	1,39	28,76	28,76	0,779

Таблиця 5.8

Результати розрахунку теоретичної міцності експериментальних зразків А. Piekarczyk [115]

№	Характеристика кладочних елементів	Довжина площадки завантаження, l_{loc} мм	Довжина діагоналі дослідного зразка, мм	Параметр α	Характеристика міцності кладки χ	f_{loc}/f_d МПа	τ^{calc} , МПа	τ^{test} , МПа	τ^{calc}/τ^{test}	γ_1	γ_2	k
16	Глиняна цегла	92	923	9,06	0,084	1,603	1,006	1,01	1,00	29,60	29,46	0,740
17						1,603	1,006	1,09	0,92	29,60	29,46	0,740
18						1,603	1,006	0,93	1,08	29,60	29,46	0,740
19		92	923	9,02	0,084	1,603	1,005	1,09	0,92	29,46	29,04	0,740
20						1,603	1,005	1,3	0,77	29,46	29,04	0,740
21						1,603	1,005	1,41	0,71	29,46	29,04	0,740

Таблиця 5.9

Результати розрахунку теоретичної міцності експериментальних зразків J. Milosevic, A. Sousa Gago, M. Lopes, R. Bento [105]

№	Характеристика кладочних елементів	Довжина площадки завантаження, l_{loc} мм	Довжина діагоналі дослідного зразка, мм	Параметр α	Характеристика міцності кладки χ	f_{loc}/f_d МПа	τ^{calc} , МПа	τ^{test} , МПа	τ^{calc}/τ^{test}	γ_1	γ_2	k
22	Бутовий камінь	141	1697	11	0,043	1,443	0,361	0,31	1,16	30,69	30,69	0,883
23		92	1697	17,46	0,043	1,668	0,271	0,26	1,04	29,84	29,84	0,734

Таблиця 5.10

Результати розрахунку теоретичної міцності експериментальних зразків Д.Г. Копаница, О.В. Кабанцева, Э.С. Усеинова [34]

№	Характеристика кладочних елементів	Довжина площадки завантаження, l_{loc} мм	Довжина діагоналі дослідного зразка, мм	Параметр α	Характеристика міцності кладки χ	f_{loc}/f_d МПа	P_u^{calc} , кН	P_u^{test} , кН	P_u^{calc}/P_u^{test}	γ_1	γ_2	k
24	Глиняна цегла М200	141	1482	9,50	0,104	1,727	280	280,81	1,00	28,53	28,91	0,649
25		141	1482	9,50	0,104	1,727	300	280,81	1,07	28,53	28,91	0,649

Таблиця 5.11

Результати розрахунку теоретичної міцності експериментальних зразків О.В. Кабанцева, О.А. Симакова, А.Б. Симакова, С.М. Баева, П.С. Панфилова [56]

№	Характеристика кладочних елементів	Довжина площадки завантаження, l_{loc} мм	Довжина діагоналі дослідного зразка, мм	Параметр α	Характеристика міцності кладки χ	f_{loc}/f_d МПа	P_u^{calc} , кН	P_u^{test} , кН	P_u^{calc}/P_u^{test}	γ_1	γ_2	k
26	Глиняна цегла М200	106	1507	13,25	0,091	1,878	98	105,63	0,93	28,54	29,25	0,571
27		106	1507	13,25	0,091	1,878	100	105,63	0,95	28,54	29,25	0,571

Таблиця 5.12

Результати розрахунку теоретичної міцності експериментальних зразків А.А. Гасиева, А.В. Грановського Б.К. Джамуева [9]

№	Характеристика кладочних елементів	Довжина площадки завантаження, l_{loc} мм	Довжина діагоналі дослідного зразка, мм	Параметр α	Характеристика міцності кладки χ	f_{loc}/f_d МПа	P_u^{calc} , кН	P_u^{test} , кН	P_u^{calc}/P_u^{test}	γ_1	γ_2	k
28	Глиняна цегла М120	106	1411	12,28	0,100	1,880	185,71	182,8	1,02	29,16	28,45	0,565
29		106	1411	12,28	0,100	1,880	157,14	182,8	0,86	29,16	28,45	0,565
30		106	1411	12,28	0,100	1,880	169,13	182,8	0,92	29,16	28,45	0,565

Таблиця 5.13

Результати розрахунку теоретичної міцності експериментальних зразків E. Mustafaraj, Y. Yardim [107]

№	Характеристика кладочних елементів	Довжина площадки завантаження, l_{loc} мм	Довжина діагоналі дослідного зразка, мм	Параметр α	Характеристика міцності кладки χ	f_{loc}/f_d МПа	P_u^{calc} , кН	P_u^{test} , кН	P_u^{calc}/P_u^{test}	γ_1	γ_2	k
31	Глиняна цегла М200	92	1697	17,46	0,083	2,025	189,3	223,4	0,85	29,28	29,28	0,5
32						2,025	199,3	223,4	0,89	29,28	29,28	0,5
33						2,025	149,5	223,4	0,67	29,28	29,28	0,5

5.4 Висновки за розділом

1. Виявлено нелінійну форму багатопараметричної залежності граничного навантаження елемента кам'яної кладки від характеристик міцності: опорів розтягу f_t та стиску f_d при сталих геометричних характеристиках зразка та опорного майданчика.

2. Ізолінії значень на графіку залежності граничного навантаження l_{loc} дозволяють оперувати варіантами наборів характеристик f_t опору розтягнення та опору стиску f_d для розв'язання задач забезпечення міцності кам'яної кладки.

3. В результаті порівняння теоретичної міцності з дослідною для 28 зразків з різними розмірами елементів дослідження та навантажувального башмака, кладочного елемента та його міцності, міцності розчину, отримані наступні статистичні показники: середнє арифметичне значення по τ^{calc}/τ^{test} дорівнює 0,985, середнє квадратичне відхилення – 0,147, а коефіцієнт варіації складає 14,96%.

4. Наведені статистичні показники дозволяють запропонувати формули для розрахунку кладки при діагональному розколюванні при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил в якості вдосконалення інженерної методики розрахунку міцності цегляної кладки. Рекомендовано збільшити розміри перемички та підвищити опір розчину розтягу та його адгезійні властивості для підвищення монолітності та міцності кладки.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Результати попередніх досліджень свідчать, що при сейсмічних впливах у будівлях із несучими цегляними стінами однією із характерних схем руйнування кладки являється діагональний зсув. Експериментальне моделювання роботи цегляних простінків на комбіновану дію вертикальних і горизонтальних навантажень у більшості випадків проводилося шляхом випробовування зразків на зосереджене навантаження, прикладене вздовж їх діагоналей. До визначальних факторів відноситься: розміри зразків, матеріал кладки, міцність каменю і розчину, внутрішнє і зовнішнє армування кладки.

2. На теперішній час відсутня нормативна методика розрахунку кам'яних конструкцій при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил, котра базувалася б на загальній теоретичній основі. Комбіноване, вертикальне та горизонтальне навантаження в нормах допускається враховувати шляхом застосування основних ексцентриситетів унаслідок горизонтальних навантажень при розрахунку коефіцієнта зменшення міцності Φ .

3. В Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» запропоновано варіаційний метод у теорії пластичності у якості основи для розрахунку цегляної кладки при діагональному розколюванні. Отримано рішення задачі міцності за несиметричного навантаження, враховано обидві характеристики міцності кладки, співвідношення розмірів площадки навантаження та цегляного елемента, несиметричність прикладання навантаження відносно діагоналі елемента, кількість, міцносні характеристики та розташування елементів підсилення.

4. В процесі випробування цегляних стовпчиків на стиск підтверджено вплив на міцність (збільшення до 25%) додавання до цементно-піщаного розчину 20% Церезіту. Процес руйнування стовпів супроводжується появою вертикальної тріщини в середній за висотою зоні елемента й утворенням клинів під плитами преса. Такий характер руйнування відповідає картині, котра спостерігається при випробуванні кам'яних елементів на перекіс.

