

ВСТУП

Близько 50% від загальної кількості будівель та споруд складають кам'яні будівлі. У зв'язку з стрімким впровадженням бетонних та залізобетонних конструкцій в будівництво, дослідження в галузі кам'яних конструкцій децю призупинились. Але цегла та природний камінь залишаються найпоширенішими будівельними матеріалами.

В наш час будівництво з дрібнорозмірних елементів відроджується, та Україна має потужну базу для постачання даної продукції. Боротьба з одноманітністю житлових будівель призводить до масового будівництва комплексів котеджів, виконаних, знову ж таки, з кам'яних матеріалів.

У практиці будівництва досить широко розповсюджені конструкції із цегли та їхні елементи, руйнування яких виникає через зріз кладки. Відомо, що довантаження окремих ділянок стін та постійна зволоженість підземної частини будівлі призводить до нерівномірних осадок основ. Це спричиняє розвиток тріщин та руйнування кладки від зрізу.

Одним із резервів зниження матеріалоемності, енергоемності, трудовитрат і вартості цегляних конструкцій є вдосконалення методів їхнього розрахунку. Модель Л.І. Оніщика, яка лежить в основі чинних норм проектування, дає досить точні результати лише для традиційної кладки на розчинах середньої міцності. Для інших видів кладки (на високоміцних розчинах, з тонким швом, з порожнистою цегли) похибки при її застосуванні досить суттєві.

При дослідженні роботи кам'яних конструкцій, в основному, застосовували повнотілу цеглу. Сьогодні, в умовах ринкової економіки, застосування саме високоміцної порожнистої цегли, маркою М100 та вище призводить до економії питомих витрат цегли в 1,5...2 рази та збільшує теплопровідність стіни. Отже, випробування несучих конструкцій з використанням саме такої цегли є актуальним у зв'язку з широким її попитом на ринках України.

Сьогодні виникає проблема із визначенням міцності кладки в місцях можливого зрізу конструкції. Неоднорідність кладки викликає складність при визначенні її напружено-деформованого стану. Велика кількість програм дозволяє дослідити напружено-деформований стан кладки (НДС) при різних площинах завантажень та з різними характеристиками міцності. Отже, актуальним є виконання моделювання роботи кладки для подальшого порівняння з експериментальними даними.

Недоліком розрахунку кам'яної кладки на зріз за перев'язаними перерізами згідно чинних норм є неврахування системи перев'язки, якою виконана кладка. При цьому площа зрізу визначається досить приблизно: $A_{зр}=0,5A$. Окрім зрізу такі конструкції зазнають одночасно і згину, оскільки точка прикладання сили децю віддалена від площини стіни. При цьому, слабким місцем, як правило, виявляється опір верхнього ряду розтягу при згині. Формула, яку пропонують норми, не враховує опору кладки розтягу та систему перев'язки, а отже є недосконалою.

Викладене вище вказує на необхідність в експериментальному дослідженні цегляної кладки на зріз та створенні методики розрахунку, яка б урахувала всі фактори, що впливають на міцність кладки при зрізі. Така методика і викладена в цій монографії.

Особисто велика подяка за підтримку доктору технічних наук, професору, Заслуженому діячеві науки і техніки України Дорофєєву В.С.

Велика подяка рецензентам – д.т.н., проф. Савицькому М.В., к.т.н., доц. Довженко О.О. за корисні пропозиції та поради щодо структури та змісту книги.

1. СУЧАСНИЙ СТАН МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ МІЦНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ЗРІЗІ

Проблемам дослідження кам'яних конструкцій (умови роботи, НДС, міцність, експлуатація та реконструкція, підсилення тощо) присвячені роботи вітчизняних вчених: Оніщук Л.І. [1...5], Семенцова С.А. [6, 7], Камейка В.А. [8], Вахненко П.Ф. [9...11], Дорофієва В.С. [12, 13], Клименка Є.В. [14], Єременок П.Л., Єременок І.П. [15], Полякова С.В. [16... 18], Савицького М.В. [19], Копейка А.Є. [20] та ін.

Випадки зрізу зустрічаються дуже часто та можуть бути приведені як приклади: зріз по неперевазаному та перевазаному швам у п'ятових перерізах арок, зріз по перевазаному шву у консольних виступах, у стиках та кутах кам'яних стін, та зріз по неперевазаному шву у підірних стінах. Причин такого деформування дуже багато: нерівномірне осідання стін (через осідання основ фундаментів), вимивання ґрунту з-під підошви фундаменту ґрунтовими водами або водою з санітарно-технічного устаткування у випадку аварії, нерівномірне прикладання навантаження на стіни (під час перебудови, надбудови), сейсмічні навантаження, тощо.

Розглянемо реальні приклади деформування кам'яних конструкцій від зрізу. На рис. 1.1 показані пошкодження стін житлових 9-ти поверхових будівель по вул. Центральна та вул. Чукляя в м. Пінськ Республіки Білорусь, побудованих у 1984 та 1991 роках. В зовнішніх стінах будівель на великій площі відбулось відшарування нижньої частини облицювального шару кладки з керамічного каменю. Після аналізу деформування виявлено, що відшарування відбулось через зріз тичкових каменів. Кладка несучих поперечних стін в місцях примикання до зовнішніх поздовжніх стін пошкоджена наскрізними вертикальними або похилими тріщинами з a_{cr} до 10мм [21].

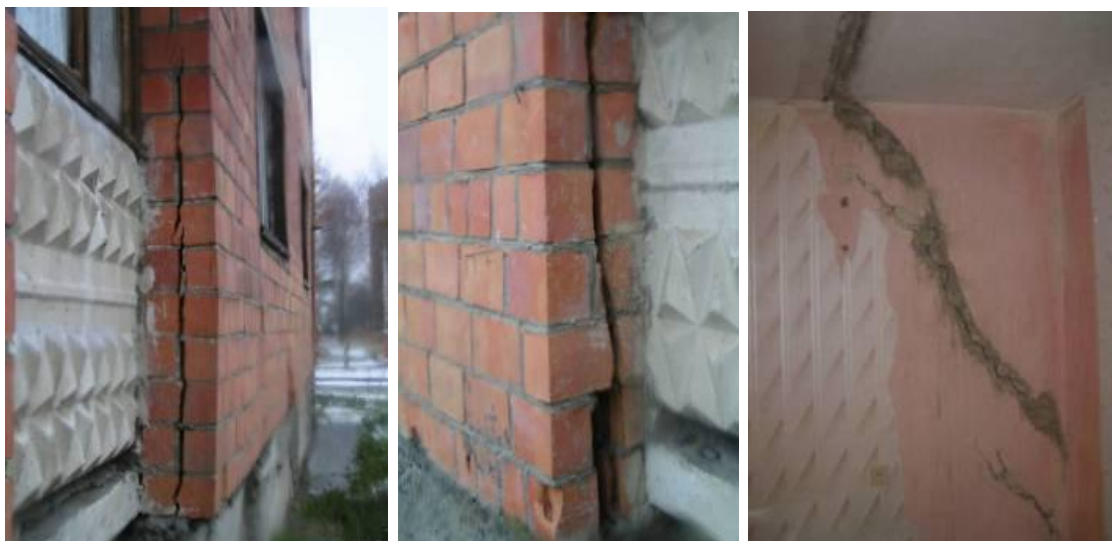


Рис. 1.1 Деформування шару кладки через зріз тичкових каменів, тріщини у вузлах сполучення несучих та самонесучих стін

Аналогічні пошкодження отримали стіни 9-ти поверхової житлової будівлі по вул. Гаврилова в м. Брест, побудованої в 1990р. На значній площі зовнішніх стін через зріз тичкового каміння виникло відшарування та обвалення облицювального шару кладки з керамічної цегли (рис. 1.2). Причиною обвалу вважали недостатність перев'язки (через кожні 9 рядів). Зріз облицювального шару може призвести до обвалення плит лоджій та багатопустотних плит перекриття балконів.



Рис. 1.2. Обвалення та деформування облицювального шару несучих простінків

В ході обстеження побудованої в 1970р. 7-ми поверхової адміністративної будівлі по вул. Куликова в м. Пінськ були виявлені тріщини у зовнішніх поздовжніх несучих стінах 2...7-го поверхів під опорами перемичок, які перекривають віконні отвори (рис. 1.3). При цьому виникла загроза зрізу кладки несучих простінків під опорами перемичок та обвалення плит перекриття.



Рис. 1.3. Зріз кладки несучих простінків під опорами перемичок

Критичні пошкодження цегляної кладки несучих простінків виявлені при обстеженні будівлі спортивного манежу в м. Брест (рис. 1.4). Утворення тріщин в

кладці викликане температурними деформаціями нерозрізних 4-и та 5-ти пролітних залізобетонних прогонів, які спираються на простінки. На даний час будівля признана аварійною та експлуатація припинена.



Рис. 1.4. Зріз по перев'язаному перерізу несучих простінків спортивного манежу

Аналіз проектної документації розглянутих будівель показав, що конструктивні вимоги СНиП II-22-81 щодо вирівнювання вільних деформацій несучих та самонесучих стін були витримані, а розрахункова різниця їх вільних деформацій не перевищувала граничної величини. При цьому в кладці несучих стін були застосовані практично граничні марки цегли та розчину. Проте це не виключило появи вказаних деформацій [21].

Наведені приклади свідчать про недостатній рівень надійності кам'яних будівель, запроектованих за чинними нормами. Вже на стадії їх проектування, через недосконалість чинних норм, були закладені дефекти, які через визначений період часу призвели до розвитку передаварійних та навіть аварійних ситуацій.

Випадки чистого зрізу кладки в практиці будівництва зустрічаються рідше, якщо нормальні напруження у перерізах значно менші дотичних. Прикладами можуть бути кронштейни та консолі, виконані напуском цегли або каміння, а також ступінчасті подушки фундаментів.

1.1. Чистий зріз

Чистим зсувом (зрізом) називається такий випадок плоского напруженого стану, при якому в околиці даної крапки можна виділити елементарний паралелепіпед з бічними гранями, що знаходяться під дією одних лише дотичних напружень.

Нормальні і дотичні напруження складають

$$\sigma_{\alpha} = \tau \sin 2\alpha; \quad (1.1)$$

$$\tau_{\alpha} = -\tau \cos 2\alpha, \quad (1.2)$$

де α – кут, утворений головним майданчик з вертикальним початковим майданчиком.

При чистому зсуві нормальні напруження на будь-яких двох взаємно перпендикулярних майданчиках рівні одне одному за величиною і протилежні за знаком. Чистим зсувом називають такий плоский напружений стан, при якому нормальні напруження на будь-яких двох взаємно перпендикулярних майданчиках рівні одне одному за величиною і протилежні за знаком.

Таким чином, напружений стан чистого зсуву зображують у вигляді:

а) елементарного паралелепіпеда, бічні грані якого суміщені з майданчиками чистого зсуву і по яких діють тільки дотичні напруження τ_{\max} та τ_{\min} ;

б) елементарного паралелепіпеда з бічними гранями, які співпадають з головними майданчиками, по яким діють тільки нормальні напруження $\sigma_{\max} = \tau_{\max}$ та $\sigma_{\min} = \tau_{\min} = -\tau_{\max}$;

в) елементарного паралелепіпеда, бічні грані якого не співпадають ні з майданчиками чистого зсуву, ні з головними майданчиками. По взаємно перпендикулярним бічним граням цього паралелепіпеда діють нормальні напруження, рівні одне одному за величиною і протилежні за знаком, та дотичні напруження.

При чистому зсуві повне напруження по будь-якій площадці, визначене виразом $\sqrt{\sigma_{\alpha}^2 + \tau_{\alpha}^2}$, як це витікає з формул (1.1) і (1.2), дорівнює за абсолютною величиною напруженню τ_{\max} .

Зроблені висновки про особливості чистого зсуву можна одержати шляхом аналізу кола Мора, який в цьому випадку є колом з центром у початку системи координат σ, τ [22].

На зсув розраховують деякі сполучні елементи, які, взагалі кажучи, не є стрижнями. Дійсна робота цих елементів вельми складна, і застосування теорії чистого зсуву до їх розрахунку носить умовний характер. Умовність цих розрахунків перш за все полягає в тому, що при зсуві дотичні напруження в перерізі розподіляються нерівномірно і, крім того, виникають напруження зминання і вигину. Але надійність і простота цих розрахунків, заснованих на практичних рекомендаціях, забезпечили широке застосування їх в практиці проектування. Умова міцності при зрізі має вигляд

$$\tau = \frac{Q}{A} \leq R_{sq} m \text{ або } \tau = \frac{Q}{A} \leq [\tau] \quad (1.3)$$

Необхідна площа зрізу

$$A = \frac{Q}{R_{sq} m} \text{ або } A = \frac{Q}{[\tau]}, \quad (1.4)$$

де Q - розрахункове зусилля зрізу. При розрахунку за граничними станами $Q = Q^n$;

n і m - відповідно, коефіцієнт перевантаження і коефіцієнт умов роботи;

R_{sq} - розрахунковий опір при зрізі.

Допустиме навантаження, що викликає зріз,

$$Q_{don} = [\tau]A. \quad (1.5)$$

У формулах (1.3...1.5) $[\tau]$ – допустиме напруження при зрізі. Воно різне залежно від теорії міцності, що приймається в розрахунках, і складає частину основних допустимих напружень $[\sigma]$ (при розтязі або стисненні).

За I теорією міцності $[\tau] = [\sigma]$. За II теорією - $[\tau] = \frac{[\sigma]}{1 + \mu}$.

Наприклад, для сталі при $\mu = 0,3$ $[\tau] = (0,75 \div 0,8)[\sigma]$; для бетону при $\mu = 0,16$ $[\tau] = 0,86[\sigma]$.

За III теорією міцності $[\tau] = 0,5[\sigma]$ і за IV (для маловуглецевих сталей) - $[\tau] = 0,58[\sigma]$ [22].

1.2. Міцність та методи розрахунку елементів із цегляної кладки при зрізі

Складові кам'яної кладки (камені і розчин) знаходяться в складному напруженому стані навіть при центральному стисненні.

Вони одночасно знаходяться під впливом позацентрального та місцевого стиснення, вигину, зрізу і розтягування. Напружений стан кладки, яка складається з окремих цеглин і розчину, ще не досить вивчений.

Характер руйнування кладки і ступінь впливу численних чинників на її міцність пояснюються особливостями її напруженого стану при стисненні. Руйнування звичайної цегляної кладки при стисненні починається з появи окремих вертикальних тріщин, як правило, над і під вертикальними швами, що пояснюється явищами вигину і зрізу каменя, а також концентрацією напружень розтягу над цими швами.

На міцність кладки при стисненні впливають наступні чинники: міцність каменя, його розміри, правильність форми каменя, наявність порожнин у порожнистих каменях, міцність розчину, легкоукладаємість (рухливість) розчину, пружно-пластичні властивості (деформативність) затверділого розчину, якість кладки, перев'язка кладки, зчеплення розчину з каменем, ступінь заповнення розчином вертикальних швів кладки, тощо.

Перш за все, потрібно відзначити відсутність повного контакту між каменем і розчином. Спираючись на розчин по окремих майданчиках, подібно до плити на пружній основі, камінь піддається місцевому стисненню, вигину і зрізу.

Відсутність повного з'єднання каменя з розчином можливо у зв'язку з відмінністю адсорбційних властивостей каменя уздовж його поверхні, викликану нерівномірним розподілом маси розчину по поверхні каменя, при якому на одних ділянках шва зосереджується розчин з одним вмістом води і в'язучого, а на інших - з іншим. Окрім різниці в деформаційних властивостях, нерівномірний розподіл складових розчину призводить до коливань водоутримуючої здатності розчину по площині шва. Нерівномірний розподіл властивостей каменю і розчину по площині їх з'єднання може привести до утворення ділянок пришивидшеного твердіння розчину, ділянок, де він швидко набиратиме міцність і втрачатиме пластичність. На інших ділянках твердіння буде сповільненим. Розвиток усадкових напружень, супутній твердінню розчину в місцях, де зчеплення каменя і розчину буде зниженим, може викликати порушення їх контакту. Внаслідок цього зменшується площа контакту каменя і розчину і в тій чи іншій мірі погіршуються умови, при яких в камені виникають напруження зрізу [23].