5. При чисельному моделюванні функції граничного навантаження f_{loc} аналітично та графічно встановлено її абсолютний мінімум та отримано відповідні значення для відношення швидкостей жорстких дисків на кінематичній схемі k та кутів нахилу клину ущільнення γ_1 і γ_2 . Ізолінії значень на графіку залежності f_{loc} дозволяють оперувати варіантами наборів характеристик опору розтягу f_t та стиску f_d для розв'язання задач забезпечення міцності кам'яної кладки.

6. Порівняльний аналіз міцності, отриманої за запропонованою залежністю, з експериментальною показав їх задовільну близькість з такими статистичними показниками: середнє арифметичне значення 0,985, середнє квадратичне відхилення 0,147, а коефіцієнт варіації 14,96%.

7. Інженерну методику розрахунку міцності цегляної кладки вдосконалено шляхом розроблення формули для розрахунку кладки при діагональному розколюванні при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил. Рекомендовано збільшити розміри перемички, підвищити опір розчину розтягу та його адгезійні властивості для збільшення монолітності та міцності кладки.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Андреев, С.А. Попередження аварій і пошкоджень будівель / С.А. Андреев // М.-Л.: Изд. Мін. комунального господарства РРФСР, 1947. – 96 с.
2. Артюшин, Д.В. Каменные и армокаменные конструкции. Расчет и конструирование: учеб. пособие / Д.В. Артюшин, Н.Н. Ласьков, А.В. Туманов, С.А. Болдырев, С.А. Толушов; под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова. – Пенза: ПГУАС, 2015. – 116 с.
3. Архипов, И.Н. Напряжённо-деформированное состояние кирпичной кладки при действии статических и динамических нагрузок. / И.Н. Архипов, В.И. Палагушкин, Н.И. Марчук, И.Я. Петухова, Д.О. Астраханцев, А.С. Пляскин // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2019. – 9(1). – С. 38 – 49.
4. Айзенберг, Я.М. О критериях предельных состояний и диаграммах восстанавливающая сила-перемещение при расчетах на сейсмические воздействия / Я.М. Айзенберг, Л.Ш. Килимник; под ред. И.И. Гольденבלата // сб. Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – М.: 1972. – С. 46 – 60.
5. Ашкінадзе, Г.М. Залізобетонні стіни сейсмостійких будівель. Дослідження та основи проектування / Г.М. Ашкінадзе, М.Є. Соколов. – М.: 1988. – 486 с.
6. Баранова, Т.И. Совершенствование методов расчета прочности и конструирования кирпичных и армокирпичных стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил на основе расчетных моделей: Моногр. [Текст] / Т.И. Баранова, А. В. Туманов, Н.Н. Ласьков // М.: 2000. – 92 с.
7. Белов, В.В. Экспертиза и технология усиления каменных конструкций / В.В. Белов, В.Н. Деркач // Инженерно-строительный журнал. – 2010. – №7. – С. 14-20.
8. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2006. – Офіц. вид. – [На заміну СНиП II-7-81*; Чинні від 2007-01-02]. – К.: Укрархбудінформ: Міноуд України, 2006. – 82 с.
9. Гасиев, А.А. К вопросу об оценке несущей способности

кирпичных простенков, усиленных холстами из углеволокнистой ткани, при действии сдвигающих усилий / А.А. Гасиев, А.В. Грановский // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – №6. – С. 36 – 42.

10. Гениев, Г.А. О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г.А. Гениев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – № 2. – С. 7–11.

11. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин // М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

12. Гольденблат, І.І. Дослідження з сейсмостійкості будівель та споруд / І.І. Гольденблат, І.Л. Корчинський, В.А. Биховський // Праці інституту ЦНДІБК ім. В.А. Кучеренко. – 1961. – № 6. – 261 с.

13. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений / В.Т. Гроздов // СПб: Издательский Дом KN+, 2001. – 140 с.

14. Гроздов В.Т. Руйнування цегляних стін від сезонного та добового перепадів температури зовнішнього повітря і впливу сонячного опромінення / В.Т. Гроздов // Дефекти будівель і споруд. Підсилення будівельних конструкцій: Матеріали II науково-методичної конференції ВІТУ (25 листопада 1997) // СПб.: ВІТУ, 1997. – С. 10 – 12.

15. Довженко, О.О. Варіаційний метод розрахунку несучої здатності закладних деталей вузлів сталезалізобетонних рам / О.О. Довженко, О.В. Малюшицький // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2012. – 23. – С. 211 – 216.

16. Довженко, О.О. Про можливість застосування теорії пластичності до розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Куриленко // Комунальне господарство міст. – 2012. – 105. – С. 74 – 82.

17. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. Зі зміною № 1. – К., 2012. – 62 с.

18. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд / Мінрегіонбуд України. – К., 2018. – 99 с.
19. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К., 2011. – 98 с.
20. ДСТУ Б В 2.6-207:2016. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій. – К., Мінрегіон України, 2016. – 356 с.
21. ДСТУ Б В.2.7-61:2008. Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови. – Київ: Держкоммістобудування України, 2008. – 33 с.
22. ДСТУ Б В.2.7-239:2010 Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Методи випробувань / Мінрегіонбуд України. – К., 2010. – 94 с.
23. ДСТУ Б В. 2.7-23-95. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови. – Київ: Держкоммістобудування України, 1996. – 15 с.
24. ДСТУ Б В.2.7-248:2011. Матеріали стінові. Методи визначення границь міцності при стиску і згині / Мінбуд України. – К., 2012. – 60 с.
25. Деркач, В.Н. Анизотропия прочности каменной кладки на растяжение при раскалывании [Текст] / В.Н. Деркач // Научно-технические ведомости СПбГПУ. Наука и образование. – 2012. – 2 (147) . – С. 259 – 265.
26. Демчук, И. Е. Прочность и деформации каменной кладки из керамического кирпича при сдвиге поперек горизонтальных швов / И. Е. Демчук // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2017. – Вып. 9. – С. 183–205.
27. Дмитриев, А.С. Каменные конструкции. Современное состояние и перспективы развития / А.С. Дмитриев // М.: Госстройиздат, 1960. – 60 с.
28. Зорич В. А. Математический анализ. Часть 1. — изд. 2-е, испр. и доп. — М.: ФАЗИС, 1997.
29. Измайлов, Ю.В. Усиление зданий, поврежденных землетрясением / Ю.В. Измайлов, В.А. Буровенко, А.Ф. Кирпий; под ред. А.В. Друмя, Н.В.

Шебалина, Н.Н. Складнева, С.С. Графова, В.И. Ойзермана // Карпатское землетрясение 1986 г. – Кишинев: 1990. – С 303 – 317.

30. Кабанцев О. В. Дискретная модель каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев // Вестник ТГАСУ. – 2015. – № 4. – С. 113 – 134.

31. Кабанцев, О.В. Пластическое деформирование и разрушение каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния/ О.В. Кабанцев // Вестник МГСУ. – 2016 . – №2 . – С. 34-48.

32. Кичаева, О.В. Механизм разрушения кирпичной кладки при одноосном сжатии балки-стенки, опирающейся на разномодульные материалы (экспериментальные исследования) / О. В. Кичаева, А. В. Убийвовк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2016. – № 5. – С. 223 – 231.

33. Коноводченко, В.І. Дослідження сейсмостійкості цегляної кладки та віброцегляних панелей / В.І. Коноводченко // Сейсмостійкість великопанельних та кам'яних будівель. – М.: 1967. – С. 171 – 180.

34. Копаница Д.Г. Экспериментальные исследования фрагментов кирпичной кладки на действие статической и динамической нагрузки / Д.Г. Копаница, О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов // Вестник ТГАСУ. – Томск: ФГБОУ ПО ТГАСУ, 2012. – № 4. – С. 157 – 178.

35. Кожаринов, С.В. Исследование деформаций кирпичной кладки при действии горизонтальных нагрузок / С.В. Кожаринов // Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений: сб. ИССС АН ТаджССР. – Душанбе, 1980. – С. 127–134.

36. Кожаринов, С.В. Исследование деформаций кирпичной кладки при действии горизонтальных нагрузок / С.В. Кожаринов // Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений: сб. ИССС АН ТаджССР. – Душанбе, 1980. – С. 127 – 134.

37. Кашеварова, Г.Г. Моделирование процесса разрушения кирпичной кладки / Г.Г. Кашеварова, А.Ю. Зобачева // Вестник ПГТУ. Строительство и архитектура. – Пермь, 2010. – №1. – С. 106-116.

38. Кучеренко, В.А. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий. М.: ЦНИИСК им. Кучеренко. 1988. –140 с.
39. Леденев, В.В. Прочность и трещиностойкость моделей стен с начальными дефектами / В.В. Леденев, С.П. Морозов, Я.В. Савинов // Вестн. Тамб. гос. техн. ун-та. – 2002. – 8 (3). – С. 525 – 534.
40. Махатадзе, Л.Н. Комплексный метод исследования сейсмостойкости каменных зданий / Л.Н. Махатадзе // Тбилиси, 1983. – 111 с.
41. Митрофанов В.П. Вариационный метод расчета прочности каменной кладки при местном сжатии / В.П. Митрофанов, О.А. Довженко, В.В. Погребной // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сборник научных трудов. – Вып. №32. – Днепропетровск: ПГАСА. – 2005. – С. 76 – 82.
42. Митрофанов В.П. Теория идеальной пластичности как элементарная механика псевдопластического предельного состояния бетона: основы, ограничения, практические аспекты, совершенствование /В.П.Митрофанов // Комунальное хозяйство городов: республиканский межведомственный научно-технический сборник. – Вып. 72. – К.: Техніка. – 2006.– С. 6–26.
43. Митрофанов, В. П. Вариационный метод расчета прочности каменной кладки при местном сжатии / В. П. Митрофанов, О. А. Довженко, В. В. Погребной // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. – 2005. – 35 (2). – С. 76 – 82.
44. Митрофанов, В. П. Про можливість застосування передумови про ідеальну пластичність до бетону / В. П. Митрофанов, О. О. Довженко, В. В. Погребний // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2002. – №7. – С. 118 – 124.
45. Онищик Л. И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий / Л.И. Онищик // Москва; Ленинград: Государственное издательство строительной литературы, 1939. – 210 с.

46. Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе : дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В.В. Погребной. – Полтава: ПГТУ, 2000. – 236 с.

47. Погребной, В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе по данным теории пластичности и экспериментов / В.В. Погребной, О.О. Довженко // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник. – К.: Техніка, 2007. – 79. – С. 25 – 36.

48. Погрібний В. До визначення міцності кам'яної кладки при стисненні / В. Погрібний, О. Довженко, Д. Усенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2022. – Вип.41. – С. 200 – 207.

49. Поляков С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях / С.В. Поляков // М.: Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1956. – 192 с.

50. Поляков С.В. Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами [Текст] / С.В. Поляков, С.М. Сафаргалиев // Изд. «Казахстан», 1988. – 188 с.

51. Поляков, С.В. Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных каменных зданий / С.В. Поляков // М.: 1962. – 289 с.

52. Соколов Б.С. Результаты исследований каменных и армокаменных кладок / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков // Вестник МГСУ. – 2014. – №3. – С. 99 – 106.

53. Соловйов В. Відновлення експлуатаційної придатності кам'яної кладки, пошкодженої в умовах надзвичайних ситуацій / В. Соловйов, О. Довженко, В.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.

54. Тонких Г.П. Результаты статических испытаний каменной кладки, усиленной железобетонной аппликацией / Г.П. Тонких, О.В. Кабанцев, В.В. Кошаев // Вопросы безопасности военной деятельности, создания и функционирования объектов военной инфраструктуры : Сб. научных трудов под ред. С.Н. Латушкина, Ю.В. Малофеева. – М.: 26 ЦНИИ, 2007. – С. 105-116.

55. Тонких, Г.П. Экспериментальные исследования несущей способности каменной кладки при главных нагрузках / Г.П. Тонких, О.В. Кабанцев, В.В. Кошаев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2007. – №6. – С. 26-31.

56. Тонких Г.П. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки наружными бетонными аппликациями / Г.П. Тонких, О.В. Кабанцев, О.А. Симаков, А.Б. Симаков, С.М. Баев, П.С. Панфилов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – М.: 2011. – № 2. – С. 35 – 42.

57. Тонких, Г.П. Методика экспериментальных исследований по усилению зданий из каменной кладки железобетонными аппликациями / Г.П. Тонких, О.В. Кабанцев, В.В. Кошаев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. – №6. – С. 105 – 116.

58. Туманов, А.В. Прочность армированных стен из кирпичной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. В. Туманов // Пенза : ПГАСУ, 2002. – 190 с.

59. Физдель, А.И. Дефекты в конструкциях и сооружениях и методы их устранения / А.И. Физдель // М.: Стройиздат, 1978. – 160 с.

60. Хохлін, Д.О. Конструктивний захист житлових будинків масових серій, які експлуатуються за умов просідаючих ґрунтів сейсмонебезпечних територій: дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Д. О. Хохлін // Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. – К., 2010. – 19 с.

61. Хедли, Дж. Нелинейное и динамическое программирование. — М.: Мир, 1967. — 506 с.

62. Akshay, G. Strengthening of Con-fined Masonry Structures for In-plane Loads: a Review / G. Akshay, S. Vaibhav // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – 936. – 012031.

63. Albright, C. S. VBA for modelers: developing decision support systems with Microsoft Excel / C. S. Albright // The Engineering Economist. – 2001. – 46(2). – 162.

64. Ali S. S. Finite element model for masonry subjected to concentrated loads / S. S. Ali, A.W. Page // Proceedings of the American Society of Civil Engineering: journal Structural Division. – 1990. – 114. – P. 1761 – 1784.

65. Anderson, D. R. Modern business statistics with Microsoft Excel / D. R. Anderson, D. J. Sweeney, T. A. Williams, J. D. Camm, J. J. Cochran // Cengage Learning. – 2020.

66. Ahmadi, A. Implementation of CTR dairy model using the visual basic for application language of Microsoft excel / A. Ahmadi, P. H. Robinson, F. Elizondo, P. Chilibroste // International Journal of Agricultural and Environmental Information Systems (IJAEIS). – 2018. – 9(3). – Pp. 74 – 86.

67. ASTM E447-97. Test Methods for Compressive Strength of Laboratory Constructed Masonry Prisms / American Society for Testing and Materials Pennsylvania, USA. – 2017.

68. Bernard, M. Improve the ability of understanding mathematics and confidence of elementary school students with a contextual approach using VBA learning media for Microsoft Excel / M. Bernard, P. Akbar, A. Ansori, G. Filiestianto // Journal of Physics: Conference Series. – 2019. – 1318 (1). – 012035.

69. Bocchini P. Life-Cycle of Structural Systems – Furuta, Frangopol & Akiyama (Eds) / P. Bocchini, M. Miranda, V. Christou // London: Taylor & Francis Group. – 2015.

70. Bovey, R. Professional Excel development: The definitive guide to developing applications using Microsoft Excel, VBA, and. Net. Addison / R. Bovey, S. Bullen // Wesley Professional. – 2009.

71. Blagojević, P. Simplified Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Residential Buildings in the Balkans: The Case of Serbia. / P. Blagojević, S. Brzev, R. Cvetković // Buildings. – 2021. – 11. – 392 p.

72. Carlberg, C. Statistical analysis: Microsoft excel 2013 / C. Carlberg // Que Publishing. – 2014.

73. Corradi, M. Shear strengthening of wall panels through jacketing with cement mortar reinforced by GFRP grids. / M. Corradi, A. Borri, G. Castori, R. Sisti

// Composites Part B: Engineering. – 2014. – 64. – Pp. 33 – 42.

74. 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. – 2013. – 4 (4). – Pp. 13 – 14.

75. Earthquake strengthening of unreinforced masonry buildings in New Zealand [Электронни ресурс] – Режим доступа до ресурсу: <https://www.tinoseismic.co.nz/articles/earthquake-strengthening-unreinforced-masonry-buildings>.

76. Dong K. Experimental Study on Seismic Behavior of Masonry Walls Strengthened by Reinforced Mortar Cross Strips / K. Dong , Z. Sui, J. Jiang, X. Zhou // Sustainability. – 2019. – 11(18). – 4866 p.