Міцність кладки значною мірою залежить від системи перев'язки швів. Система перев'язки – це порядок вкладання цегли відносно одна одної. Перев'язка поперечних швів необхідна для поздовжнього зв'язку між цеглою, який забезпечує розподіл навантаження на сусідні ділянки кладки, та для монолітності стін при нерівномірному осіданні, температурних деформаціях, тощо. Використання в кладках міцних розчинів на цементному в'язучому дозволяє децю відступити від цього правила: припускається не перев'язувати вертикальні поздовжні шви у п'ятьох суміжних рядах або вертикальні поперечні шви у трьох суміжних рядах кладки. При однорядній (ланцюжковій) системі перев'язки йдуть поперемінно ложкові та тичкові ряди, при багаторядній ложкові ряди перев'язуються тичковими через 3...5 рядів по висоті.

В роботі [24] розглядається вплив перев'язки на міцність кладки. Так, наприклад, досліди Кравчені Н.І. з визначення міцності цегляних кладок, які були виконані різними системами перев'язки на міцному розчині одного складу, було встановлено, що міцність обох систем перев'язки (ланцюжкової та багаторядної) практично рівноцінна. Але Н.І. Кравченя провів лише дослідження на центральний стиск.

Згідно [24] в 1932р. з метою підвищення міцності багаторядної цегляної кладки Центральний інститут праці (ЦІП) розробив нову систему перев'язки, в якій мали перевагу тички, але в той же час були збережені виробничі переваги багаторядної системи перев'язки. ЦІПовська кладка, запропонована на основі теоретичних спостережень при експериментальній перевірці видалась недостатньо міцною та практичного застосування не отримала. Тому в 1967 - 68рр. в ЦНІБК Котовим І.Т. були проведені нові більш розширені пошуки впливу багаторядної перев'язки на властивості міцності та деформативності цегляних кладок, зведених на розчинах двох складів при центральному, позацентровому та місцевому стиску. Виявилось, що при центральному та позацентровому стиску кладки, виконані дворядною та шестирядною системами перев'язки, мають

практично однакову міцність. В той же час шестирядна перев'язка призводить до значного зниження міцності при місцевому стиску, різниця сягає 39%.

Нажаль, досі не вивчений вплив перев'язки на міцність цегляної кладки при зрізі.

Ще в тридцятих роках 20-го сторіччя проф. Оніщиком Л.І. була розроблена модель розрахунку кам'яної кладки [1]. Дана модель покладена в основу норм проектування і дає досить точні результати тільки для традиційної кладки на розчинах середньої міцності. Для інших видів кладки (на високоміцних розчинах, з тонким швом, з високими каменями, тощо) погрішності при її застосуванні стають суттєвими. Розвиток обчислювальної техніки і поява могутніх розрахункових комплексів, заснованих на чисельних методах рішення, дозволили повному підійти до аналізу напружень в кладці будівельних конструкцій. Створені більш довершені моделі Пангаєва В.В., Генієва Г.А., Соколова Б.С. та ін., в яких з'явилася можливість враховувати практично будь-які властивості і особливості матеріалу кладки і самих конструкцій.

Пангаєвим В.В. [25] була запропонована модель руйнування кладки, в якій беруться до уваги неоднорідні властивості конструкції кладки. Згідно цієї моделі деформації ділянок ложкових рядів взаємодіють з деформаціями ділянок тичкових рядів кладки. В результаті цієї взаємодії в елементах ложкових рядів виникає стиск, а в елементах тичкових рядів – розтяг. При відповідних розтягуючих напруженнях виникає розрив цегли тичкових рядів. Для багаторядної кладки на розчинах середньої та пониженої міцності розрив цегли тичкових рядів можливий при напруженнях, рівних або незначно перевищуючих розрахунковий опір кладки стиску.

Генієв Г.А. [26] розглядає питання короткочасної міцності кам'яної кладки. Так як в кам'яних конструкціях, що застосовуються, а саме у стінах будівель, найбільш суттєвими за величиною є напруження, які діють у площині стін, а напруження з площини малі порівняно з першими, то критерій міцності кам'яної кладки сформульовано для загального випадку плоского напруженого стану. Згідно зі структурою кам'яної кладки автор розглядає її як ортотропний матеріал, що характеризується визначеними кількісними показниками міцності у двох характерних напрямках: вздовж та впоперек горизонтальних швів.

В основу моделі Соколова Б.С. [27] покладена гіпотеза: під вантажними та опорними площадками виникає ущільнення у вигляді клинів під дією яких виникає руйнування матеріалу від здолання опору зсуву, відриву та стиску. Розглядаючи рівновагу напівклина, проектуючи зусилля на горизонтальну та вертикальну осі, складається рівняння, рішення якого дозволяє отримати умову міцності

$$N \leq \operatorname{ctg} \alpha \left[R_t L_{loc} (h - L_{loc} \cos \alpha \sin \alpha) + 2R_{sq} L_{loc}^2 (1 + \sin^2 \alpha) \right] + R L_{loc}^2 \sin^4 \alpha. \quad (1.6)$$

З умови (1.6) видно, що несуча здатність елемента при стиску залежить від геометричних розмірів L_{loc} вантажних та опорних площадок та елемента, властивостей міцності матеріалу, кута нахилу площини зсуву α , а також опору

кладки стиску R , розтягу R_t та зсуву R_{sq} . Характеристики міцності та кут α відображають специфічні властивості матеріалів, особливості їх роботи при стиску.

При роботі кладки на зріз, як і при розтягу, розрізняють два випадки: зріз по неперев'язаним перерізам, коли зрізаюча сила паралельна горизонтальним швам; і зріз по перев'язаним перерізам, коли сила перпендикулярна горизонтальним швам.

У першому випадку площина зрізу проходить по шву. Руйнування виникає тоді, коли зрізаюча сила долає дотичний опір зчеплення розчину з каменем. Границя міцності кладки при цьому визначається за законом Кулона (рис. 1.5, а), згідно якого

$$R_{sq} = T + f\sigma_0^n, \quad (1.7)$$

де T – дотичне зчеплення розчину з каменем.

f - коефіцієнт тертя у швах з суцільної цегли та каменів правильної форми приймається 0,7; для кладки з порожнистої цегли та каменів з вертикальними порожнинами 0,3;

σ_0^n - середнє нормальне обтискуючи напруження кладки при найменшому подовжньому навантаженні.

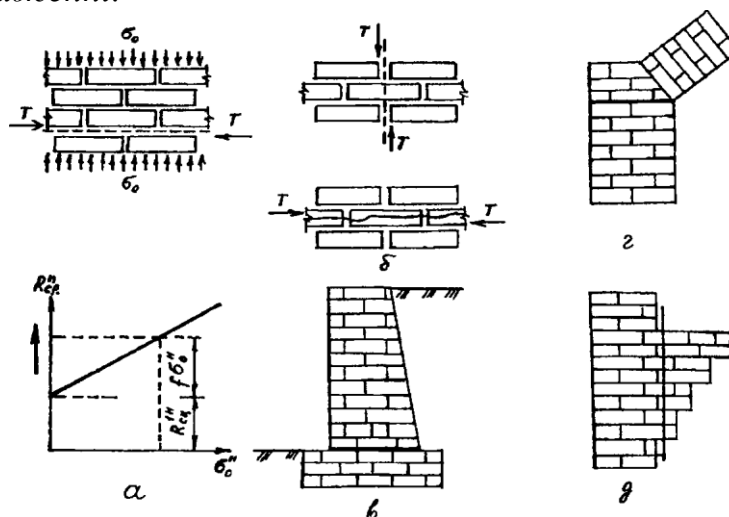


Рис. 1.5. Зріз кладки з каменів правильної форми: а – по неперев'язаному перерізу; в, г – зріз по неперев'язаному шву в кладці підпiрної стiни в п'ятi арки; д - зріз кладки по перев'язаному шву в консольному виступі.

При відсутності нормальних стискаючих напружень ($\sigma_0^n \leq 0$) тимчасовий опір зрізу визначається за формулою

$$R_{sq} = T = 2S = \frac{6}{1 + \frac{25}{R_2}}, \quad (1.8)$$

де S – нормальне зчеплення розчину з цеглою;

R_2 – марка розчину.

В роботі [16] доведено, що на базі великої кількості досліджень при варіюванні факторів, які впливають на міцність, встановлено, що дотичне зчеплення у 2 та більш рази перевищує нормальне зчеплення: $T \geq 2S$, тому у формулі (1.8) прийнята їх рівність.

Наявність нормальних сил, що стискають кладку, підсилює опір шва зрізу. У граничному випадку може бути, що сила тертя більше сили опору шва зрізу. Тоді треба проводити розрахунок конструкції за формулою

$$H \leq \frac{Nf}{k_m}, \quad (1.9)$$

де H - горизонтальна сила, кН;

N - нормальна сила, кН;

f - коефіцієнт тертя, що приймається 0,7 (камінь по розчину);

k_m - коефіцієнт запасу при розрахунку на тертя 1,5-2,0.

З формули (1.9) видно, що розрахунок значно спрощений [1].

Коефіцієнт запасу k_m приймається згідно [1] 1,5 або 2,0 в залежності від відповідальності окремих випадків розрахунку. Якщо сила тертя повинна забезпечувати конструкцію тільки від переміщення, при чому переміщення не погрожує руйнуванням конструкції, тоді приймається коефіцієнт запасу 1,5. Наприклад при розрахунку на зсув стіни підвального поверху по підошві під дією тиску землі приймається коефіцієнт 1,5.

Коефіцієнт 2 приймається тоді, коли наявність достатньої сили тертя забезпечує міцність та стійкість споруди в цілому або окремих її конструкцій та при подоланні її може призвести до руйнування. Прикладами є: арка, у якій розпір гаситься у п'яти силами тертя; передавання вітрового тиску від передньої стіни на задню через перекриття та ін.

Онуфрієв Н.М. у своїй праці [28] пише, що у випадку зрізу по неперевазаному шву розрахунок ведеться з урахуванням додаткового опору кладки тертю по шву, який зрізується. В цьому випадку врахування тертя ведеться з пониженням нормального навантаження P на коефіцієнт перевантаження $t = 0,9$. Розрахункова формула виводиться з умови рівноваги між розрахунковим та граничним зусиллями

$$Q = FR_{sq} + Pf = FR_{sq} + \frac{P}{F}Ff = F(R_{sq} + \sigma_0 f), \quad (1.10)$$

де Q – розрахункова поперечна сила ;

F – площа поперечного перерізу, або площа зрізу;

R_{sq} - розрахунковий опір при зрізі вздовж горизонтальних швів та відсутності їх обтиснення нормальними напруженнями ($\sigma_0 = 0$);

P - найменше поздовжнє зусилля (з $t = 0,9$);

σ_0 - середнє обтискуючи напруження кладки при такій комбінації навантажень, коли розрахункова, стискаюча шов сила P має найменшу величину, а зрізаюча – найбільшу, $\sigma_0 = P/F$.

Для граничного стану у виведену формулу (1.10) вводяться коефіцієнти умов роботи. Умова матиме вигляд

$$Q \leq (R_{cp} + 0,8nf\sigma_0), \quad (1.11)$$

де n – коефіцієнт, що дорівнює 1 – для суцільних цегли та каміння, 0,5 – для порожнистої цегли та каменя з вертикальними порожнинами;

0,8 – вплив тертя у шві (враховано в розмірі 80%), що зроблено в цілях більшої безпеки.

У випадку застосування лише вапняних розчинів, що дають погане зчеплення шва з цеглиною або каменем, в устоях та контрфорсах при великих горизонтальних силах іноді для підвищення міцності кладки на зріз застосовувалася кладка з похилими швами. У такій кладці збільшується кут між напрямом зусиль і площиною швів, що створює сприятливіші умови роботи шва на зріз. Такий прийом може бути використаний і в сучасному будівництві у випадках, коли кладка ведеться на слабких розчинах.

Застосування даного методу є трудомістким та неекономічним процесом. Виникає гостра необхідність в експериментальних дослідженнях кам'яної кладки на зріз.

Другий випадок зрізу - площина зрізу проходить не тільки по швах, але і через окрему цеглу або камені (рис.1.5, д). У кладці з цегли і каменів правильної форми розрахунок проводиться з урахуванням системи перев'язки. Опір вертикальних швів зрізу, при цьому, не береться до уваги, і розрахунок проводиться по фактичному перерізу цегли або каменя. Тільки у бутової кладки, враховуючи нерівності вертикальних швів, опір зрізу розглядається по каменю та шву.

Згідно роботи [1] оскільки стандартами на цеглу та каміння не передбачене нормування міцності на зріз, то слід зважати на можливість показників значно нижчих, ніж середні. Тому розрахунок із звичайним триразовим запасом можна проводити, тільки орієнтуючись на нижчі показники, що доходять до 0,5 від середніх. По відношенню до середніх даних напруження, такі що допускаються повинні складати 1/6 цих даних. Межа міцності при зрізі кладки по перев'язаним перерізам $R_{sq,пер}^n$ приймається рівною межі міцності каменя при зрізі R_{sq}^n (тобто $R_{sq,пер}^n = R_{sq}^n$) без введення коефіцієнта, що враховує ослаблення вертикальними швами. Тому розрахунковий перетин приймається нетто, тобто за вирахуванням площі вертикальних швів, по площині яких може відбутися зріз.

Нормами [29,30] надано наступну умову міцності кам'яної кладки на зріз по перев'язаному шву, враховуючи при цьому тільки переріз каменя

$$Q \leq R_{sq} \cdot A_{HT}, \quad (1.12)$$

де R_{sq} – розрахунковий опір при зрізі, коли руйнування кладки проходить по цеглі або каменю;

A_{HT} – площа поперечного перерізу при зрізі за вирахуванням площі швів.

В умові (1.12) наближено приймаємо $A_{HT} \approx 0,5A$. Формулою (1.12) слід також користуватись під час перевірки міцності вертикальних перев'язаних перерізів.

Опір зрізу по одному майданчику знаходиться за формулою

$$t = bdT, \quad (1.13)$$

де b – глибина перев'язки;

d – товщина перев'язки.

Вертикальні шви бутової кладки мають неправильну форму, тому навіть при недостатньому зчепленні розчину з каменем чинять опір зрізу. Площина зрізу проходить по перетину окремих каменів і частково по розчину. Отже, опір зрізу бутової кладки залежить як від міцності каменя, так і від міцності розчину. Але загальна величина опору бутової кладки зрізу значно менша, ніж в цегляній кладці.

Прикладами чистого зрізу можуть служити кронштейни і консолі, виконані напуском цеглини або каменя, а також ступінчасті подушки фундаментів. Для підвищення опору зрізу в перев'язці цих конструкцій повинні переважати тичкові ряди.

З вищевказаного можна дійти висновку, що при вирішенні задач міцності при зрізі намагаються емпіричним шляхом врахувати конкретні умови, які характеризують задачу. В підсумку сукупність вирішених задач поки що не утворює стрункої системи знань про поведінку каменя та бетону при зрізі. Це свідчить про необхідність використання для розрахунку більш загальної теорії, яка дозволить відобразити найважливіші властивості каменя й врахувати багаточисельні фактори.

Згідно європейських норм [31] нормативний опір зрізу f_{vk} визначають за результатами випробувань цегляної кладки. Початковий нормативний опір зрізу (зсуву) кам'яної кладки (міцність зчеплення на зсув) f_{vko} визначають за результатами випробувань згідно EN 1052-3 або EN 1052-4. Нормативний опір кам'яної кладки зсуву (зрізу) f_{vk} на розчині загального призначення, якщо всі шви вважаються повністю заповненими

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d, \quad (1.14)$$

але не більше ніж $0,065 f_b$ або f_{vlt}

де f_{vko} – початковий нормативний опір зрізу кам'яної кладки при відсутності стискаючого навантаження;

f_{vlt} – граничне значення f_{vk} ;

σ_d – розрахункове напруження стиску, перпендикулярне до зусилля зрізу, обчислене як середнє за епюрою напружень в стиснутій частині перерізу при відповідному сполученні навантажень;

f_b – зведений (нормалізований) опір стиску каменю (блоку) f_b згідно 3.1.2.1 [31] в напрямі зусилля зрізу, тобто при завантаженні дослідних зразків перпендикулярно горизонтальному шву.