77. Dovzhenko O. Work of masonry under the combined action of vertical and horizontal loads: an analysis of experimental studies// O. Dovzhenko, V.Pohribnyi, D. Usenko, and K. Mahlinza // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2020. – 2(55). – p. 44-51.

78. Dovzhenko O. The masonry calculation strength under the vertical and horizontal loads combined action by the variational method in the plasticity theory/ O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V.Usenko, and D.Usenko //Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2021. – 2(57). – p. 26-31.

79. Dovzhenko O. Masonry strength under diagonal splitting / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, D. Usenko / Findings of modern engineering research and developments: Scientific monograph. Riga, Latvia : «Baltija Publishing». – 2022. – P. 41 – 63.

80. Dovzhenko, O. Use of extreme properties of deformation for estimation of strength of constructive concrete and reinforced concrete / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, Ye. Klymenko, M. Oreškovič // News the national academy of sciences of the republic of Kazakhstan. Series of geology and technical sciences. – 2020. – 3 (441). – Pp. 32 – 39.

81. Dovzhenko, O. Strength calculation of risers near the supports of reinforced concrete three-hinged frames based on the concrete plasticity theory / O.

Dovzhenko, V. Pohribnyi, Ye. Klymenko, M. Oreškovič, O. Maliovana // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2019. – 708 (1). – 012046.

82. Dovzhenko, O. On Clarification of the Application Area of the Concrete Plasticity Theory to the Strength Problems Solutions / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Pents, M. Pents // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2019. – 73: Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations. – Pp. 25 – 33.

83. Dovzhenko, O. Concrete and Reinforced Concrete Strength under Action of Shear, Crushing and Punching Shear / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, I. Yurko // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2018. – 463 (1). – 022026.

84. Dovzhenko, O. The Ideal Plasticity Theory Usage Peculiarities to Concrete and Reinforced Concrete / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Maliovana // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – 7 (3.2). – Pp. 19 – 26.

85. Define and solve a problem by using Solver [Електронни ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <https://support.microsoft.com/en-us/office/define-and-solve-a-problem-by-using-solver-5d1a388f-079d-43ac-a7eb-f63e45925040>.

86. EN 1996-1-1:2005 Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures (Еврокод 6:Проектування кам'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила для армованих та неармованих кам'яних конструкцій) з технічною поправкою EN 1996-1-1:2005/AC:2009

87. Fattal, S. Failure hypothesis for masonry shear walls. / S. Fattal, F. Jokel // J. of the Structural Division, Proc. of ASCE. – 1976. – 102 (ST3). – P. 515 – 532.

88. Fylstra, D. Design and use of the Microsoft Excel Solver / D. Fylstra, L. Lasdon, J. Watson, A. Waren // Interfaces. – 1998. – 28(5). – Pp. 29 – 55.

89. 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.

90. Galati, N. Design guidelines for the strengthening of unreinforced masonry structures using fiber reinforced polymers (frp) systems / N.Galati, E.Garbin, A.Nanni // Final Draft Report University of Missouri. – Rola: 2005. – 99 p.

91. Ganesan, T.P. Behavior of concrete hollow-block masonry prisms under axial compression / T.P. Ganesan, K. Ramamurthy // *J. Struct. Eng.* – 1992. – 118 (7). – Pp. 1751 – 1769.
92. Henry, A.W. Masonry walls: Materials and Construction / A.W. Henry // *Construction and Building Materials.* – 2001. – Pp. 323 – 330.
93. Hendry, A.W. A note on the strength of Brickwork in combined racking shear and compression. / A.W. Hendry – *Proc. Brit. Ceram. Soc.* – 1978. – № 27. – P. 47–52.
94. IS:, 1905 Indian Standard Code of Practice for Structural Use of Unreinforced Masonry, Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 1987.
95. Jelen, B. Microsoft Excel 2019 Inside Out / B. Jelen // Microsoft Press. – 2018. – 864 p.
96. Kadam, S. Mechanical Properties of Externally Strengthened Masonry / S. Kadam, Y. Singh, L. Bing // *Proceedings of 15th world conferences on earthquake.* – 2012.
97. Jaremenko, A.F. Calculations of reinforced concrete construction with real diagram of materials deformation / A.F. Jaremenko, V.S. Dorofeev, N.N. Soroka // *FIP Symposium.* – London, 1996. – 2. – P. 705 – 713.
98. Lourenço, P.B. Continuum model for masonry: parameter estimation and validation / P.B. Lourenço, J.G. Rots, and J. Blaauwendraad // *J Struct. Eng. ASCE.* – 1998. – 6. – Pp. 642 – 652.
99. Lourenço, P. B. Analysis of Masonry Structures: Review of and Recent Trends of Homogenization Techniques / P. B. Lourenço, G. Milani, A. Tralli, A. Zucchini // *Canadian Journal of Civil Engineering.* – 2007. – 34. – Pp. 1443 – 1457.
100. Liu, Z. Effects of size and position of openings on in-plane capacity of unreinforced masonry walls / Z. Liu, A. Crewe // *Bulletin of Earthquake Engineering.* – 2020. – 18. – Pp. 4783 – 4812.
101. Lieberum, K. Strength of Concrete on an Extremely Small Bearing Area / K Lieberum, H. Reinhardt // *ACI Structural Journal.* – 1989. – 86 (1). – P. 67–76.
102. 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.* – 2014. – 26 (4). – Pp. 567 – 575.

103. Meli, R. Behavior of masonry walls under lateral loads. / R. Meli // *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 25-29 June 2003, Paper 101a.*

104. Meguro, K. Dynamic testing of masonry houses retrofitting by bamboo band meshes / K. Meguro, R. Soti, N. Sathiparan, M. Numada // *Journal of Japan Society of Civil Engineers (Structural Engineering & Earthquake Engineering).* – 2012. – 68(4). – Pp.760 – 765.

105. Milosevic, J. Experimental assessment of shear strength parameters on rubble stone masonry specimens/ J. Milosevic, A. Sousa Gago, M. Lopes, R. Bento // *Construction and Building Materials.* – 2013. – 47. – Pp. 1372 – 1380.

106. Mitrofanov, V. Strength of concrete elements under shear action according to the theory of plasticity and tests / V. Mitrofanov, V. Pogrebnoy, O. Dovzhenko // *Proc. of the 2nd fib Con-gress.* – Naples, Italy, 2006. – ID3–61.

107. Mustafaraj, E. In-plane Shear Strengthening of Unreinforced Masonry Walls Using GFRP Jacketing. / E. Mustafaraj, Y. Yardim // *Periodica Polytechnica Civil Engineering.* – 2018. – 62(2). – Pp. 330 – 336.

108. National Society for Earthquake Technology Nepal (NSET), Engineers Training on Design for Seismic Retrofitting of Masonry Building, 13-17 August, Lalitpur, Nepal.

109. Nelson, D. A. Structural Response of Unreinforced Masonry Walls / D. A. Nelson, E.T. Miguel, D.F. Carlos // *Journal of Civil Engineering and Architecture.* – 2016. –10. – Pp. 219 – 231.

110. Niyogi, S.K. Bearing strength of concrete under inclined forces / S.K. Niyogi // *Ins. conc. J.* – 1981. – 55 (1). – P. 9–12.

111. Page, A.W. A non – lienear analysis of the composite action of masonry walls on beams. / A.W. Page // *Proc. Inst. Civ. Eng.* – 1979. – Mar. – P. 93–110.

112. Page, A.W. Finite element model for masonry / A.W. Page // *J. of the Structural Division, Proc. of ASCE.* – 1978. – 104 (ST8). – P. 1267 – 1268.

113. Page, A.W. The biaxial compressive strength of brick masonry / A.W. Page // Proc. Inst. Civ. Eng. – 1981. – Sept. – pp. 893 – 906.

114. Pande, G. Computer Methods in structural masonry / G. Pande, J. Middleton, B. Krajl // E & FN Spon, London, UK. – 1998.

115. Piekarczyk, A. Badania początkowej wytrzymałości muru niezbrojonego na ścinanie w kierunku prostym do spoin wspornych / A. Piekarczyk // Zeszyty naukowe politechniki śląskiej, seria: budownictwo. – 2000. – 1482. – S. 187 – 197.