Вертикальний опір зрізу в зоні стику двох стін можна визначити шляхом відповідних випробувань на конкретному об'єкті або методом обробки бази даних. При відсутності результатів випробувань нормативний опір кам'яної кладки зсуву (зрізу) f_{vk} дозволяється приймати рівним значенню f_{vko} . Якщо стик виконаний згідно 8.5.2.1 [31], то в цьому випадку f_{vko} приймається при перевірці міцністю на зсув перетину стін без врахування тимчасового навантаження.

При розрахунку круглих цегляних дисків [32] встановлено, що чим більша різниця модулів пружності цегли та розчину, тим більш не рівномірно розподіляються напруження розтягу, під яких знаходиться в матеріалі з меншим модулем.

Оцінюючи праці вітчизняних та закордонних вчених, слід відмітити недостатність вивчення питання щодо визначення критерію руйнування цегляної кладки в цілому.

Вперше такий критерій було розроблено в роботі [26] для кам'яної кладки при плоскому напруженому стані. Цей критерій з більшою точністю відображає фізичні явища, що відбуваються в кам'яній кладці аж до руйнування. Звичайно, що запропонована методика вимагає свого підтвердження експериментальними дослідженнями.

На сьогодні вітчизняні [29] та зарубіжні норми [33...39] з розрахунку кладки при одноосному напруженому стані не відповідають сучасному рівню знань з механіки твердого тіла і, вочевидь, потребують їх перегляду.

Відомо, що в несучих внутрішніх стінах кам'яних будівель, що сприймають вертикальне і горизонтальне навантаження, в кутах віконних прорізів, в місцях перетину поздовжніх і поперечних стін, в опорних зонах, тощо, кладка знаходиться в умовах плоского або об'ємного напруженого стану. Просторовий розрахунок кам'яної кладки при об'ємному напруженому стані – задача досить складна, але в той же час для випадку двоосного напруженого стану, що найбільш часто використовується на практиці, така задача досить легко вирішується.

Зупинимось, насамперед, на експериментальних дослідженнях елементів кам'яних конструкцій при двоосному напруженому стані, зважаючи на те, що їх кількість ще лишаються недостатньою для виявлення всієї картини поведінки кладки в даних умовах.

С.В. Поляковим в роботі [17] досліджувалася робота цегляної кладки при дії зусиль зсуву (горизонтальних) і при сумісній дії зсувних і обтискуючих (вертикальних) зусиль. Дослідженню міцності кладки при дії зсувних і стискаючих зусиль також присвячені роботи А.В. Hendry [40], С.В. Кожаринова [41]. Значна кількість експериментальних досліджень проаналізована в роботі С.В. Полякова [18]. Тут розглянуто міцність і деформативність елементів кам'яних конструкцій при сейсмічних навантаженнях.

У роботах В.Р. Sinha, М.Д. Loftus, R. Temple [42], Р. Schubert, Н. Glitza [43, 44,], Л.І. Оніщика [4] наводяться методики проведення експериментів щодо виявлення пружних постійних характеристик кам'яної кладки (модулів пружності в головних осях ортотропії, модуля зсуву, коефіцієнтів Пуассона). Там же, а також у роботах [45...47] наведені дані щодо характеристик міцності кладки.

Теоретичному дослідженню кам'яної кладки при плоскому напруженому стані присвячені роботи Г.А. Генієва [26], Г.А. Тюпіна [48...50], Г.Н. Брусенцова [51, 52], В.Г. Ієвенка [53], Р. Villaggio [54], А.В. Page [55, 56].

Г.А. Генієвим в роботі [26] сформульовано критерій міцності кам'яної кладки для загального випадку плоского напруженого стану. Виходячи із обґрунтованого експериментальними даними припущення, критерій враховує можливість настання трьох механізмів руйнування кладки: а) руйнування від роздроблювання, що проявляється при одноосному та двоосному рівномірному чи нерівномірному стисканні; б) руйнування від відриву, що проявляється при одноосному та двоосному рівномірному чи нерівномірному розтягу; в) руйнування від сколювання, що має місце при змішаних двоосних напружених станах стиск – розтяг. Аналітична залежність критерію міцності кам'яної кладки в області роздроблення – відриву в [26] має вигляд

$$S_{11}^{-1}S_{21}^{-1}\sigma_1^2 - S_{00}^{-2}\sigma_1\sigma_2 + S_{22}^{-1}S_{12}^{-1}\sigma_2^2 + (S_{21}^{-1} - S_{11}^{-1})\sigma_1 + (S_{12}^{-1} - S_{22}^{-1})\sigma_2 - 1 = 0, \quad (1.15)$$

де σ_1 і σ_2 – максимальне і мінімальне головні напруження;

S_{ij} – коефіцієнти, що визначаються через межу міцності кладки на одноосне розтягування і стиск залежно від кута α (між головним напруженням σ_1 в даній точці і напрямом осі X).

Аналітичний вираз критерію міцності кладки в області сколювання має вигляд

$$\sigma_1^2 - 2(1 + 2k^2)\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 + 2k(C_n + C_H)(\sigma_1 + \sigma_2) - 2(C_n - C_H)(|\sin 2\alpha| + k \cos 2\alpha)(\sigma_1 - \sigma_2) - 4C_n C_H = 0, \quad (1.16)$$

де C_n і C_H – межа міцності кладки на зсув по перев'язаних і неперев'язаних швах;

k – узагальнений коефіцієнт внутрішнього тертя.

Даний критерій було перевірено на основі експериментальних даних, отриманих в ЦНДІБК ім. Кучеренка А. К. Чармадовим [57], на підставі із яких була побудована модель визначення міцносного опору кам'яної кладки при плоскому напруженому стані.

Для оцінки міцності елементів кам'яних конструкцій вдалим фактором є критерій міцності Г. А. Генієва [26, 58]:

– в області роздроблення

$$\left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_{сн}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{сн}}\right)\sigma_1 - \frac{\sigma_1\sigma_2}{R_{сн}R_{сн}} + \left(\frac{\sin^2 \alpha}{R_{сн}} + \frac{\cos^2 \alpha}{R_{сн}}\right)\sigma_2 + 1 = 0; \quad (1.17)$$

– в області відриву

$$\left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_{рн}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{рн}}\right)\sigma_1 - \frac{\sigma_1\sigma_2}{R_{рн}R_{рн}} + \left(\frac{\sin^2 \alpha}{R_{рн}} + \frac{\cos^2 \alpha}{R_{рн}}\right)\sigma_2 - 1 = 0, \quad (1.18)$$

де $R_{сн}$, $R_{сн}$, $R_{рн}$, $R_{рн}$ – межа міцності матеріалу на одноосний стиск і розтягнення відповідно по неперев'язаних і перев'язаних швах.

В області сколювання, у випадку використання критерію міцності по формулі (1.17), (1.18) найбільш доцільно використовувати критерій (1.16).

S. Fattal, F. Jokel в роботі [59] розглядають чотири гіпотези руйнування кам'яної кладки. Встановлено, що руйнування може відбуватися від: а) руйнування по шву; б) критичного нормального напруження; в) критичної двоосної комбінації нормальних головних напружень; г) критичної деформації розтягу в площині стіни. Автори в своїй праці роблять наступні висновки: 1) руйнування цегляних стін під дією комбінації стискаючих навантажень може проходити від відриву шва чи розколювання; 2) несуча здатність, в тих випадках, коли руйнування викликається розколюванням, може бути передбачена на основі критерію від критичної двоосної комбінації головних нормальних напружень.

В роботі [48] Тюпіним Г. А. запропонований варіант моментної теорії пружності стосовно кам'яної кладки. Зазначається, що причиною руйнування кладки є руйнування цегли від згинання і зрізу, а розрахункова модель, яка запропонована, дозволяє частково визначити цей характер руйнування.

Шаповал С.Л. та Клименко Є.В. в роботах [60...64] виконали розрахунок міцності елементів із цегляної кладки при місцевому її завантаженні на край по всій ширині стіни для двох моделей руйнування окремо: модель, яка прийнята для характеру руйнування елемента від стиснення – зсуву; та модель, яка прийнята для характеру руйнування елемента від стиснення – розколу. Запропонований метод розрахунку дає можливість описати роботу цегляних конструкцій при місцевому стисненні на край по всій товщині стіни та визначити граничне значення навантаження залежно від міцносних характеристик матеріалу елемента та його розмірів.

Семенцов С.А. [65] випробовував зразки з повнотілої та пустотілої цегли на кутове зминання. В результаті дослідів із цегляними стінками розмірами (770×250×510) мм і (1120×250×1030) мм було встановлено, що при відношенні площі поверхні зразка до площі зминання менше ніж 2 руйнування відбувалося шляхом зрізу. При відношенні більше ніж 2 характер руйнування різко змінювався: при навантаженнях, які становили 60-70% від руйнівних розвивалися вертикальні тріщини, до моменту руйнування від масиву кладки повністю відділявся стовпчик із розмірами перерізу штамп. Цей стовпчик руйнувався так як і при осьовому стиску. Однак межа міцності на стиск зразків була більшою порівняно зі

стандартними стовпчиками перерізом (380×510)мм. На основі аналізу проведених випробувань Семенцов С.А. запропонував обмежити міцність при місцевому крайовому зминанні максимальною величиною $R_c \leq 1,25R$.

Шишкін А.А. і Бірюков А.Н. [66] проводили експериментальні дослідження цегляних та армоцегляних зразків таврового перерізу, які моделювали вузол обтирання великопролітної балки на цегляну пілястру стіни. Експерименти проводилися для з'ясування можливих причин аварії 18-ти метрової балки, яка відбулася в наслідок зрізу пілястри. Було випробувано 4 серії зразків (всього 32) із опорними вузлами різних конструкцій (змінювалися розміри розподільчої плити, армування та ексцентриситет прикладання сили). Випробовувалися також еталонні цегляні стовпчики перерізом (380×380)мм. Варіювалася перев'язка швів: однорядна та трирядна. Зразки 4 серії були армовані сітками з дроту Ø 4 мм і розмірами чарунки 60×60мм. В експерименті окрім зрізу пілястри спостерігався випадок руйнування не передбачений СНиП II-22-81 (утворення вертикальної тріщини та відокремлення пілястри від стіни з послідуочим руйнуванням). Одним із запропонованих варіантів підвищення міцності такого вузла є армування пілястри. Пропонується армувати ділянку кладки під опорою на висоту, що не перевищує дві довжини розподільчої плити.

Шаповал С.Л. [67] у ході досліджень вивчала роботу цегляної кладки при місцевому стисненні при прикладанні навантаження по всій товщині стіни посередині та на край зразка. Випробовувалися цегляні стінки шириною 250 мм довжиною $L = (630 - 2330)$ мм висотою $H = (625 - 1300)$ мм. При центральному прикладанні навантаження спостерігався різний характер руйнування. При менших відношеннях l_{loc}/L руйнування відбувалося шляхом утворення під штампом клина, від якого відходила вертикальна тріщина, зразок розколювався майже навпіл. При більших відношеннях відбувалося несиметричне руйнування: утворювався несиметричний клин, від вершини якого відходили похилі тріщини. При кутовому зминанні спостерігалася сколювання кута елемента або роздавлювання стовпчика з розмірами перерізу штампа, що відокремлювався від зразка (так як і в [65]).

Методика розрахунку міцності запропонована Шаповал С.Л. [67] базується на статичному принципі граничної рівноваги. За даною методикою міцність цегляної кладки при місцевому односторонньому центральному стисненні пропонується визначати за формулами

$$\begin{aligned} N_1 &= \left[1 + (2x_1/l_{loc})^2 \right] b \left[0,85R_t L + 0,9R_{sq} (2H - x_1) + Rl_{loc} \right], \\ N_2 &= 1,8b \left[R_t (H - x_1) + 0,5R_{sq} l_{loc} + 1,11Rx_1 \right] \times \left[1 + (l_{loc}/2x_1)^2 \right]. \end{aligned} \quad (1.19)$$

При кутовому зминанні

$$\begin{aligned} N_1 &= (R_{sq} H + 1,5Rl_{loc}) b, \\ N_2 &= 3,6b (R_t H + 0,42Rl_{loc}), \end{aligned} \quad (1.20)$$

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

У формулах (1.19, 1.20) менше із значень N_1 чи N_2 і буде несучою здатністю цегляної кладки при її місцевому стисненні. До недоліків запропонованої методики слід віднести використання дуже спрощеної умови міцності кам'яної кладки, а також розрахункового опору кладки зрізу R_{sq} .

Погрібним В.В. [68] доведено, що для бетону явище «чистого зрізу», як плоского напруженого стану, і форми руйнування не сумісні, тому опір зрізу не є величиною, яку можна нормувати; для кожного конкретного випадку зрізу як форми руйнування ця величина визначається розрахунком окремо. Бетон, як і кладка, відноситься до кам'яних матеріалів, отже цей висновок справедливий і для неї. Також дослідженню зрізу залізобетонних та бетонних елементів присвячені праці [69,70].

Новий напрямок, який полягає у застосуванні варіаційного методу теорії пластичності до розрахунку міцності кам'яної кладки при місцевому стисненні запропонували у своїх дослідженнях Митрофанов В.П. та Довженко О.О [71]. Метод базується на теорії ідеальної пластичності бетону, доповненої обмеженнями щодо її застосування та полягає в визначенні граничного навантаження із застосуванням вдосконаленого пластичного потенціалу або потенціалу Баландіна-Генієва [72]. На основі методу отримані рішення задач при зминанні плоских кам'яних елементів при центральному та крайовому прикладанні стискаючого навантаження. При розв'язанні задачі міцності враховується характер руйнування при конкретному випадковій зминання, на основі якого приймається кінематична схема руйнування елемента; параметри від яких залежить міцність: R_c , R_t та відношення $\alpha = h/l_{loc}$.

При місцевому стиску застосовують, як правило, поперечне (сітчасте) армування – із сталевих квадратних чи прямокутних сіток, які укладаються в горизонтальні шви кладки для підвищення її несучої здатності.

Міцності кам'яної кладки при центральному односторонньому зминанні присвячені також роботи [73...76]. Для досягнення поставленої мети була виготовлена серія з шести стінок розмірами $h \times b \times l = (105 \times 25 \times 105)$ см, три з яких були цегляними, а три – армованими сітками з дроту $\phi 4$ мм Вр-І і розмірами чарунки 5 см. Кожну пару зразків випробували на центральне одностороннє зминання штампом відповідного розміру: $l_{loc} = 10; 15; 25$ см. В результаті досліджень зроблені висновки: характер руйнування цегляних та армоцегляних стінок принципово не відрізняється; зі збільшенням відношення $\alpha = l_{loc} / h$ зростає несуча здатність елемента та збільшуються розміри зони стиснення під штампом (клина ущільнення).

В роботі [15] описані експериментальні дослідження кам'яних конструкцій, підсилених шляхом включення у зовнішню цегляну обойму. Виявлено, що до рівня завантаження $0,51 \dots 0,61 N/N_p$ експериментальний дослідний зразок працював як суцільний. Утворення тріщин у кладці обойми спостерігалось лише в окремих

цеглинах. Але при подальшому збільшенні навантаження відбувся зріз по шву розчину між кладкою обійми та існуючою кладкою (центральним стовпчиком), утворювались поздовжні проміжні (нові, між уже існуючими) і горизонтальні тріщини.

Бірюков А.Н. [77] провів експериментальні дослідження підсиленних стовпів таврового перерізу металевими та залізобетонним обіймами та встановив, що достатньо підсилювати частину пілястри під опорною плитою на висоту 1-1,5м та запропонував ряд рекомендацій щодо його влаштування.

Методам підсилення кам'яних конструкцій присвячена велика кількість наукових статей та видань, адже це питання є надзвичайно актуальним. Так у роботі Губія М.М., Коваленка О.С., Тарасенка О.А. [78] пропонується розрахунок несучої здатності розпірних анкерів для кріплення елементів підсилення до кам'яної кладки та бетону. В роботі [79] пропонується методика оцінки динаміки розвитку напруженого стану в конструкціях при довготривалих процесах деформування основи, яка базується на рішенні плоскої задачі з застосуванням обчислювальних комплексів. Розраховувалась перегородка з суцільної цегли, розмірами 5500×3500мм, товщиною 160мм, завантажена власною вагою. Попереднє напруження створювалось шляхом встановлення арматурних стрижнів з двох боків перегородки та подальшого їх натягнення стягненням арматурних стрижнів один з одним стяжними болтами.