116. Pohribnyi, V. Plasticity Theory in Strength Calculations Concrete Elements Under Local Compression / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, O. Fenko, D. Usenko. In: Onyshchenko V., Mammadova G., Sivitska S., Gasimov A. (eds) Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering, 2022. – Vol. 181. Springer, Cham.

117. Pohribnyi, V. The improved technique for calculating the concrete elements strength under local compression / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, I. Kuznietsova, D. Usenko // MATEC Web Conferences. – 2018. – Vol. 230. – 02025.

118. Pohribnyi, V. The design of concrete elements strength under local compression based on the variational method in the plasticity theory / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, L. Karabash, I. Usenko // 6th International Scientific Conference “Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings” (Transbud-2017). – 2017. – 116. – 02026.

119. PTN-S. Pravilnik o Tehnickim Normativima za Izgradnju Objekata Visokogradnje u Seizmičkim Područjima (Technical Regulations for the Design and Construction of Buildings in Seismic Regions); Official Gazette of SFRY No. 31/81 (Amendments 49/82, 29/83, 21/88, 52/90); Yugoslav Institute for Standardization: Belgrade, Yugoslavia, 1981; (In Serbian; Partial English Version). Available online: https://iisee.kenken.go.jp/worldlist/64_Serbia/64_Serbia_Code.pdf

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

121. Ruiz, J. Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh /

J. Ruiz, S.M. Alcocer, J.A. Pineda, J.A. Zepeda // 11th World Conference on Earthquake Engineering. – 1996. – 1471.

122. Robert, G. D. Masonry structures behavior and design / G. D. Robert, A. H. Ahmad // Poland: The masonry society. – 2013. – 480 p.

123. Roca, P. Structural Analysis of Masonry Historical Constructions / P. Roca, M. Cervera, G. Giuseppe, L. Pela // Archives of Computational Methods in Engineering. – 2010. – 17. – Pp. 299 – 325.

124. Saw, C. Linear elastic finite element analysis of masonry walls on beam / C. Saw // Building Science. – 1974. – 9 (4). – Pp. 299 – 307.

125. Samarasinghe, W. Behaviour of brick masonry shear walls / W. Samarasinghe, A.W. Page, A.W. Hendry // Struct. Eng. – 1981. – 59 (3). – Pp. 42 – 48.

126. Schubert, P. Querdehnungszahlen und Bruchdehnungswerte von Mauerwerk / Peter Schubert, Horst Glitza // Bautechnik. – 1981. – №6. – S. 181– 185.

127. Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages: ASTM E 519-07. – 2010. – 5 с.

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

129. Tinazzi, D. Assessment of technologies of masonry Retrofitting with FRP / D. Tinazzi, A. Nanni // Center for infrastructure engineering studies – University of Missouri-Rolla: 2000. – 137 p.

130. Thaickavil, N.N. Behaviour and strength assessment of masonry prisms / N. N. Thaickavil, T. Job // Case Studies in Construction Materials. – 2018. – 8. – Pp. 23 – 38.

131. Usenko, D. Masonry strengthening under the combined action of vertical and horizontal forces / D. Usenko, O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Zyma // Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. – 2020. – P. 193 – 199.

132. СП РК 2.03-30-2017 «Строительство в сейсмических зонах». – 2017.

133. Villaggio Piero Stress diffusion in masonry walls / Piero Villaggio //

J. struct. mech. – 1981. – № 4. – Pp. 439 – 450.

134. Winston, W. Microsoft Excel 2019. Data Analysis and Business Modeling / W. Winston // Microsoft Press. – 2018. – 880 p.

135. 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. – 2013. – 46. – Pp. 1449 – 1457.

Додаток А
Повні масиви даних
числових залежності f_{loc} від
змінних k та γ для цегляної та
віброцегляної кладки

Таблиця А.1

Числові дані залежності f_{loc} від змінних k та γ_2

		γ_2											
		8,0	8,7	9,3	10,0	10,6	11,3	11,9	12,6	13,2	13,9	14,5	15,2
k	0,40	6,097	5,801	5,551	5,339	5,158	5,003	4,868	4,752	4,652	4,565		
	0,45	5,839	5,557	5,319	5,117	4,944	4,796	4,668	4,557	4,462	4,379	4,308	4,247
	0,50	5,628	5,357	5,128	4,934	4,768	4,626	4,503	4,397	4,305	4,226	4,158	4,099
	0,55	5,458	5,196	4,975	4,787	4,626	4,489	4,370	4,267	4,179	4,102	4,036	3,979
	0,60	5,323	5,068	4,854	4,671	4,515	4,381	4,265	4,165	4,079	4,004	3,939	3,884
	0,65	5,218	4,970	4,760	4,582	4,430	4,298	4,185	4,087	4,002	3,929	3,865	3,811
	0,70	5,141	4,897	4,692	4,517	4,367	4,238	4,126	4,030	3,946	3,874	3,811	3,757
	0,75	5,086	4,846	4,644	4,472	4,324	4,197	4,086	3,991	3,908	3,836	3,774	3,720
	0,80	5,050	4,814	4,614	4,444	4,298	4,172	4,063	3,968	3,886	3,814	3,752	3,698
	0,85	5,032	4,799	4,601	4,432	4,287	4,162	4,053	3,959	3,877	3,806	3,744	3,690
	0,90	5,029	4,797	4,601	4,433	4,289	4,164	4,056	3,962	3,880	3,809	3,747	3,693
	0,95	5,039	4,808	4,613	4,446	4,302	4,178	4,070	3,976	3,894	3,822	3,760	3,705
	1,00	5,061	4,830	4,635	4,468	4,325	4,201	4,093	3,998	3,916	3,844	3,782	3,727
	1,05	5,092	4,862	4,667	4,500	4,356	4,232	4,124	4,029	3,947	3,874	3,811	3,756
	1,10	5,133	4,902	4,707	4,539	4,395	4,271	4,162	4,067	3,984	3,911	3,847	3,792
	1,15	5,181	4,950	4,753	4,586	4,441	4,316	4,207	4,111	4,028	3,954	3,890	3,833
	1,20	5,236	5,004	4,807	4,638	4,493	4,367	4,257	4,161	4,076	4,002	3,937	3,880
	1,25	5,297	5,064	4,866	4,696	4,550	4,423	4,312	4,215	4,130	4,055	3,990	3,932
	1,30	5,363	5,129	4,929	4,759	4,611	4,483	4,372	4,274	4,188	4,113	4,046	3,988
	1,35	5,435	5,199	4,998	4,826	4,677	4,548	4,435	4,337	4,250	4,174	4,106	4,047
1,40	5,511	5,273	5,070	4,897	4,747	4,616	4,503	4,403	4,315	4,238	4,170	4,110	
1,45	5,591	5,351	5,146	4,971	4,820	4,688	4,573	4,472	4,384	4,305	4,236	4,175	
1,50	5,675	5,432	5,226	5,049	4,896	4,763	4,647	4,545	4,455	4,376	4,306	4,244	
1,55	5,762	5,516	5,308	5,129	4,975	4,840	4,722	4,619	4,528	4,448	4,377	4,314	
1,60	5,852	5,604	5,393	5,212	5,056	4,920	4,801	4,696	4,604	4,523	4,451	4,387	
1,65	5,944	5,694	5,480	5,298	5,139	5,002	4,881	4,776	4,682	4,600	4,527	4,462	
1,70	6,039	5,786	5,570	5,385	5,225	5,086	4,964	4,857	4,762	4,679	4,605	4,539	
1,75	6,137	5,880	5,662	5,475	5,313	5,172	5,048	4,939	4,844	4,759	4,684	4,617	
1,80	6,236	5,977	5,756	5,566	5,402	5,259	5,134	5,024	4,927	4,841	4,765	4,697	
1,85	6,338	6,075	5,851	5,659	5,493	5,348	5,221	5,110	5,011	4,924	4,847	4,778	
1,90	6,441	6,175	5,948	5,754	5,585	5,439	5,310	5,197	5,097	5,009	4,930	4,861	