В ХДТУБА [80] запропоновано метод підсилення кам'яних конструкцій за допомогою локального внутрішнього обтиснення попередньо напруженим сталевим дротом всередині кладки з попереднім ін'єктуванням та забиванням тріщин полімерними композиціями.

Також методам підсилення та діагностиці кам'яних конструкцій присвячені роботи [19, 81...87].

Таран Р.А. запропонував [88] та експериментально обґрунтував нові методи оцінювання міцності цегли стінової конструкції за малогабаритними зразками та експрес-метод оцінювання міцності цегли безпосередньо в конструкції. Для практичного застосування метода визначення міцності стінового матеріалу в конструкції експериментально встановлений перехідний коефіцієнт $k=0,6$ для оцінки міцності на стиск. Метод оцінки вертикального напруження заснований на залежності граничного дотичного напруження в матеріалі від вертикального навантаження та запропонований ще Кулоном (див. формулу (1.7)). Таран Р.А. запропонував також метод оцінювання наближення стану конструкції до граничного в натурних умовах, заснований на вимірі параметрів ділатансійних процесів у цегляній кладці.

Останнім часом досить поширені чисельні методи розрахунку кам'яних конструкцій. Хоча вони не завжди враховують особливості структури матеріалу та діаграми його роботи, але разом з тим їх достатня наочність і простота дозволяють використовувати дані методи в інженерних розрахунках.

Одним із основних числових методів розрахунку є метод скінчених елементів (МСЕ). Питанням використання МСЕ для визначення напружено-деформованого

стану кам'яних конструкцій присвячені роботи Г.Н. Брусенцова [51, 89], В.Г. Ієвенка [53], A.W. Page [55, 56], G. Saw [90], T.N. Ganju [91], S.C. Anand [92] та ін.

Пружна поведінка кладки була прийнята В.Г. Ієвенком [53] як основна гіпотеза роботи матеріалу. Ним запропонований алгоритм розрахунку кам'яних стін з урахуванням появи і розвитку тріщин. При складанні алгоритму були використані положення теорії пружності, горизонтальний вплив у вигляді циклового навантаження, для матеріалу задавалась межа міцності на розтяг. Рішення задач втілювалося за допомогою крокового методу завантаження.

Закордонні дослідники, не маючи розробленої в достатній мірі теорії міцності кам'яної кладки навіть в умовах одноосного напруженого стану, на початку 70-х років минулого століття почали використовувати МСЕ. В ранніх роботах цих дослідників матеріал кладки вважався пружним, а урахування неоднорідності досягалося розбиттям кладки на два типи скінченних елементів: цегли і розчину, до того ж цегла і розчин мали різні модулі пружності.

C. Saw в роботі [90] пропонується методика розрахунку кам'яних стін, що спираються на балки, за допомогою модифікованого МСЕ. Методика виключає необхідність визначення переміщень усіх вузлів сітки і дозволяє знайти напруження в укрупнених чарунках, які складаються із декількох елементів.

W. Samarasinghe, A.W. Page, A.W. Hendry в роботах [47, 93] були проведені випробування стінових панелей при комбінованій дії навантаження стиску і зсуву. Поведінка випробуваних панелей аналізувалась за допомогою ЕОМ. Вивчення розподілу напружень на початку руйнування показало, що значна площа стіни знаходиться в стані двоосного стиску. Відмічається, що граничне навантаження і загальний механізм руйнування не можуть бути передбачені через відсутність надійного критерію руйнування для двоосного стиску.

Riadh S. Al-Mahaidi, Arthur H. Nilson у статті [94] розглядають з'єднання двох кам'яних стін (двох різних корпусів) за допомогою балочного елемента (перехідної галереї другого та четвертого поверхів). В місці стикання стіна-балка відбувається зріз. Представлена технологія пружного аналізу методом скінчених елементів, що підходить як для зрізу стін з гнучкими з'єднаннями, так і для зрізу каркасно-стінових систем. В результаті складено графік залежності гнучкості системи від ступенів свободи системи.

В роботі [95] Vungale S. Taranath розглянуті два засоби визначення крутячого моменту у місці зрізу бетонних стін відкритого U або H – образного перерізу. Перший спосіб з врахуванням скривлення по висоті, другий без врахування. Побудовані графіки та діаграми залежностей.

Аналіз роботи підпірної стінки, де нерідко виникає зріз, за допомогою МСЕ проведено у роботі Madan M.Gupta, Leroy L. Friel [96]. Створені діаграми, згідно яких, знаючи навантаження, висоту підпірної стінки, кут нахилу, коефіцієнт тертя ґрунту та бетону, максимальний тиск на основу, можна знайти бажані параметри стовбура та п'яти підпірної стінки від: перекидання, зсуву (зрізу), вигину п'яти.

Однак, як відмічається Г. Н. Брусенцовим в роботі [51], метод скінчених елементів поряд з іншими чисельними методами у застосуванні до розрахунків кам'яних конструкцій знаходиться на одному із початкових етапів свого розвитку.

Також зазначимо, що в роботі [8] Камейка В. А., Семенцова С. А. розглянуті стан і основні напрямки досліджень міцності конструкцій із кам'яної кладки.

У цій же галузі працювали й закордонні дослідники, такі як James Colville [97], Clayford T. Grimm and David W. Fowler [98], M^c Kay W.B. and Teck M.Sc [99], Haulon J. [100], Yao James T.R. [101], Emmanuel Tesfaye and Taft H. Broome [102], Wagih M. El-Dakhakhni [103]. Великий внесок щодо роботи кам'яної кладки на зріз зробив Smith B.S. [104...107] та інші закордонні дослідники [108...111].

Однією з найважливіших причин руйнування цегляних стін від зрізу є сейсмічний вплив. Оскільки м. Одеса знаходиться в сейсмічній зоні, доречно буде розглянути дослідження вчених в цій галузі. Вагомий внесок зробили Поляков С.В. [18] та його учень Сафаргалієв С.М. [112]. Випробували зразки з цегли різних видів, в результаті дотичне зчеплення зразків з порожнистої цегли виявилось вище у 2,2 рази зчеплення зразків з повнотілої цегли. Згідно з висновками Сафаргалієва розрахунковий опір кладки зрізу по неперев'язаним перерізам дорівнює

$$R_{sq} = 0,7R_p^B, \quad (1.21)$$

де R_p^B - нормальне зчеплення.

В даному огляді ми торкнулися основних існуючих експериментальних досліджень і теоретичних методів розрахунку елементів кам'яних конструкцій на зріз.

На основі сказаного вище можна зробити висновок, що задача теоретичного і експериментального дослідження міцності ортотропних матеріалів типу кам'яної кладки при плоскому та складному напруженні станах є актуальною.

Це пов'язано насамперед із тими недоліками, які не дають можливості широко використовувати існуючі деформаційні теорії пластичності ортотропних тіл до основних будівельних матеріалів. До основних недоліків можна віднести складність математичного викладення теорій [113...116], що ускладнює використання їх в інженерних розрахунках, підтвердження деформаційних теорій експериментальними даними лише для певного класу матеріалів [49, 117...120].

Слід також зауважити недостатній розвиток експериментальних і теоретичних досліджень кам'яних конструкцій при їх роботі на зріз.

1.3. Висновки за розділом

Аналіз проведених раніше досліджень міцності цегляної кладки при зрізі дає можливість зробити наступні висновки:

1. Відновлення інтересу до будівництва будівель з дрібнорозмірних елементів викликало появу робіт по вивченню кам'яної кладки при її зантаженні із застосуванням сучасних математичних моделей.

2. Кам'яна кладка в нормах [29,30] фактично розглядається як ізотропний матеріал, через що не враховується механізм руйнування кладки від роздроблення, відриву, сколювання (зрізу) та відповідні розрахункові схеми.

3. За обставин, коли матеріал кладки працює в умовах плоского напруженого стану, міцність кладки цегляних елементів залежить не тільки від опору кладки при одноосному стисканні R_c , але й від інших характеристик (R_t, R_{sq} – відповідно розрахунковий опір на осьовий розтяг та зріз), які не враховуються в діючих нормах [29, 30].

4. Сучасні програмні комплекси розрахунку цегляних конструкцій не дозволяють чітко оцінити несучу здатність конструкцій на зріз, оскільки не враховується перев'язка швів кладки.

5. Існуючий в теперішній час емпіричний підхід одержання залежностей для розрахунку міцності при складних НДС не завжди дозволяє виявити всі фактори, які впливають на міцність цегляних конструкцій при зрізі.

6. Виходячи з вищевикладеного, в даній роботі поставлені наступні задачі досліджень:

- проаналізувати досягнення в галузі кам'яних конструкцій вітчизняних та закордонних вчених;
- експериментально дослідити НДС, характер руйнування та визначити граничне навантаження дослідних зразків стінок при зрізі;
- виявити вплив на міцність при зрізі наступних факторів: співвідношення геометричних розмірів стінок, характеристик міцності та варіанту перев'язки стиків стін;
- розробити метод розрахунку міцності цегляної кладки на зріз без залучення складних комп'ютерних програм та проаналізувати збіжність отриманих розрахункових рішень з результатами експерименту;
- теоретично дослідити НДС стін при зрізі за допомогою МСЕ (методу скінчених елементів) та порівняти поля розподілу напружень з експериментально визначеними;
- розробити практичні пропозиції щодо розрахунків міцності елементів при зрізі;
- впровадити отримані результати роботи у практику проектування і будівництва.

2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Задачі експериментів

Необхідність проведення експериментальних досліджень, головним чином, пов'язана із недостатньою, на наш погляд, кількістю та якістю раніше проведених експериментів.

Експериментальна частина роботи складалася із випробування цегляних стовпчиків з цегли та розчину різних марок для визначення міцності кам'яної кладки та порівняння результатів зі значеннями СНиП II-22-81 [29] та випробування стику цегляних стінок таврового перерізу в плані (рис.2.1) з метою отримання зрізу кладки та визначення межі міцності кам'яної кладки при зрізі.

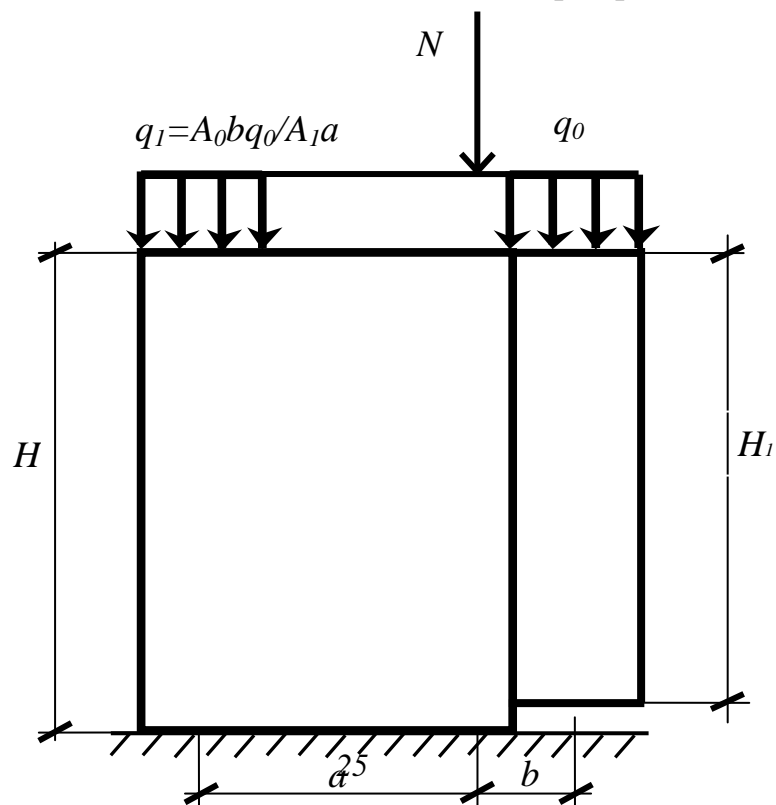
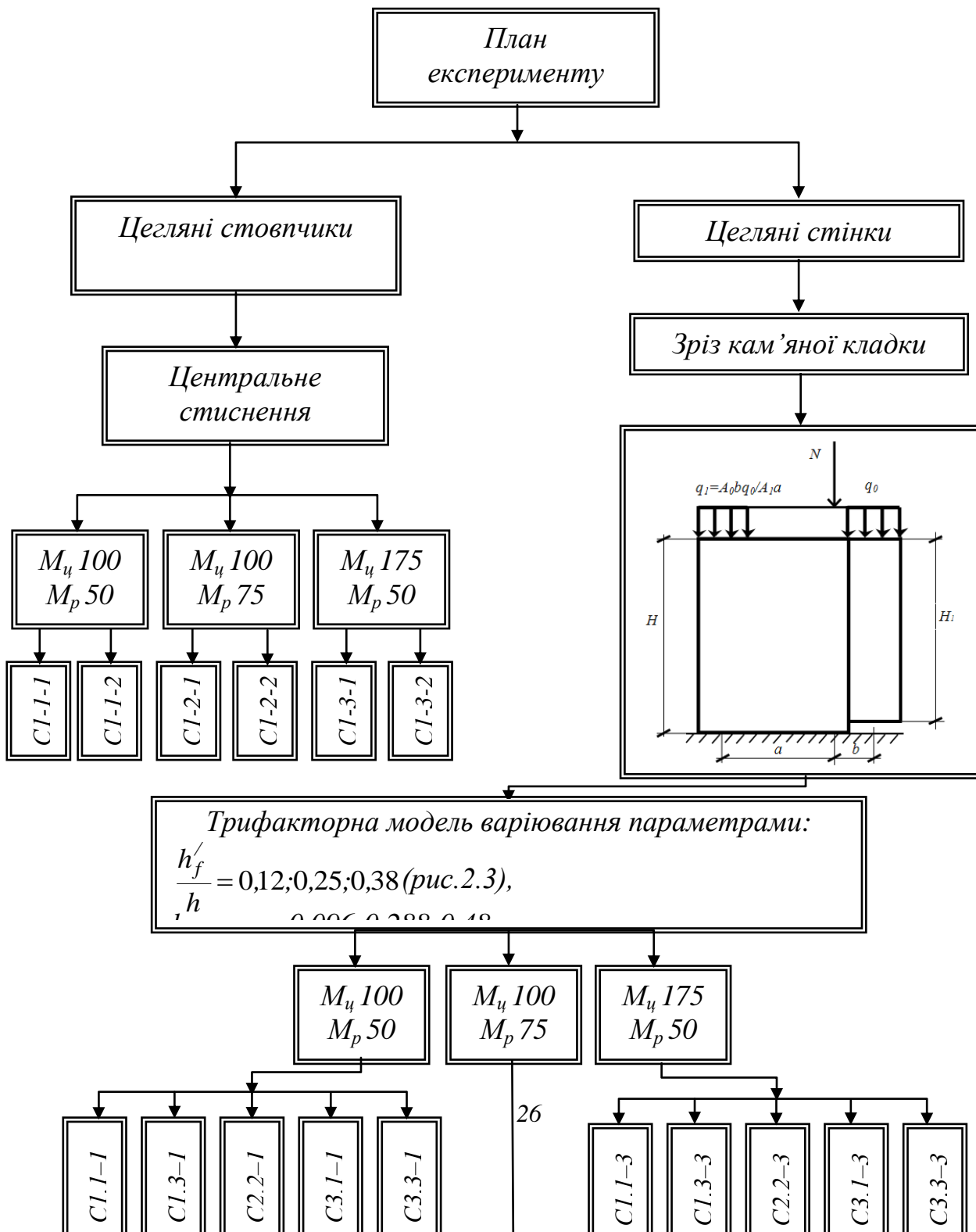


Рис. 2.1. Схема завантаження кладки

Для більш чіткого уявлення, щодо виконуваної роботи, було виконано планування експерименту (рис.2.2), яке дало можливість охопити вивчення усіх основних факторів, що впливають на міцність при зрізі [121, 122].



Аналіз апріорної інформації показав, що найбільший вплив на явище, що досліджується, мають наступні фактори: міцність каменю та розчину, варіант перев'язки стику стін та товщина стіни, яка зрізується. Міцність каменю та розчину враховані як один фактор та виражені через нормативний опір кладки стиску. Товщина стіни виражена через відношення $\frac{h'_f}{h}$ (рис.2.3).

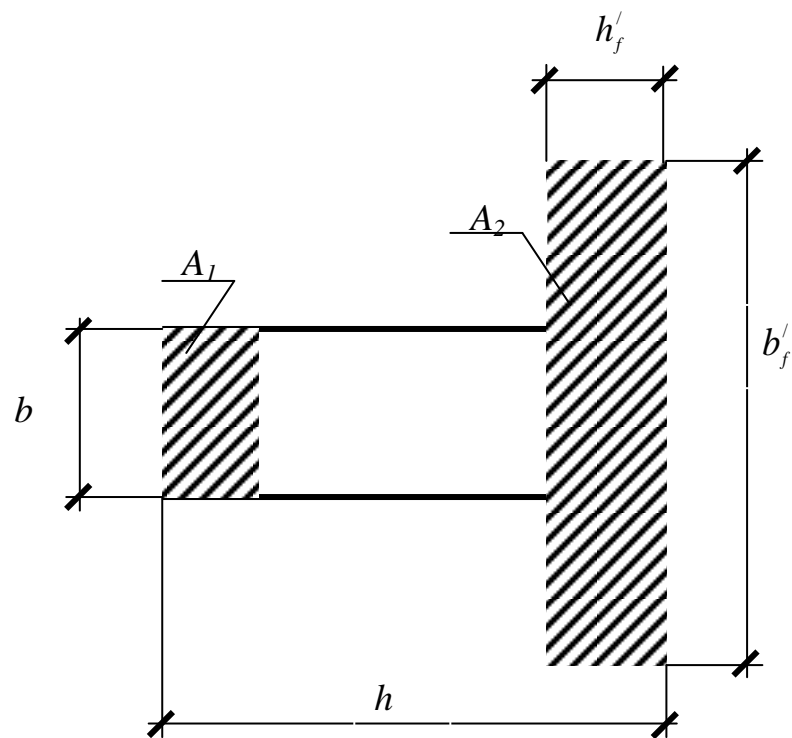


Рис.2.3. Вигляд зразка-стінки в плані

В роботі прийняті три варіанти перев'язки стику стін: однорядна (ланцюжкова) – утворюється чергуванням ложкових та тичкових рядів (при перетині стін тичковий ряд пропускають через іншу суміжну стіну), трирядна – утворюється чергуванням трьох ложкових рядів та одного тичкового (при цьому вертикальні поперечні шви в трьох суміжних рядах не перев'язуються),

багаторядна – має тичковий ряд через n 'ять ложкових рядів (поздовжні вертикальні шви з 2 по 6 ряд включно не перев'язуються). Для дослідження міцності цегляних стін на зріз не доцільно використовувати послаблені види перев'язки (трирядна, багаторядна), оскільки норми [29,30] дозволяють виконувати стики стін лише ланцюжковою перев'язкою. Тож в даній роботі пропонується використати не послаблений варіант перев'язки стики стіни, а посилений. Тобто трирядна перев'язка буде утворюватись чергуванням трьох тичкових рядів та одного ложкового, а багаторядна матиме ложковий ряд через n 'ять тичкових рядів. Це дозволить дослідити вплив перев'язки на НДС та несучу здатність цегляних стін при їх руйнуванні від зрізу. Щоб виразити цей фактор пропонуємо ввести коефіцієнт перев'язки

$$k_{пер} = \frac{A_{пер.кладки.}}{A_{кладки}}$$

де $A_{пер.кладки.} = bhn$ – площа одного сегменту перев'язаної кладки;

$A_{кладки} = bh n_{цегли}$ – загальна площа кладки (рис.2.4).

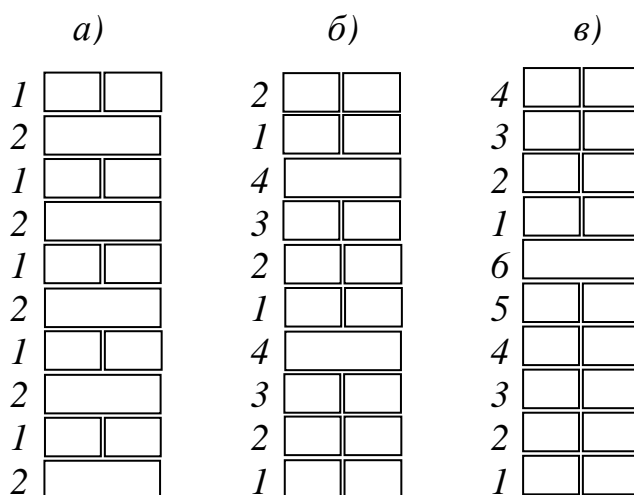


Рис. 2.4. Варіанти перев'язки:

a – однорядна;

б – трирядна посилена;

в - п'ятирядна посилена.

Коефіцієнт перев'язки при:

- однорядній системі $k_{пер} = \frac{120 \cdot 65 \cdot 2}{250 \cdot 65 \cdot 10} = 0,096;$

- трирядній системі $k_{пер} = \frac{120 \cdot 65 \cdot 6}{250 \cdot 65 \cdot 10} = 0,288;$

- п'ятирядній системі $k_{пер} = \frac{120 \cdot 65 \cdot 10}{250 \cdot 65 \cdot 10} = 0,48.$

Таблиця 2.1

Фактори варіювання для трифакторної моделі експерименту

Фактори Усерії, що досліджуються		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
Код	Натуральні значення	«-1»	«0»	«+1»	
X_1	Відношення $\frac{h_f'}{h}$	120/1000 0,12	250/1000 0,25	380/1000 0,38	0,13
X_2	Варіант перев'язки $k_{пер}$	0,096	0,288	0,48	0,192
X_3	Нормативний опір стиску кладки R, МПа	M_u100 M_p50 3,2	M_u100 M_p75 4,6	M_u175 M_p50 5,9	1,4...1,3

Нормативний опір стиску кладки R [123,124] прийнятий за результатами експерименту (див. п.3.1.1).

Задачі експериментів:

- експериментально дослідити НДС (побудувати діаграми напруження-деформація) зразків при центральному стисненні;
- дослідити вплив типу кладки на міцність з'єднання і характер руйнування;
- визначити граничне навантаження зразків стовпчиків та стику цегляних стінок залежно від відношення геометричних розмірів та різних за міцністю матеріалів.

2.2. Визначення механічних характеристик матеріалів зразків

2.2.1. Цегла. Глиняна звичайна повнотіла цегла застосовується для кладки стін будівель, стовпів, колодязів, каналів, тощо. Слід зазначити, що ця цегла має порівняно велику теплопровідність, тому товщина зовнішніх стін при суцільній кладці визначається в більшості випадків теплотехнічними вимогами і виходить вельми значною. Несуча здатність таких стін набагато перевищує потрібну, і цегла, як конструктивний матеріал, використовується не повністю. Прагнення до раціональнішого використання матеріалу призвело до створення полегшеної або багатошарової кладки стін будівель, а також до застосування інших ефективніших видів цегли. Саме це й зумовило використати у даній роботі керамічну цеглу з щілиноподібними порожнинами пластичного пресування. Враховуючи результати дослідів вчених [19, 112] щодо роботи цегляної кладки при сейсмічному впливі, для кладки стін повинна використовуватись порожниста цегла марки не нижче ніж 75 з пустотністю до 23%. Отже, для виготовлення зразків використовували цеглу з щілиноподібними порожнинами марки M100 Маріупольського заводу та цеглу M175 Очеретинського заводу.

Для визначення характеристик міцності цегли були відібрані зразки з партії, що призначалась для виготовлення конструкції. А саме, 10 цеглин марки M100 та 10

цеглин марки М175 – для визначення межі міцності на стиск; та по 5 цеглин кожної марки – для визначення межі міцності на згин.

Дослідження проводились у лабораторії кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій Одеської державної академії будівництва та архітектури у відповідності до вимог ГОСТ–8462–85 [125]. Цей стандарт розповсюджується на стінові матеріали і встановлює методика визначення межі міцності цегли на стиск та згин. Випробування на стиск проводилось на зразках з двох цілих цеглин (рис.2.5). Зразки з двох цеглин виготовлялись у наступній послідовності. Приготовляли розчин з рівних по масі частин цементу марки 400 та піску, просіяного через сито з сіткою №1,25 (В/Ц=0,4...0,42). Цеглини повністю занурювали у воду на 1хвилину. На горизонтально встановлену пластину вкладали лист картону та одну цеглину, поверхню вкривали розчином та зверху клали другу цеглину. Надлишок розчину видаляли. Зразки маркувались крейдою, вказуючи дату виготовлення та номера. Поверхню зразків, перпендикулярну дії стискаючого навантаження, вирівнювали за допомогою прокладок з картону згідно п.2.9. [125].

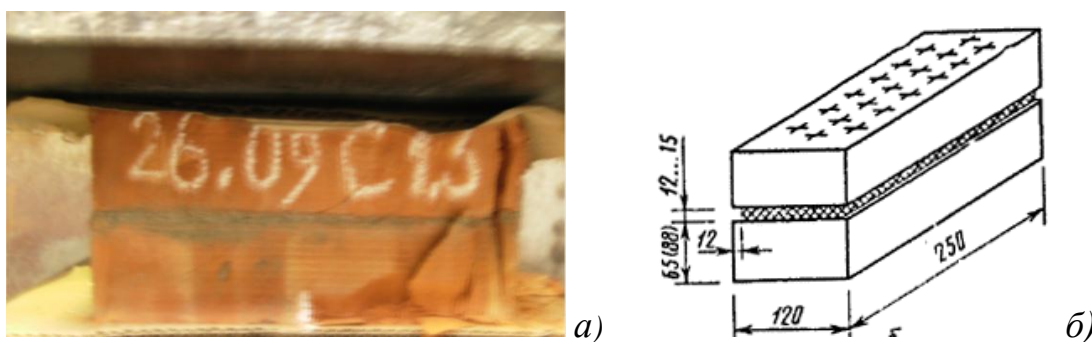


Рис.2.5. Випробування на стиск: а- руйнування зразків; б- загальний вигляд

Експериментальні дослідження виконувались на машині типу ПСУ–250 (ГОСТ 8905-58). Зразки вимірювали з похибкою до 1мм. Кожен лінійний розмір зразка обчислюють як середнє арифметичне значень результатів замірів двох середніх ліній протилежних поверхонь зразка. Перед початком випробувань на бокові поверхні зразка наносили вертикальні осьові лінії. Зразок встановлювали у центрі плити пресу, суміщуючи геометричні осі зразка та плити, та притискали верхньою плитою пресу, залишаючи зазор не більше ніж 1мм. Навантаження на зразок зростало безперервно і рівномірно з постійною швидкістю, що забезпечувала його руйнування за 20...60 секунд після початку випробувань (п. 3.2 [125]).

Межа міцності зразка при стиску визначалася за формулою

$$R_{cm} = \frac{P}{F},$$

де P – найбільше навантаження, МН;

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

Випробування цегли на згин виконувались на пресі типу 2ПГ-10 (ГОСТ 8905-58) (рис. 2.6).

Межа міцності при згині визначалась за формулою

$$R_{зг} = \frac{3Pl}{2bh^2},$$

де P – найбільше навантаження, МН;

l – відстань між осями опор, м;

h – висота зразка по середині прольоту без вирівнюючого шару, м.



Рис.2.6. Руйнування цегли при випробуванні на згин

Марку цегли визначали (табл.2.2) у відповідності до вимог ДСТУ Б В. 2.7–61–97 [126].

Таблиця 2.2

Характеристики міцності цегли

Вид цегли	Межа міцності на тиск, МПа			Межа міцності на згин, МПа			Марка цегли
	середня	найменша	найбільша	середня	найменша	найбільша	
Керамічна пластичного формування з щілеподібними порожнинами Маріупольського заводу	11,1	10,3	12,1	1,2	0,7	1,4	100
Керамічна пластичного формування з щілеподібними порожнинами Очеретинського заводу	21,2	20,8	21,8	2,25	1,6	2,65	175

2.2.2. Розчин. Враховуючи результати дослідів вчених [19, 112] щодо роботи цегляної кладки за сейсмічних впливів, при кладці стін вручну розчин повинен бути марки не нижче ніж 25 влітку та 50 взимку. Розчин виготовляли з цементу ПЦ-400 (ДСТУ Б В.2.7-46-96 [127]) Одеського заводу та піску з модулем крупності – 1,4 (ГОСТ 8735-88* [128]) Вознесенського кар'єру Миколаївської області. Визначення характеристик міцності розчину проводили відповідно до вимог ДСТУ Б В. 2.7–23–95 [129] та ГОСТ 5802–86 [130]. Із кожного замісу розчину, що призначався для виготовлення зразків-стінок і зразків-стовпчиків, виготовлялися по 4 куби з довжиною ребра $70,7 \pm 0,7$ мм.

Випробування кубів з розчину виконувалось на пресі типу 2ПГ-10 (ГОСТ 8905-58) з п'ятитонною шкалою для отримання достовірних результатів (рис. 2.7). При дослідженні кубів навантаження збільшувалось ступенями із постійною швидкістю $0,6 \pm 0,4$ МПа в секунду до руйнівного. Після руйнування куб мав вигляд двох усічених пірамід, зімкнених меншими основами. Можна зробити висновок, що характер руйнування стандартний.



Рис.2.7. Вигляд зразка розчину до та після випробування

За величину руйнуючого навантаження приймали досягнуте у процесі випробувань максимальне зусилля. Міцність стандартного зразка визначали як середнє арифметичне для чотирьох зразків серії (див. табл. 2.3). Найменший результат не відрізнявся від найближчого більши ніж на 15%. Міцність зразків на стиск визначається за виразом

$$R = F_{\max} / A,$$

де F_{\max} – руйнуюче навантаження, МН;

A – середня площа перерізу зразків, м^2 .

Зразки розчину P1-1...P1-4 та P2-1...P2-4 випробували на 32 день, температура твердіння на протягом цього періоду не була нижчою ніж $+10^{\circ}\text{C}$. Згідно табл.1 [30] при температурі твердіння $+10^{\circ}\text{C}$ розчин набуває лише 83% своєї міцності, тому нами були випробувані зразки розчину P3-1...P3-4 та P4-1...P4-

4 того ж замісу на 60 день твердіння. Аналіз результатів виявив збільшення міцності розчину на 87-93% порівняно з попередніми дослідями. Остаточо приймаємо марку розчину М50 та М75 з розрахунковими опорами $R=5,52\text{МПа}$ та $R=7,63\text{МПа}$.

Таблиця 2.3

Характеристики розчину

Шифр зразка	Міцність на стиск, кгс/см^2 (МПа)				Рухливість	Марка
	експериментальна	середня	найменша	найбільша		
1	2	3	4	5	6	7
P1-1	67,7(6,77)	66,4(6,64)	64,4(6,44)	68,6(6,86)	10	М66
P1-2	64,4(6,44)					
P1-3	68,6(6,86)					
P1-4	64,7(6,47)					
P2-1	51,8(5,18)	51,5(5,15)	50,5(5,05)	52,8(5,28)	9	М50
P2-2	50,5(5,05)					
P2-3	52,8(5,28)					
P2-4	50,8(5,08)					
P3-1	73,9(7,39)	76,3(7,63)	73,8(7,38)	78,8(7,88)	11	М75
P3-2	78,7(7,87)					
P3-3	73,8(7,38)					
P3-4	78,8(7,88)					
P4-1	56,4(5,64)	55,2(5,52)	52,5(5,25)	57,2(5,72)	9	М50
P4-2	57,2(5,72)					
P4-3	52,5(5,25)					
P4-4	54,7(5,47)					

2.2.3. Визначення міцності цегляної кладки. Міцність цегляної кладки, яка була використана у зразках за короткочасного завантаження теоретично визначалася за формулою Л.І. Оніщика [30]

$$R_u = AR_1 \left(1 - \frac{a}{b + R_2/2R_1} \right) \gamma, \quad (2.1)$$

де R_u – міцність кладки на стиск;

R_1 – міцність каменя на стиск;

R_2 – міцність розчину (кубова міцність);

A – коефіцієнт, що характеризує максимально можливу міцність кладки і визначається за формулою $A = \frac{100 + R_1}{100m + nR_1}$;

γ – коефіцієнт, який застосовують при визначенні міцності кладки на розчинах низьких марок (М25 та нижче).