Продовження таблиці А.1

	15,8	16,5	17,1	17,8	18,4	19,1	19,7	20,4	21,0	21,7	22,3	23,0
0,40												
0,45	4,194											
0,50	4,049	4,006	3,969									
0,55	3,930	3,889	3,854	3,824	3,800							
0,60	3,836	3,796	3,762	3,733	3,710	3,691	3,676					
0,65	3,764	3,724	3,690	3,662	3,639	3,620	3,606	3,595	3,588	3,584		
0,70	3,710	3,671	3,637	3,609	3,586	3,567	3,553	3,542	3,535	3,530	3,529	3,531
0,75	3,674	3,634	3,600	3,572	3,549	3,530	3,515	3,504	3,496	3,492	3,490	3,491
0,80	3,652	3,612	3,578	3,550	3,526	3,507	3,491	3,480	3,472	3,467	3,465	3,465
0,85	3,643	3,603	3,569	3,540	3,515	3,496	3,480	3,468	3,459	3,453	3,451	3,451
0,90	3,646	3,605	3,570	3,541	3,516	3,496	3,479	3,466	3,457	3,451	3,447	3,447
0,95	3,658	3,617	3,582	3,552	3,526	3,505	3,488	3,475	3,465	3,458	3,454	3,452
1,00	3,679	3,637	3,602	3,571	3,545	3,523	3,505	3,491	3,481	3,473	3,468	3,466
1,05	3,707	3,665	3,629	3,598	3,571	3,549	3,530	3,515	3,504	3,496	3,490	3,487
1,10	3,743	3,700	3,663	3,631	3,604	3,581	3,562	3,546	3,534	3,525	3,519	3,515
1,15	3,784	3,741	3,703	3,670	3,642	3,619	3,599	3,583	3,570	3,560	3,553	3,549
1,20	3,830	3,786	3,748	3,715	3,686	3,662	3,641	3,624	3,611	3,600	3,592	3,587
1,25	3,881	3,836	3,797	3,764	3,734	3,709	3,688	3,670	3,656	3,645	3,636	3,631
1,30	3,936	3,891	3,851	3,816	3,786	3,761	3,739	3,721	3,706	3,694	3,685	3,678
1,35	3,995	3,949	3,908	3,873	3,842	3,816	3,793	3,774	3,759	3,746	3,737	3,730
1,40	4,057	4,010	3,969	3,933	3,901	3,874	3,851	3,832	3,815	3,802	3,792	3,784
1,45	4,121	4,074	4,032	3,995	3,963	3,936	3,912	3,892	3,875	3,861	3,850	3,842
1,50	4,189	4,141	4,098	4,061	4,028	4,000	3,975	3,954	3,937	3,922	3,911	3,902
1,55	4,259	4,210	4,166	4,128	4,095	4,066	4,041	4,019	4,001	3,986	3,974	3,964
1,60	4,331	4,281	4,237	4,198	4,164	4,134	4,108	4,086	4,067	4,052	4,039	4,029
1,65	4,405	4,354	4,309	4,270	4,235	4,204	4,178	4,155	4,136	4,120	4,106	4,096
1,70	4,481	4,429	4,383	4,343	4,308	4,276	4,249	4,226	4,206	4,189	4,175	4,164
1,75	4,558	4,506	4,459	4,418	4,382	4,350	4,322	4,298	4,278	4,260	4,246	4,234
1,80	4,637	4,584	4,536	4,494	4,458	4,425	4,397	4,372	4,351	4,333	4,318	4,306
1,85	4,717	4,663	4,615	4,572	4,535	4,501	4,472	4,447	4,425	4,407	4,392	4,379
1,90	4,799	4,744	4,695	4,651	4,613	4,579	4,549	4,523	4,501	4,482	4,466	4,453

Продовження таблиці А.1

	23,6	24,3	24,9	25,6	26,2	26,9	27,5	28,2	28,8	29,5	30,1	30,8
0,40												
0,45												
0,50												
0,55												
0,60												
0,65												
0,70												
0,75	3,495	3,501										
0,80	3,468	3,474	3,482	3,491								
0,85	3,453	3,458	3,465	3,475	3,486	3,499						
0,90	3,449	3,453	3,460	3,468	3,479	3,491	3,505					
0,95	3,453	3,457	3,463	3,471	3,481	3,492	3,506	3,521	3,538			
1,00	3,467	3,469	3,474	3,482	3,491	3,502	3,515	3,529	3,545	3,563	3,582	
1,05	3,487	3,489	3,493	3,500	3,508	3,519	3,531	3,545	3,560	3,577	3,596	3,616
1,10	3,514	3,515	3,519	3,525	3,533	3,542	3,554	3,567	3,582	3,598	3,616	3,636
1,15	3,547	3,548	3,550	3,556	3,563	3,572	3,583	3,595	3,609	3,625	3,642	3,661
1,20	3,585	3,585	3,587	3,592	3,598	3,606	3,616	3,628	3,642	3,657	3,674	3,692
1,25	3,628	3,627	3,629	3,632	3,638	3,646	3,655	3,666	3,679	3,694	3,710	3,728
1,30	3,675	3,673	3,674	3,677	3,682	3,689	3,698	3,709	3,721	3,735	3,751	3,768
1,35	3,725	3,723	3,723	3,726	3,730	3,737	3,745	3,755	3,767	3,780	3,795	3,812
1,40	3,779	3,776	3,776	3,778	3,782	3,788	3,795	3,805	3,816	3,829	3,843	3,859
1,45	3,836	3,833	3,832	3,833	3,836	3,842	3,849	3,858	3,868	3,881	3,894	3,910
1,50	3,896	3,892	3,890	3,891	3,894	3,898	3,905	3,913	3,923	3,935	3,948	3,963
1,55	3,958	3,953	3,951	3,951	3,953	3,958	3,964	3,971	3,981	3,992	4,005	4,020
1,60	4,022	4,017	4,014	4,014	4,015	4,019	4,025	4,032	4,041	4,052	4,064	4,078
1,65	4,088	4,082	4,079	4,078	4,080	4,083	4,088	4,095	4,103	4,114	4,126	4,139
1,70	4,156	4,150	4,146	4,145	4,145	4,148	4,153	4,159	4,167	4,177	4,189	4,202
1,75	4,225	4,219	4,215	4,213	4,213	4,215	4,219	4,225	4,233	4,243	4,254	4,267
1,80	4,297	4,290	4,285	4,283	4,282	4,284	4,288	4,293	4,301	4,310	4,321	4,333
1,85	4,369	4,362	4,356	4,354	4,353	4,354	4,358	4,363	4,370	4,378	4,389	4,401
1,90	4,443	4,435	4,429	4,426	4,425	4,426	4,429	4,433	4,440	4,448	4,458	4,470

k

Продовження таблиці А.1

	31,4	32,1	32,7	33,4	34,0	34,7	35,3	36,0	36,6	37,3	37,9	38,6
0,40												
0,45												
0,50												
0,55												
0,60												
0,65												
0,70												
0,75												
0,80												
0,85												
0,90												
0,95												
1,00												
1,05	3,637											
1,10	3,656	3,678										
1,15	3,681	3,703	3,725	3,749								
1,20	3,712	3,732	3,755	3,778	3,802							
1,25	3,747	3,767	3,789	3,812	3,836	3,861	3,887					
1,30	3,786	3,806	3,827	3,850	3,873	3,898	3,924	3,951				
1,35	3,830	3,849	3,870	3,891	3,915	3,939	3,964	3,991	4,019			
1,40	3,877	3,895	3,916	3,937	3,960	3,984	4,009	4,035	4,062	4,090	4,120	
1,45	3,927	3,945	3,965	3,986	4,008	4,032	4,056	4,082	4,109	4,137	4,166	4,196
1,50	3,980	3,998	4,017	4,037	4,059	4,082	4,107	4,132	4,159	4,187	4,215	4,245
1,55	4,036	4,053	4,072	4,092	4,113	4,136	4,160	4,185	4,211	4,239	4,267	4,297
1,60	4,094	4,111	4,129	4,149	4,170	4,192	4,216	4,241	4,267	4,294	4,322	4,351
1,65	4,154	4,171	4,189	4,208	4,229	4,251	4,274	4,298	4,324	4,351	4,379	4,408
1,70	4,217	4,233	4,250	4,269	4,290	4,311	4,334	4,358	4,384	4,410	4,438	4,466
1,75	4,281	4,297	4,314	4,332	4,352	4,374	4,396	4,420	4,445	4,471	4,499	4,527
1,80	4,347	4,362	4,379	4,397	4,417	4,438	4,460	4,484	4,509	4,534	4,562	4,590
1,85	4,414	4,429	4,446	4,464	4,483	4,504	4,526	4,549	4,573	4,599	4,626	4,654
1,90	4,483	4,498	4,514	4,532	4,551	4,571	4,593	4,616	4,640	4,666	4,692	4,720