В наших випадках для $R_1 = 11,1 \text{ МПа}$; $R_2 = 5,52 \text{ МПа}$; $a = 0,2$; $b = 0,3$; $m = 1,25$; $n = 3$ (табл. 2 [30]); $A = 0,46$; $\gamma = 1$ підставляючи в формулу (2.1)

$$R_u = 0,46 \cdot 11,1 \cdot \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + 5,52/(2 \cdot 11,1)} \right) \cdot 1 = 3,24 \text{ МПа};$$

для $R_1 = 11,1 \text{ МПа}$; $R_2 = 7,63 \text{ МПа}$; $a = 0,2$; $b = 0,3$; $m = 1,25$; $n = 3$ (табл. 2 [30]); $A = 0,46$; $\gamma = 1$

$$R_u = 0,46 \cdot 11,1 \cdot \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + 7,63/(2 \cdot 11,1)} \right) \cdot 1 = 3,51 \text{ МПа};$$

для $R_1 = 21,2 \text{ МПа}$; $R_2 = 5,52 \text{ МПа}$; $a = 0,2$; $b = 0,3$; $m = 1,25$; $n = 3$ (табл. 2 [30]); $A = 0,41$; $\gamma = 1$

$$R_u = 0,41 \cdot 21,2 \cdot \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + 5,52/(2 \cdot 21,2)} \right) \cdot 1 = 4,65 \text{ МПа}.$$

З формули 2.1 видно, що зростання міцності кладки із збільшенням марки розчину затухає. Навіть при $R_2 = \infty$ міцність кладки $R_u = AR_1$, тобто менше R_1 . Тому застосування для звичайних кладок розчинів високих марок (більше ніж М75) - неекономічне, що підтверджує правильність вибору марок розчину у даній роботі.

2.3. Визначення несучої здатності зразків

2.3.1. Стовпчики на стиск. *Випробування цегляних стовпчиків проводилось з метою експериментального визначення розрахункового опору кладки та отримання залежності “напруження – деформації” за короткочасної дії стискаючого навантаження.*

Для виготовлення зразків-стовпчиків використовували такі матеріали: цегла керамічна пластичного формування з щілеподібними порожнинами Маріупольського заводу М100, цегла керамічна пластичного формування з щілеподібними порожнинами М175 Очеретинського заводу та розчини, які виготовлялися у співвідношенні цемент – пісок – 1:3 і 1:6.

Зразки виготовлялися в лабораторних умовах, в робочому залі лабораторії кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Одеської державної академії будівництва та архітектури на спеціальному майданчику, розташованому в зоні дії кран-балки. Спочатку вкладали металеві плити товщиною 8 мм з гачками для захвату кран-балкою. Зразки-стовпчики викладалися дворядною системою перев'язки. Цегла для зразків попередньо перевірялась на наявність пошкоджень (тріщини, відшарування поверхневого шару). Данні огляду фіксувались у графі примітки журналу випробувань. Перевірку якості цегляної кладки здійснювали відповідно до вимог [131, 132, 133] – перевіряли вертикальність граней та товщину швів. Верхню поверхню дослідних зразків-стовпчиків вирівнювали будівельним розчином у співвідношенні цемент – пісок – 1:1 за допомогою скла, розміром 35х35 см.

При кожному приготуванні розчину виготовлялися зразки у вигляді куба (4 шт.), випробування яких провели завчасно перед випробуванням стовпів. На момент випробувань вік дослідних зразків розчину становив 32 доби, а стовпчиків - 48 діб. У процесі виготовлення стовпчиків у шви цегляної кладки встановлювали спеціальні закладні деталі для кріплення вимірювальних приладів, призначених для замірювання деформацій (рис.2.8).



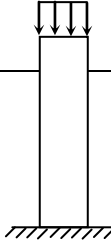
Рис. 2.8. Вигляд цегляного стовпчика у процесі випробування

За дві доби перед випробуваннями місця встановлення закладних деталей заґрунтували гіпсовим розчином для щільного зв'язку деталі та масиву кладки.

Габарити дослідних зразків вимірювали рулеткою з точністю до 1 мм, розмір приймався як середнє арифметичне двох замірів по серединам двох протилежних граней (див. табл. 2.4). Відхилення від проектних розмірів не перевищували 1%.

Таблиця 2.4

Характеристики експериментальних цегляних стовпчиків

Шифр зразка	Розміри зразка, см			Нормативний теоретичний опір	Марка розчину	Марка цегли	Схема завантаження
	ширина	довжина	висота				
C 1-1-1	25	25	100	3,24	50	100	
C 1-1-2	25	25	99		50	100	

<i>C 1-2-1</i>	25	25	96	3,51	75	100	
<i>C 1-2-2</i>	25	25	98		75	100	
<i>C 1-3-1</i>	25	25	100	4,65	50	175	
<i>C 1-3-2</i>	25	25	99		50	175	

2.3.2. Стінки на зріз. Цегляні зразки – стінки випробувались з метою дослідження зрізу цегляної кладки. Зразки-стінки виготовляли в тій самій лабораторії, на тому ж майданчику, що і стовпчики. Зразки – стінки викладали трьома видами перев'язки, по 5 зразків кожного виду. Відомості про геометричні характеристики наведені в табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Характеристика експериментальних зрізків цегляних стінок

№ серії	Шифр зразка	Розміри зразка: $b=0,25\text{м}$					$k_{\text{пер.}}$	R_s МПа	$A_2=b'_f k'_f$, м^2	Схема завантаження
		h	H	H_1	k'_f	b'_f				
I	C1.1-1	1,015	0,77	0,705	0,12	0,505	0,09	3,24	0,06	
	C1.3-1	1,02	0,76	0,695	0,12	0,5	0,45		0,06	
	C2.2-1	1,02	0,8	0,735	0,25	0,502	0,27		0,13	
	C3.1-1	1,01	0,76	0,695	0,38	0,498	0,09		0,19	
	C3.3-1	1,014	0,755	0,69	0,38	0,5	0,45		0,19	
II	C1.2-2	1,015	0,77	0,705	0,12	0,505	0,27	3,51	0,06	
	C2.1-2	1,02	0,8	0,735	0,25	0,502	0,09		0,13	
	C2.2-2	1,02	0,8	0,735	0,25	0,502	0,27		0,13	
	C2.3-2	1,02	0,8	0,735	0,25	0,502	0,45		0,13	
	C3.2-2	1,01	0,76	0,695	0,38	0,498	0,27		0,19	
III	C1.1-3	1,0	0,79	0,725	0,12	0,505	0,09	4,65	0,06	$A_1=0,05\text{м}^2$
	C1.3-3	1,0	0,78	0,715	0,12	0,5	0,45		0,06	
	C2.2-3	1,02	0,79	0,725	0,25	0,505	0,27		0,13	
	C3.1-3	1,01	0,79	0,725	0,38	0,507	0,09		0,19	
	C3.3-3	1,01	0,79	0,725	0,38	0,505	0,45		0,19	

На момент випробувань вік дослідних зразків становив не менше ніж 30 діб. Процес виготовлення та перевірка якості – аналогічні зразкам – стовпчикам.

Випробування складались з трьох серій зразків: I серія – зразки з цегли М100 та розчину М50; II серія - зразки з цегли М100 та розчину М75; III серія – зразки з цегли М175 та розчину М50. Схема завантаження стінок вказана на рис.2.1.

Розрахунок неармованої кладки на зріз по горизонтальних неперев'язаних швах та перев'язаних швах для будової кладки слід виконувати за формулою

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8 \mu \sigma_0) A, \quad (2.2)$$

де R_{sq} - розрахунковий опір зрізу (табл. 10 [29]);

μ - коефіцієнт тертя по шву кладки, який приймається для кладки з цегли та каменю правильної форми рівним 0,7;

σ_0 - середнє напруження стиску при найменшому розрахунковому навантаженні, яке визначається з коефіцієнтом перевантаження 0,9;

n - коефіцієнт, який приймається рівним 1,0 для кладки з повнотілої цегли та каменів та рівним 0,5 для кладки з порожнистої цегли та каменів з вертикальними порожнинами, а також для рваного будового каміння;

A - розрахункова площа перерізу.

Таблиця 2.6

Несуча здатність зразків - стінок на зріз згідно СНиП II-22-81[29]

№ серії	Шифр зразка	Розміри зразка $H_1, \text{см};$ $b=25 \text{см}$	Площа перерізу $A=b \cdot H_1,$ см^2	$A_{\text{нм}}=0,5A,$ см^2	$R_{sq},$ кгс/см^2	$Q_u^{CHuII}=R_{sq}A_{HT},$ кгс(кН)
I	C1.1-1	70,5	1762,5	881,25	13	11456(114,6)
	C1.3-1	69,5	1737,5	868,75	13	11294(112,9)
	C2.2-1	73,5	1837,5	918,75	13	11944(119,4)
	C3.1-1	69,5	1737,5	868,75	13	11294(112,9)
	C3.3-1	69	1725	862,5	13	11213(112,1)
II	C1.2-2	70,5	1762,5	881,25	13	11456(114,6)
	C2.1-2	73,5	1837,5	918,75	13	11944(119,4)
	C2.2-2	73,5	1837,5	918,75	13	11944(119,4)
	C2.3-2	73,5	1837,5	918,75	13	11944(119,4)
	C3.2-2	69,5	1737,5	868,75	13	11294(112,9)
III	C1.1-3	72,5	1812,5	906,25	18	16313(163,1)
	C1.3-3	71,5	1787,5	893,75	18	16088 (160,9)
	C2.2-3	72,5	1812,5	906,25	18	16313(163,1)
	C3.1-3	72,5	1812,5	906,25	18	16313(163,1)
	C3.3-3	72,5	1812,5	906,25	18	16313(163,1)

Розрахунок кладки на зріз (табл.2.6) по перев'язаному перерізу (по цеглі) слід проводити за формулою (2.2) без врахування обтиснення (2-й член формули 2.2).

$$Q_u^{CHu\Pi} \leq R_{sq} \cdot A_{HT},$$

де R_{sq} — розрахунковий опір зрізу для дослідних зразків-стінок;

A_{HT} — розрахункова площа перерізу, яка визначається за виключенням площі швів та приймається наближено $A_{HT} \approx 0,5A$.

Визначимо значення R_{sq} за табл.11 [29] для кладки з цегли марки M100 $R_{sq}=0,65\text{МПа}$ ($6,5\text{кгс/см}^2$); для кладки з цегли марки M175 $R_{sq}=0,9\text{МПа}$ ($9,0\text{кгс/см}^2$). Згідно п.3.11 [30] $R=0,5R_{\text{ц}}$, тоді $R_{sq}=2R_{sq}$.

Отже розрахунковий опір зрізу для дослідних зразків-стінок дорівнює:

$R_{sq}=2 \cdot 6,5=13\text{кгс/см}^2$ - з цегли марки M100;

$R_{sq}=2 \cdot 9,0=18\text{кгс/см}^2$ - з цегли марки M175.

2.4. Методика випробувань

2.4.1. Цегляні стовпчики. Випробування зразків проводилось дією статичного короткотривалого навантаження до руйнування, що дозволило спостерігати всі стадії їх роботи. Перед початком випробувань для направленої їх проведення були виконані теоретичні розрахунки з визначення зусиль та навантажень, що відповідають моменту утворення тріщин та руйнуванню. Випробування стовпчиків на короткочасну дію стискаючого навантаження проводилось на 500-тонному гідравлічному пресі типу 2ПГ-500 №37 (м. Армавір), шкала на 200тс, ціна поділки 666 кгс. Транспортування і встановлення на нижню плиту преса експериментальних зразків виконувалось кран-балкою. Зразки, що досліджувались, розміщували в пресі симетрично відносно осей шарнірів та центрувались і піддавались рівномірному тиску плити дослідної установки.

Для вимірювання деформацій цегляної кладки використовували індикатори годинникового типу ИЧ-10 із ціною поділки 0,01 мм.

Схеми розташування вимірювальних приладів представлені на рис. 2.9.

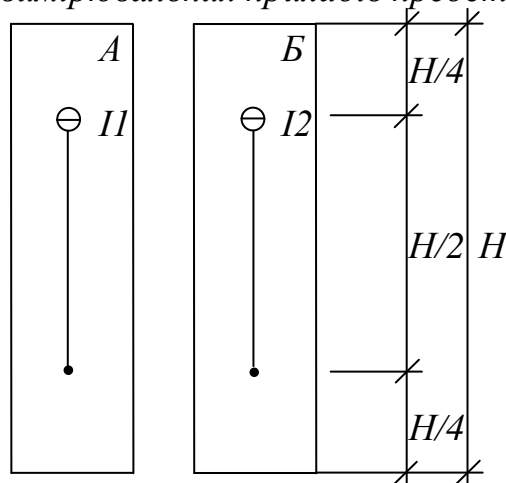


Рис. 2.9. Схеми розташування вимірювальних приладів на гранях А, Б: ІІ, І2 – індикатори годинникового типу для визначення поздовжніх деформацій стовпчиків.

Випробування зразків починали з контрольного навантаження зусиллям, рівним $1/6$ руйнуючого. При контрольному завантаженні пристрої, встановлені на протилежних гранях зразка симетрично відносно його площини, повинні показувати однакові деформації. В протилежному випадку зразок розвантажували, переміщували його у потрібному напрямку та знову проводили контрольне обтиснення. Результати відліків індикаторів не відрізнялись один від одного більш ніж на 15%. При досягненні однакових показань симетричних пристроїв скидання навантаження проводилось не до нуля, а приблизно до 100 кгс для забезпечення контактів траверс пресу зі зразком. Навантаження прикладалися ступенями по $1/10 \dots 1/18$ від очікуваного руйнівного зусилля з витримкою 5–6 хвилин на кожному ступені навантаження. Швидкість зростання напружень $(6 \dots 4) \text{ кгс/см}^2$ в секунду.

У процесі випробувань до журналу спостережень заносилися відліки за приладами на кожному ступені навантаження, фіксувалась поява і характер розвитку тріщин, руйнівне навантаження, а також виконувались відповідні замальовки тріщин, роздавлювання тощо.

До і після витримки під навантаженням за критерій руйнування зразка приймали нездатність дослідного стовпа сприймати зростаюче навантаження.

2.4.2. Цегляні стінки. Зразки піддавалися рівномірно розподіленому тиску через металеві штамп (плити розміром $250 \times 200 \times 20$, $510 \times 120 \times 20$, $510 \times 250 \times 20$, $510 \times 380 \times 20 \text{ мм}$) та траверсу (двотавр № 20, $l = 1000 \text{ мм}$).

Перенесення зразків і встановлення їх на нижню траверсу преса виконувалось за допомогою кран – балки, при цьому кладка була обтиснена ременями. Встановлення експериментальних стінок у прес зводилось до суміщення розмірних осей із віссю шарнірів і закінчувалось затисненням зразка між плитами (траверсами) дослідної установки.

На зразки встановлювались прилади для виміру вертикальних та горизонтальних деформацій – тензорезистори КФ5ПІ – 50 – 200А12 на паперовій основі з базою 50 мм і опором 200 Ом.

Зразки-стінки (рис.2.10) випробовувались на 1000 тонному гідравлічному пресі типу ЗІМ 200 №1 (м. Армавір), шкала на 200т, ціна поділки 400 кг. Навантаження передавалось ступенями, приблизно $1/20$ від очікуваного руйнівного зусилля із витримкою на кожному ступені 5...6 хвилин. На випробування одного зразка витрачалось 40...80 хвилин.

До і після витримки відліки за приладами записували на кожній ступені навантаження. У журналі спостережень фіксувались моменти появи тріщин, їх розкриття, характер руйнування зразка; виконувались відповідні замальовки.

За критерій руйнування стінки приймали нездатність дослідного зразка сприймати зростаюче навантаження.

Перед наклеюванням тензорезисторів була проведена попередня підготовка місць вимірювань до монтажу. Обробка місць включала зачищення та вирівнювання поверхні, ґрунтування та нанесення розбивчих рисок.



Рис. 2.10. Вигляд цегляного зразка-стінки С2.2-3 у процесі випробування

Спочатку поверхню кладки зачищали від бруду, потім за допомогою ручного абразивного інструменту вирівнювали та шліфували до чистоти, поверхню зачищали шкуркою шліфувальною №8. Після зачистки контактні місця ґрунтували для того, щоб утворити проміжний клейовий шар, що підвищує адгезію при подальшому наклеюванні тензорезисторів. Ґрунтування виконувалось клеєм БФ2 на попередньо знежирену ацетоном поверхню. Безпосередньо перед наклеюванням перевіряли опір тензорезисторів та сортували за монтажними групами. Всі тензорезистори належали до однієї технологічної партії. Розкид значень опору забезпечував балансування.