Закінчення таблиці А.1

	39,2	39,9
0,40		
0,45		
0,50		
0,55		
0,60		
0,65		
0,70		
0,75		
0,80		
0,85		
0,90		
0,95		
1,00		
1,05		
1,10		
1,15		
1,20		
1,25		
1,30		
1,35		
1,40		
1,45		
1,50	4,276	
1,55	4,327	4,359
1,60	4,381	4,413
1,65	4,438	4,469
1,70	4,496	4,527
1,75	4,557	4,587
1,80	4,619	4,650
1,85	4,683	4,714
1,90	4,749	4,779

Таблиця А.2

Числові дані залежності f_{loc} від змінних k та γ_2 для віброцегляної кладки

		γ_2											
		8,0	8,7	9,3	10,0	10,6	11,3	11,9	12,6	13,2	13,9	14,5	15,2
k	0,40	8,42	7,99	7,62	7,31	7,05	6,82	6,62	6,45	6,30	6,17		
	0,45	8,03	7,62	7,26	6,97	6,71	6,49	6,30	6,14	6,00	5,87	5,77	5,67
	0,50	7,71	7,31	6,97	6,68	6,43	6,22	6,04	5,88	5,74	5,62	5,52	5,43
	0,55	7,44	7,05	6,72	6,44	6,20	5,99	5,81	5,66	5,52	5,40	5,30	5,22
	0,60	7,23	6,84	6,52	6,24	6,01	5,80	5,63	5,47	5,34	5,23	5,13	5,04
	0,65	7,06	6,68	6,36	6,09	5,85	5,65	5,48	5,33	5,20	5,08	4,98	4,90
	0,70	6,92	6,55	6,23	5,96	5,73	5,53	5,36	5,21	5,08	4,96	4,86	4,78
	0,75	6,82	6,45	6,13	5,87	5,64	5,44	5,26	5,11	4,98	4,87	4,77	4,68
	0,80	6,74	6,37	6,06	5,79	5,56	5,37	5,19	5,04	4,91	4,80	4,70	4,61
	0,85	6,69	6,32	6,01	5,74	5,51	5,32	5,14	4,99	4,86	4,75	4,64	4,56
	0,90	6,65	6,29	5,98	5,71	5,48	5,28	5,11	4,96	4,82	4,71	4,61	4,52
	0,95	6,64	6,27	5,96	5,69	5,46	5,26	5,09	4,94	4,80	4,69	4,58	4,49
	1,00	6,64	6,27	5,96	5,69	5,46	5,26	5,08	4,93	4,79	4,68	4,57	4,48
	1,05	6,66	6,29	5,97	5,70	5,47	5,27	5,09	4,93	4,80	4,68	4,57	4,48
	1,10	6,69	6,31	6,00	5,72	5,49	5,28	5,10	4,95	4,81	4,69	4,58	4,49
	1,15	6,73	6,35	6,03	5,75	5,52	5,31	5,13	4,97	4,83	4,71	4,60	4,50
	1,20	6,78	6,40	6,07	5,79	5,55	5,34	5,16	5,00	4,86	4,73	4,62	4,52
	1,25	6,84	6,45	6,12	5,84	5,60	5,39	5,20	5,04	4,89	4,77	4,65	4,55
	1,30	6,90	6,51	6,18	5,89	5,65	5,43	5,24	5,08	4,93	4,80	4,69	4,59
	1,35	6,97	6,58	6,24	5,95	5,70	5,49	5,30	5,13	4,98	4,85	4,73	4,63
1,40	7,05	6,65	6,31	6,02	5,77	5,54	5,35	5,18	5,03	4,90	4,78	4,67	
1,45	7,14	6,73	6,39	6,09	5,83	5,61	5,41	5,24	5,09	4,95	4,83	4,72	
1,50	7,22	6,81	6,46	6,16	5,90	5,68	5,48	5,30	5,14	5,01	4,88	4,77	
1,55	7,32	6,90	6,55	6,24	5,98	5,75	5,54	5,37	5,21	5,07	4,94	4,83	
1,60	7,42	6,99	6,63	6,32	6,06	5,82	5,62	5,43	5,27	5,13	5,00	4,89	
1,65	7,52	7,09	6,72	6,41	6,14	5,90	5,69	5,50	5,34	5,20	5,07	4,95	
1,70	7,62	7,19	6,82	6,50	6,22	5,98	5,77	5,58	5,41	5,26	5,13	5,02	
1,75	7,73	7,29	6,91	6,59	6,31	6,06	5,85	5,66	5,49	5,34	5,20	5,08	
1,80	7,84	7,39	7,01	6,68	6,40	6,15	5,93	5,73	5,56	5,41	5,27	5,15	
1,85	7,96	7,50	7,11	6,78	6,49	6,23	6,01	5,81	5,64	5,48	5,35	5,22	
1,90	8,07	7,61	7,22	6,88	6,58	6,32	6,10	5,90	5,72	5,56	5,42	5,29	

Продовження таблиці А.2

Числові дані залежності f_{loc} від змінних k та γ_2 для віброцегляної кладки

		γ_2											
		15,8	16,5	17,1	17,8	18,4	19,1	19,7	20,4	21,0	21,7	22,3	23,0
k	0,40												
	0,45	5,59											
	0,50	5,35	5,28	5,22									
	0,55	5,14	5,07	5,02	4,97	4,93							
	0,60	4,97	4,90	4,85	4,80	4,76	4,73	4,70					
	0,65	4,82	4,76	4,70	4,66	4,62	4,58	4,56	4,54	4,52	4,51		
	0,70	4,70	4,64	4,58	4,54	4,50	4,46	4,44	4,42	4,40	4,39	4,38	4,38
	0,75	4,61	4,54	4,49	4,44	4,40	4,37	4,34	4,32	4,30	4,29	4,28	4,28
	0,80	4,54	4,47	4,41	4,36	4,32	4,29	4,26	4,24	4,22	4,20	4,20	4,19
	0,85	4,48	4,41	4,35	4,30	4,26	4,23	4,20	4,17	4,15	4,14	4,13	4,12
	0,90	4,44	4,37	4,31	4,26	4,22	4,18	4,15	4,12	4,10	4,09	4,08	4,07
	0,95	4,41	4,34	4,28	4,23	4,19	4,15	4,11	4,09	4,07	4,05	4,04	4,03
	1,00	4,40	4,33	4,27	4,21	4,17	4,13	4,09	4,06	4,04	4,02	4,01	4,00
	1,05	4,40	4,32	4,26	4,20	4,16	4,11	4,08	4,05	4,03	4,01	3,99	3,98
	1,10	4,40	4,33	4,26	4,21	4,16	4,11	4,08	4,05	4,02	4,00	3,98	3,97
	1,15	4,42	4,34	4,27	4,22	4,16	4,12	4,08	4,05	4,02	4,00	3,98	3,97
	1,20	4,44	4,36	4,29	4,23	4,18	4,13	4,09	4,06	4,03	4,01	3,99	3,97
	1,25	4,46	4,39	4,32	4,25	4,20	4,15	4,11	4,08	4,05	4,02	4,00	3,99
	1,30	4,50	4,42	4,35	4,28	4,23	4,18	4,14	4,10	4,07	4,04	4,02	4,00
	1,35	4,54	4,45	4,38	4,32	4,26	4,21	4,17	4,13	4,10	4,07	4,04	4,03
1,40	4,58	4,50	4,42	4,36	4,30	4,25	4,20	4,16	4,13	4,10	4,07	4,05	
1,45	4,63	4,54	4,46	4,40	4,34	4,28	4,24	4,20	4,16	4,13	4,11	4,09	
1,50	4,68	4,59	4,51	4,44	4,38	4,33	4,28	4,24	4,20	4,17	4,14	4,12	
1,55	4,73	4,64	4,56	4,49	4,43	4,37	4,32	4,28	4,24	4,21	4,18	4,16	
1,60	4,79	4,70	4,62	4,54	4,48	4,42	4,37	4,33	4,29	4,25	4,23	4,20	
1,65	4,85	4,76	4,67	4,60	4,53	4,47	4,42	4,38	4,34	4,30	4,27	4,25	
1,70	4,91	4,82	4,73	4,66	4,59	4,53	4,48	4,43	4,39	4,35	4,32	4,29	
1,75	4,97	4,88	4,79	4,72	4,65	4,59	4,53	4,48	4,44	4,40	4,37	4,34	
1,80	5,04	4,94	4,86	4,78	4,71	4,64	4,59	4,54	4,49	4,46	4,42	4,39	
1,85	5,11	5,01	4,92	4,84	4,77	4,70	4,65	4,60	4,55	4,51	4,48	4,45	
1,90	5,18	5,08	4,99	4,91	4,83	4,77	4,71	4,66	4,61	4,57	4,53	4,50	