Наклеювання тензорезисторів виконувалось клеєм цианофікс, що належить до цианакрилатної групи. Так як тензорезистори мали паперову основу попередньо було проведено їх ґрунтування клеєм БФ2 з подальшою полімеризацією. Після нанесення цианофікс тензорезистори вкладали на розмежоване місце та витримували під тиском впродовж хвилини. Подальше сушіння виконувалось впродовж 6 годин. Одночасно з наклеюванням тензорезисторів встановлювали та наклеювали монтажні колодки, виконані з ізоляційного матеріалу з провідниками для припайки тензорезисторів та комутаційних дротів. Монтажні колодки запобігають відриву тензорезисторів при монтажу та виключають можливість коротких замикань при вимірюванні. Тензорезистори, які мали дефекти при наклеюванні замінювались новими з подальшою перевіркою їх надійності.

Вимірювання починали з перевірки стабільності вимірювального тракту по всім каналам, що досягалось багаторазовим (3...10) зняттям початкових (нульових) відліків по кожному робочому тензорезистору. Вимірювання проводились на цифровому вимірювачі деформацій ІДЦ-1, який призначений для виміру деформацій при статичному завантаженні з візуалізацією результатів вимірів на цифровому табло.

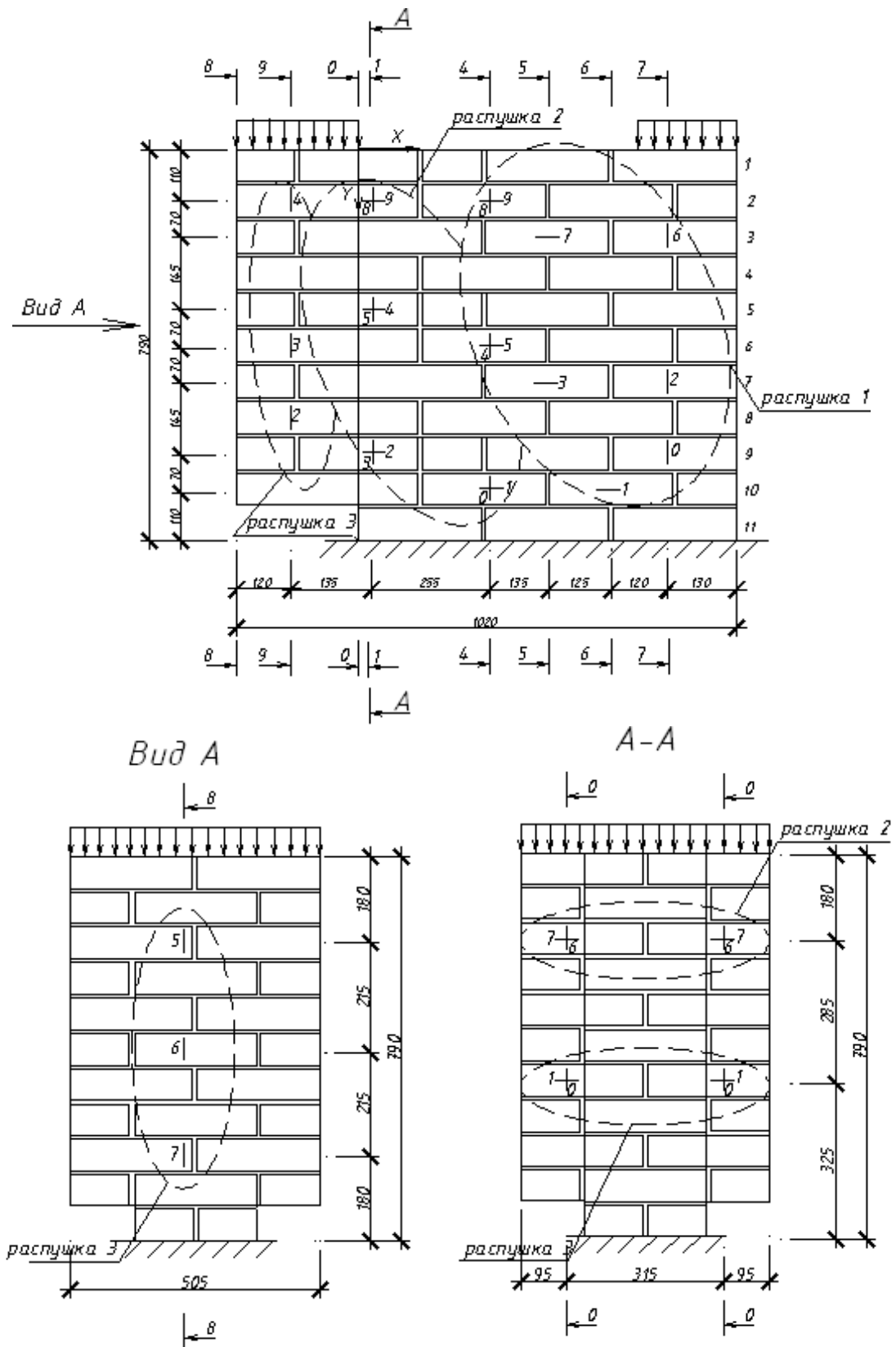


Рис. 2.11. Схема розташування тензорезисторів на зразку С2.2-3

На цьому етапі вимірювань варіації показників не перевищували $\pm 5\sigma_d$ (одиниць відносних деформацій). Зняття відліків виконувалось в однаковій

послідовності до завершення випробувань. Для успішного спостереження за вимірюванням показники останніх оброблювали в ході випробувань, при цьому варіації показників не виходили за межі поля недостовірності. Відповідно до симетричності схеми завантаження, тензорезистори для вимірювання вертикальних та горизонтальних деформацій встановлювалися на протилежних сторонах зразків (рис. 2.11).

Схеми розташування тензорезисторів для кожного зразка – стінки індивідуальні, так як змінюється система перев'язки та геометрія зразків та наведені в п.3.3.1...3.3.3 даної роботи.

2.5. Висновки за розділом

1. Програма експериментальних досліджень складена таким чином, щоб вивчити вплив на напружено-деформований стан кам'яної кладки навантаження зрізу, прикладеного на її ділянках.

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

3. Прийнята методика експериментальних досліджень, кількість вимірювальних приладів забезпечує отримання об'єктивних даних про особливості напружено-деформованого стану кам'яної кладки на зріз, дозволяє уточнити її та удосконалити методику розрахунку.

4. Теоретично визначена міцність цегляної кладки на стиск та несуча здатність кладки на зріз.

3. АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1. Форми, характер руйнування та граничне навантаження зразків

У процесі проведення експериментальних досліджень фіксувались поздовжні деформації, поява й розвиток тріщин у цегляній кладці, характер руйнування, а також визначалась її несуча здатність.

Перед проведенням випробувань теоретичну межу міцності цегляних зразків було розраховано за СНиП II-22-81 [29] (див. розділ 2).

3.1.1. Цегляних стовпчиків. Руйнування цегляних стовпчиків почалось з появи вертикальних тріщин по центру граней зразка, направлених або знизу вверх, або навпаки.



Рис.3.1. Характер руйнування зразків-стовпчиків

Руйнування супроводжувалось появою тріщин у місцях стику двох граней (рис. 3.1). Слід відмітити, що під час випробувань цегляних стовпчиків спостерігалось крихке їх руйнування. У верхніх, або у нижніх рядах кладки відбувалось вилуцування цегли по порожнинах. Перші тріщини виникли при рівнях навантаження $\frac{N}{N_u} = 0,6..0,94$ (табл. 3.1, 3.2).

Таблиця 3.1

Результати випробування цегляних стовпчиків

№ з/п	Шифр зразка	Навантаження, кН		Межа міцності, МПа			$\frac{N_{срс}}{N_u^{екс}}$	$\frac{R_{u,під}}{R_u^{нїї}}$
		$N_{срс}$	$N_u^{екс}$	$R_u^{екс}$	$R_{u,сер.}^{екс}$	$R_u^{СНП}$		
1.	С 1-1-1	180	200	3,2	3,2	3,24	0,9	0,99
2.	С1-1-2	Зразком нехтуємо у зв'язку з нестандартним руйнуванням						
3.	С 1-2-1	240	280	4,5	4,6	3,51	0,86	1,31
4.	С 1-2-2	180	300	4,8			0,6	
5.	С 1-3-1	260	380	6,0	5,9	4,65	0,68	1,27
6.	С 1-3-2	340	360	5,8			0,94	

Межа міцності кладки, яка отримана в експериментах $R_{u,сер.}^{екс}$, незначно відрізняється від теоретичної $R_u^{СНП}$ на величину $R_{u,сер.}^{екс} / R_u^{СНП} = 0,99..1,31$.

Таблиця 3.2

Напруження та деформації кам'яних стовпчиків

Марка зразка	№ ступеню	Навантаження $P, \text{кгс}$	$A, \text{см}^2$	Напруження $\sigma = \frac{P}{A}$ кгс/см^2 (МПа)	Індикатор 1 ціна поділки $u_1=0,01\text{мм}$			Індикатор 2 ціна поділки $u_2=0,01\text{мм}$			Середнє $\varepsilon = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \cdot 10^{-5}$	$E'_6 = \frac{\sigma}{\varepsilon}$, МПа	Примітка	
					база $l_1,$ мм	в'длік n_1	$\varepsilon_1 \cdot 10^{-5} = \frac{n_1 u_1}{l_1}$	база $l_2,$ мм	в'длік n_2	$\varepsilon_2 \cdot 10^{-5} = \frac{n_2 u_2}{l_2}$				
С1-1-1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	Характер руйнування стандартний
	0	0	0	625	0,0	560	0	0	560	0	0	0	0	
	1	2000			3,2(0,32)		5	8,9		5	8,9	8,9	3595	
	2	4000			6,4(0,64)		6	10,7		7	12,5	11,6	5517	
	3	6000			9,6(0,96)		12	25,0		12	25,0	25,0	3840	
	4	8000			12,8(1,28)		14	21,4		14	21,4	21,4	5891	
	5	10000			16,0(1,6)		15	26,8		16	26,8	26,8	5970	
	6	12000			19,2(1,92)		25	44,6		25	44,6	44,6	4304	
	7	14000			22,4(2,24)		33	58,9		34	60,7	59,8	3745	
	8	16000			25,6(2,56)		40	71,4		40	71,4	71,4	3585	
9	18000			28,8(2,88)		55	98,2		55	98,2	98,2	2932		
10	20000			32,0(3,2)		55	98,2		56	100,0	99,1	3229		
С1-1-2	Зразок зруйнувався нестандартно, руйнування мало крихкий характер та відбулось на 4 ступені прикладання навантаження, при цьому показання індикаторів стрімко зросли, руйнування відбулось від позакентрового стиснення. При обробці даних зразком С1-1-2 нехтуємо.													

Продовж. табл. 3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	Характер руйнування стандартний															
														Характер руйнування стандартний	Характер руйнування стандартний														
G1-2-1														0	0	625		560	0	0	560	0	0	0	0	0	0		
														1	2000		3,2(0,32)		7	12,5		7	12,50	12,50		2560			
2	4000		6,4(0,64)		10	17,9		11	19,64	18,75		3413																	
3	6000		9,6(0,96)		17	30,4		18	32,14	31,25		3072																	
4	8000		12,8(1,28)		22	39,3		23	41,07	40,18		3185																	
5	10000		16,0(1,6)		28	50,0		28	50,00	50,00		3200																	
6	12000		19,2(1,92)		35	62,5		36	64,29	63,39		3028																	
7	14000		22,4(2,24)		43	76,8		44	78,57	77,68		2883																	
8	16000		25,6(2,56)		51	91,1		55	98,21	94,64		2704																	
9	18000		28,8(2,88)		59	105,4		60	107,14	106,25		2710																	
10	20000		32,0(3,2)		59	105,4		62	110,71	108,04		2962																	
11	22000		35,2(3,52)		58	103,6		64	114,29	108,93		3231																	
12	24000		38,4(3,84)		60	107,1		64	114,29	110,71		3468																	
13	26000		41,6(4,16)		58	103,6		64	114,29	108,93		3819																	
14	28000		44,8(4,48)		55	98,2		64	114,29	106,25		4216																	
G1-2-2														0	0	625	0,0	550	0	0	550	0	0	0	0	0			
														1	2000		3,2(0,32)		8	14,5		7	12,7	13,6		2346			
2	4000		6,4(0,64)		12	21,8		12	21,8	21,8		2933																	
3	6000		9,6(0,96)		18	32,7		17,5	31,8	32,3		2974																	
4	8000		12,8(1,28)		25	45,5		22	40,0	42,7		2995																	
5	10000		16,0(1,6)		28	50,9		27,5	50,0	50,5		3171																	
6	12000		19,2(1,92)		31	56,4		31	56,4	56,4		3406																	
7	14000		22,4(2,24)		35	63,6		35	63,6	63,6		3520																	
8	16000		25,6(2,56)		38	69,1		38	69,1	69,1		3705																	
9	18000		28,8(2,88)		39	70,9		39	70,9	70,9		4061																	
10	20000		32,0(3,2)		39	70,9		39	70,9	70,9		4512																	

Продовж. табл. 3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	Характер руйнування стандартний	
														CI-3-2	
0	0	0	625	0,0	560	0	0,0	560	0	0	0	0			
1	2000			3,2(0,32)		6	10,9		2	3,6	7,3	4400			
2	4000			6,4(0,64)		9	16,4		5	9,1	12,7	5028			
3	6000			9,6(0,96)		12	21,8		5	9,1	15,5	6211			
4	8000			12,8(1,28)		14	25,5		8	14,5	20,0	6400			
5	10000			16,0(1,6)		15	27,3		10	18,2	22,7	7040			
6	12000			19,2(1,92)		17	30,9		11	20,0	25,5	7542			
7	14000			22,4(2,24)		20	36,4		13	23,6	30,0	7466			
8	16000			25,6(2,56)		23	41,8		15	27,3	34,5	7410			
9	18000			28,8(2,88)		25	45,5		18	32,7	39,1	7367			
10	20000			32,0(3,2)		28	50,9		21	38,2	44,5	7183			
11	22000			35,2(3,52)		32	58,2		25	45,5	51,8	6793			
12	24000			38,4(3,84)		35	63,6		27	49,1	56,4	6812			
13	26000			41,6(4,16)		38	69,1		30	54,5	61,8	6729			
14	28000			44,8(4,48)		42	76,4		32	58,2	67,3	6659			
15	30000			48,8(4,8)		47	85,5		39	70,9	78,2	6139			
16	32000			51,2(5,12)		52	94,5		44	80,0	87,3	5866			
17	34000			54,4(5,44)		65	118,2		52	94,5	106,4	5114			
18	36000			57,6(5,76)		70	127,3		55	100,0	113,6	5068			

3.1.2. Стінки першої серії. Перша серія дослідних зразків-стінок була виконана з цегли марки М100 та розчину М50, вони мали однакову висоту $H = 1,015 \pm 0,005 \text{ м}$, товщину $b = 0,25 \text{ м}$, $b_f' = 0,5 \pm 0,005 \text{ м}$ та майданчик передачі місцевого навантаження $l_1 \times b = 0,2 \times 0,25 \text{ м}$. Перша тріщина виникла при рівнях навантаження $N/N_u = 0,41 \dots 1,0$.

Зразки С1.1-1 та С1.3-1 мали однакові геометричні параметри ($h_f' = 0,12 \text{ м}$) та різні системи перев'язки: ланцюжкову та п'ятирядну відповідно. У зразка С1.1-1 $N_{cr} = N_u$ відбулось руйнування стіни від зрізу по площині зрізу (рис.3.2).