Продовження таблиці А.2

Числові дані залежності f_{loc} від змінних k та γ_2 для віброцегляної кладки

		γ_2											
		23,6	24,3	24,9	25,6	26,2	26,9	27,5	28,2	28,8	29,5	30,1	30,8
k	0,40												
	0,45												
	0,50												
	0,55												
	0,60												
	0,65												
	0,70												
	0,75	4,28	4,28										
	0,80	4,19	4,19	4,20	4,21								
	0,85	4,12	4,12	4,13	4,14	4,15	4,16						
	0,90	4,07	4,07	4,07	4,08	4,09	4,10	4,11					
	0,95	4,02	4,02	4,03	4,03	4,04	4,05	4,07	4,08	4,10			
	1,00	3,99	3,99	3,99	4,00	4,00	4,01	4,03	4,04	4,06	4,08	4,10	
	1,05	3,97	3,97	3,97	3,97	3,98	3,99	4,00	4,01	4,03	4,05	4,07	4,10
	1,10	3,96	3,96	3,95	3,96	3,96	3,97	3,98	3,99	4,01	4,03	4,05	4,07
	1,15	3,96	3,95	3,95	3,95	3,95	3,96	3,97	3,98	4,00	4,01	4,03	4,06
	1,20	3,96	3,95	3,95	3,95	3,95	3,96	3,97	3,98	3,99	4,01	4,03	4,05
	1,25	3,97	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	3,97	3,98	3,99	4,01	4,03	4,04
	1,30	3,99	3,98	3,97	3,97	3,97	3,97	3,98	3,99	4,00	4,01	4,03	4,05
	1,35	4,01	4,00	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	4,00	4,01	4,03	4,04	4,06
1,40	4,04	4,03	4,02	4,01	4,01	4,01	4,01	4,02	4,03	4,04	4,06	4,07	
1,45	4,07	4,05	4,04	4,04	4,04	4,04	4,04	4,04	4,05	4,06	4,08	4,09	
1,50	4,10	4,09	4,08	4,07	4,07	4,06	4,07	4,07	4,08	4,09	4,10	4,12	
1,55	4,14	4,12	4,11	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,11	4,12	4,13	4,14	
1,60	4,18	4,16	4,15	4,14	4,14	4,13	4,13	4,13	4,14	4,15	4,16	4,17	
1,65	4,22	4,21	4,19	4,18	4,17	4,17	4,17	4,17	4,18	4,18	4,19	4,21	
1,70	4,27	4,25	4,24	4,22	4,22	4,21	4,21	4,21	4,21	4,22	4,23	4,24	
1,75	4,32	4,30	4,28	4,27	4,26	4,25	4,25	4,25	4,26	4,26	4,27	4,28	
1,80	4,37	4,35	4,33	4,32	4,31	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,31	4,32	
1,85	4,42	4,40	4,38	4,37	4,36	4,35	4,34	4,34	4,34	4,35	4,35	4,36	
1,90	4,47	4,45	4,43	4,42	4,41	4,40	4,39	4,39	4,39	4,39	4,40	4,41	

Продовження таблиці А.2

Числові дані залежності залежності f_{loc} від змінних k та γ_2 для віброцегляної кладки

		γ_2											
		31,4	32,1	32,7	33,4	34,0	34,7	35,3	36,0	36,6	37,3	37,9	38,6
k	0,40												
	0,45												
	0,50												
	0,55												
	0,60												
	0,65												
	0,70												
	0,75												
	0,80												
	0,85												
	0,90												
	0,95												
	1,00												
	1,05	4,12											
	1,10	4,10	4,12										
	1,15	4,08	4,10	4,13	4,16								
	1,20	4,07	4,09	4,12	4,15	4,18							
	1,25	4,07	4,09	4,12	4,14	4,17	4,20	4,24					
	1,30	4,07	4,09	4,12	4,14	4,17	4,20	4,24	4,27				
	1,35	4,08	4,10	4,12	4,15	4,18	4,21	4,24	4,27	4,31			
1,40	4,09	4,11	4,14	4,16	4,19	4,22	4,25	4,28	4,31	4,35	4,39		
1,45	4,11	4,13	4,15	4,18	4,20	4,23	4,26	4,29	4,33	4,36	4,40	4,44	
1,50	4,13	4,15	4,17	4,20	4,22	4,25	4,28	4,31	4,34	4,38	4,41	4,45	
1,55	4,16	4,18	4,20	4,22	4,25	4,27	4,30	4,33	4,36	4,40	4,43	4,47	
1,60	4,19	4,21	4,23	4,25	4,27	4,30	4,33	4,36	4,39	4,42	4,46	4,49	
1,65	4,22	4,24	4,26	4,28	4,30	4,33	4,35	4,38	4,41	4,45	4,48	4,52	
1,70	4,26	4,27	4,29	4,31	4,33	4,36	4,39	4,41	4,44	4,48	4,51	4,55	
1,75	4,29	4,31	4,33	4,35	4,37	4,39	4,42	4,45	4,48	4,51	4,54	4,58	
1,80	4,33	4,35	4,37	4,39	4,41	4,43	4,46	4,48	4,51	4,54	4,58	4,61	
1,85	4,38	4,39	4,41	4,43	4,45	4,47	4,49	4,52	4,55	4,58	4,61	4,65	
1,90	4,42	4,43	4,45	4,47	4,49	4,51	4,54	4,56	4,59	4,62	4,65	4,69	

Закінчення таблиці А.2

Числові дані залежності залежності f_{loc} від змінних k та γ_2 для віброцегляної кладки

	γ_2	
	39,2	39,9
0,40		
0,45		
0,50		
0,55		
0,60		
0,65		
0,70		
0,75		
0,80		
0,85		
0,90		
0,95		
1,00		
1,05		
1,10		
1,15		
1,20		
1,25		
1,30		
1,35		
1,40		
1,45		
1,50	4,49	
1,55	4,51	4,55
1,60	4,53	4,57
1,65	4,56	4,59
1,70	4,58	4,62
1,75	4,61	4,65
1,80	4,65	4,69
1,85	4,68	4,72
1,90	4,72	4,76

Додаток Б
Довідка про впровадження

ЗАТВЕРДЖУЮ

к.е.н., доцент, проректор

за наукової та міжнародної роботи

Національного університету

«Полтавська політехніка імені

Юрія Кондратюка»

СВІДЧЕННЯ С.П.



ДОВІДКА

про впровадження результатів досліджень

Усенка Дмитра Валерійовича на тему «Міцність цегляної кладки при діагональному розколюванні»

Цим підтверджується, що результати дисертаційної роботи здобувача наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) Усенка Дмитра Валерійовича на тему «Міцність цегляної кладки при діагональному розколюванні», виконаної в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» використані при оцінюванні варіантів підсилення цегляних конструкцій Кадетського корпусу за адресою: м. Полтава, вул. Соборності, 42 (в межах виконання госпдоговору № 0121/20 «Розроблення вузлів підсилення цегляних конструкцій Кадетського корпусу за адресою: м. Полтава, вул. Соборності, 42».

Доктор технічних наук,
професор,
керівник
госпдоговору № 0121/20

Семко О.В.