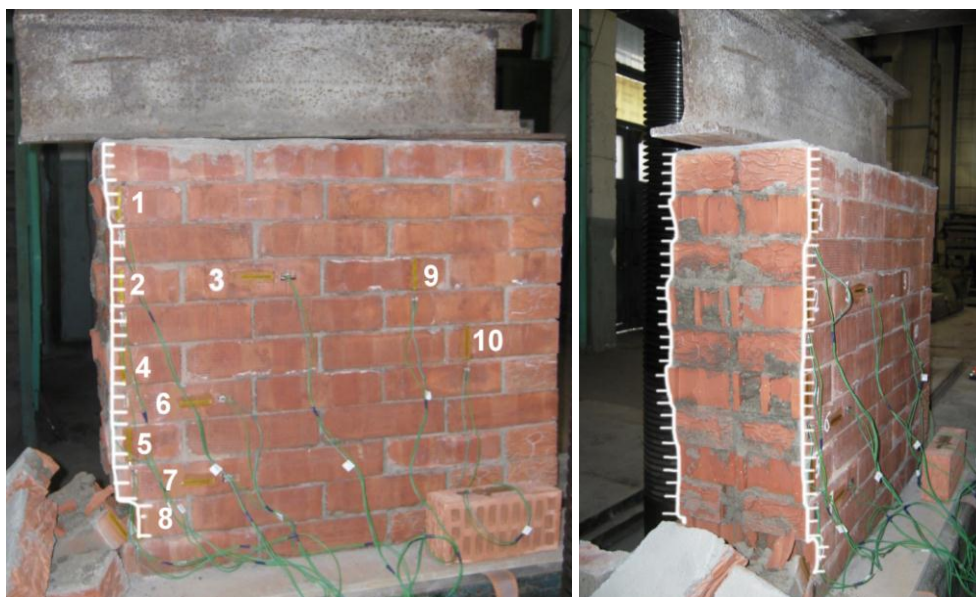


Рис.3.2. Зразок С1.1-1 після випробування

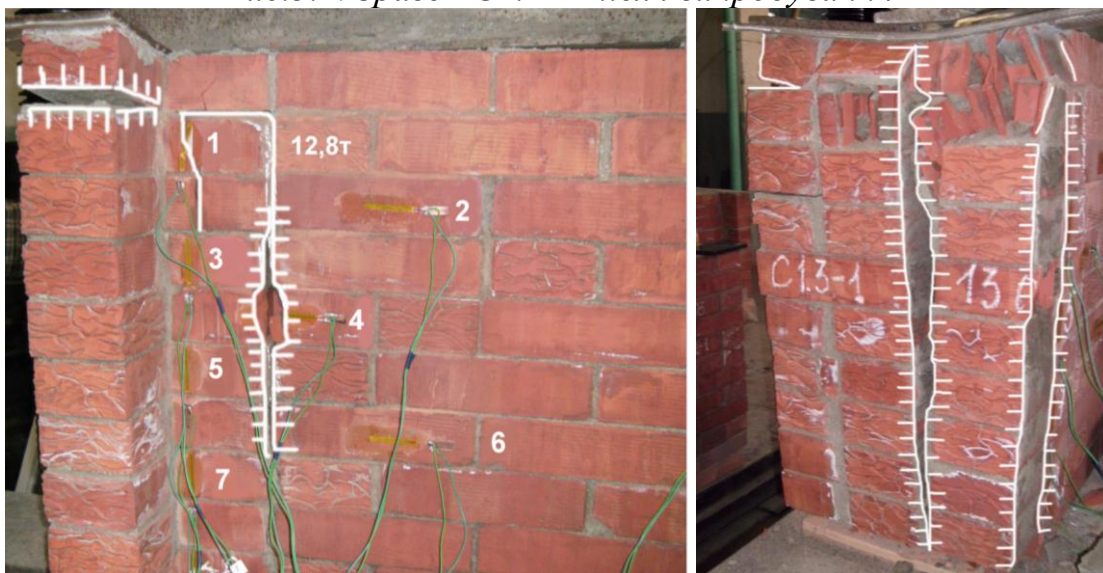


Рис.3.3. Зразок С1.3-1 після випробування

Характер руйнування крихкий. Перша тріщина у зразка С1.3-1 виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,64$ в четвертому зверху ряді кладки по розчину у

місці геометричного центру траверси пресу та розповсюджувалась по всій висоті стінки (рис.3.3). Одночасно в верхніх рядах кладки в зоні зрізу виникає тріщина, яка з часом не розкривається та не поширюється на інші ряди. При рівні навантаження $N/N_u = 0,8$ на стіні, з товщиною 0,12м виникають тріщини по всій висоті, які розділяють її на окремі стовпчики. Верхня частина кладки зминається. Руйнування виникає від розколювання бічного стовпчика.

Зразки С3.1-1 та С3.3-1 мали однакові геометричні параметри ($h_f' = 0,38\text{м}$) та різні системи перев'язки: ланцюжкову та п'ятирядну відповідно. У зразка С3.1-1 з ланцюжковою перев'язкою перша тріщина (вертикальна) виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,63$ посередині масиву стінки з товщиною 0,25м в третьому зверху ряді по цеглі. При подальшому навантаженні тріщина розповсюджувалась на нижні ряди. Одночасно поряд виникає система похилих тріщин, яка перетинає майже весь масив по висоті під кутом $\alpha = 30^\circ$ між тріщиною та вертикаллю. Довжина тріщини досягла 39см. В зоні зрізу утворилась система мікротріщин, які з часом розкрились (рис.3.4). Через стіну з товщиною 0,38м проходить горизонтальна тріщина по розчину через всю стіну. При рівні $N/N_u = 0,97$ відбувається відкол нижніх каменів стіни з товщиною 0,38м. Руйнування відбулось від зрізу – розколювання. Характер руйнування стіни С3.3-1 від попереднього зразка відрізняється утворенням першої тріщини. Перша тріщина (вертикальна) виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,84$ по площині зрізу, ширина розкриття тріщини $a_{cr} = 13\text{мм}$. Стіна з товщиною 0,38м так само як і в попередньому зразку С3.1-1 розрізається навпіл горизонтальною тріщиною по всій ширині, а утворення вертикальної тріщини призводить до відокремленні від стіни окремого стовпчика. На момент руйнування тріщина, яка проходить по площині зрізу розкрилась на ширину $a_{cr} = 30\text{мм}$, через що і відбувся зріз стіни. Характер руйнування зразка С3.3-1 пластичний.

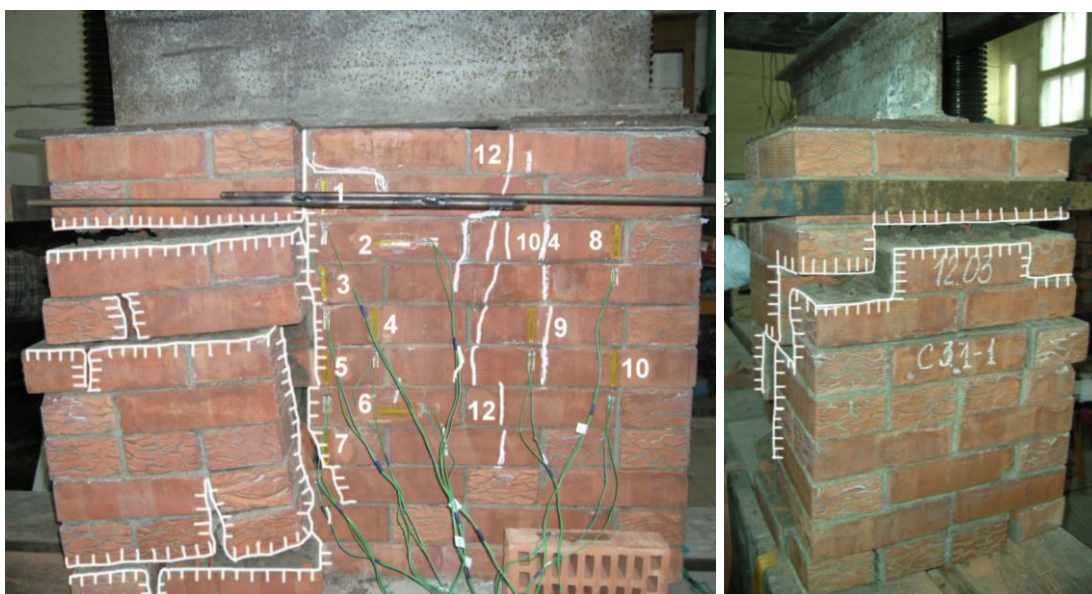


Рис.3.4. Зразок С3.1–1 після випробування

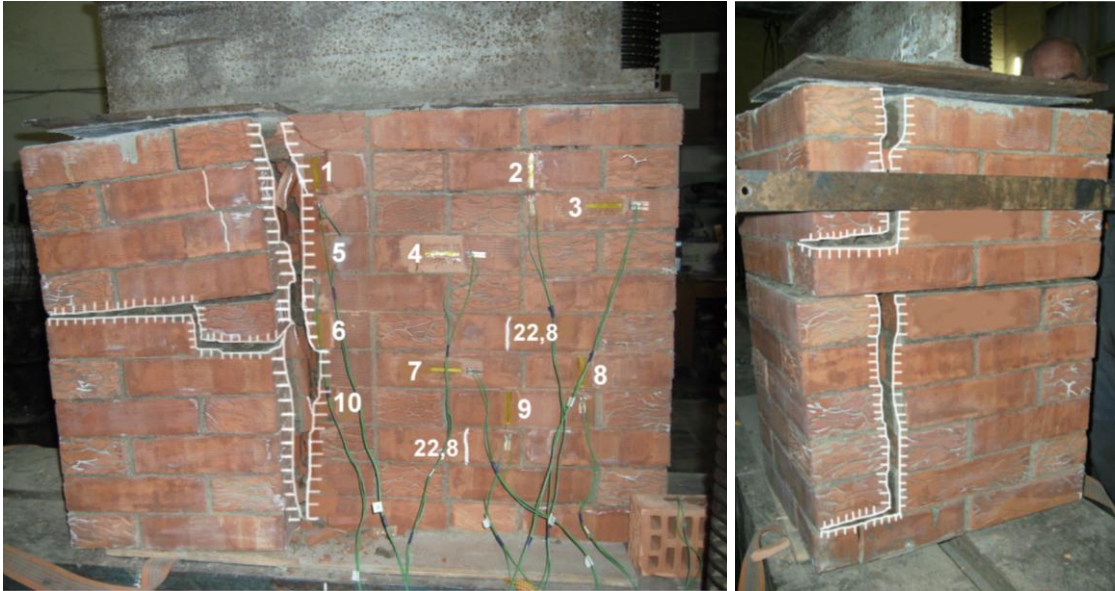


Рис.3.5. Зразок С3.3–1 після випробування

У зразку С2.2-1 (перев'язка трирядна, $h_f = 0,25\text{ м}$) перша тріщина (вертикальна) виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,41$ по розчину у верхньому ряді кладки в місці геометричного центру траверси та поширилась на п'ять верхніх рядів. При зростанні навантаження утворюється система тріщин, яка проходить через площину зрізу, ширина розкриття становить $a_{cr} = 10\text{ мм}$. Зріз відбувався поступово: при рівні навантаження $N/N_u = 0,88$ в нижніх рядах кладки біля площини зрізу відбулось вилущування цегли та подальший зріз нижньої частини стіни; без зростання навантаження відбувається зріз верхньої частини стіни (рис.3.6).

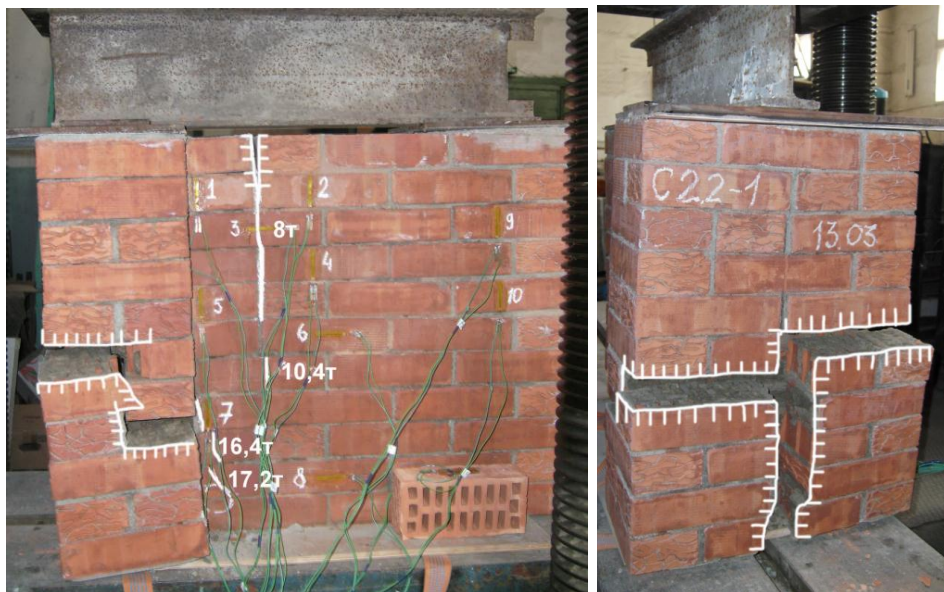


Рис.3.6. Зразок С2.2–1 після випробування

3.1.3. Стінки другої серії. Друга серія дослідних зразків-стінок була виконана з цегли марки M_u100 та розчину M_p75 , вони мали однакову висоту $H = 1,015 \pm 0,005$ м, товщину $b = 0,25$ м та $b_f' = 0,502 \pm 0,003$ м та майданчик передачі місцевого навантаження $l_1 \times b = 0,2 \times 0,25$ м. Перша тріщина виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,36..0,95$.

Руйнування зразків С1.2-2, С2.1-2, С2.2-2 відбулось від зрізу.

Зразок С1.2-2 мав трирядну перев'язку та $h_f' = 0,12$ м (рис.3.7). Перша тріщина (вертикальна) утворилась при рівні навантаження $N/N_u = 0,95$ в верхньому ряді кладки по розчину на відстані 25 см від площини зрізу та швидко розповсюдилась на шість нижче розташованих рядів, $l_{cr} = 40$ см. Руйнування відбулось миттєво по площині зрізу, отже характер руйнування зразка С1.2-2 крихкий.

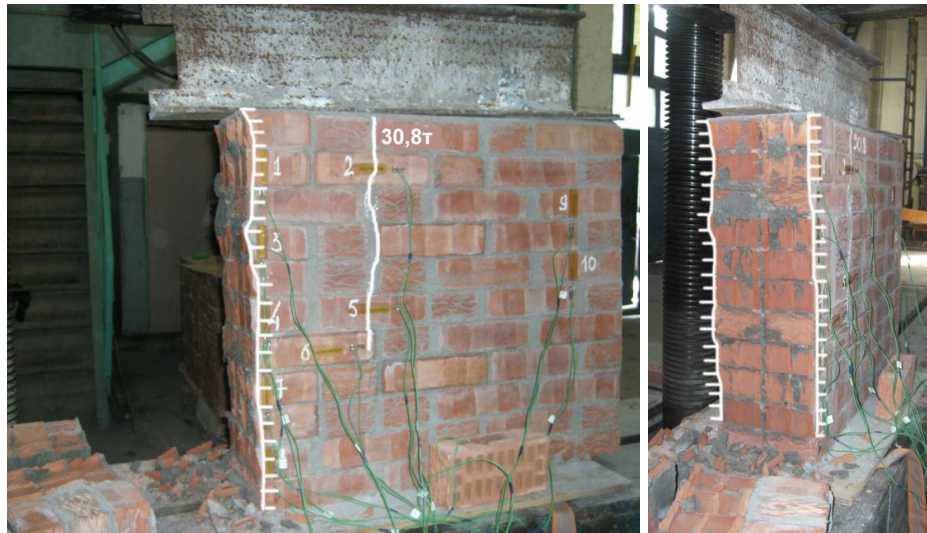


Рис.3.7. Зразок С1.2–2 після випробування

Зразки С2.1-2, С2.2-2 та С2.3-2 мали однакові геометричні параметри ($h_f' = 0,25$ м) та різні системи перев'язки: ланцюжкову, трирядну та багаторядну відповідно. У зразка С2.1-2 перша тріщина виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,46$ в верхньому ряді кладки по цеглі в місці геометричного центру траверси (рис.3.8). При зростанні навантаження утворюються вертикальні тріщини по площині зрізу та на відстані 25 см від неї. Характер руйнування пластичний, тріщини поступово розповсюдились на нижче розташовані ряди. По площині зрізу утворилась наскрізна тріщина після чого відбулось руйнування зразка від зрізу.

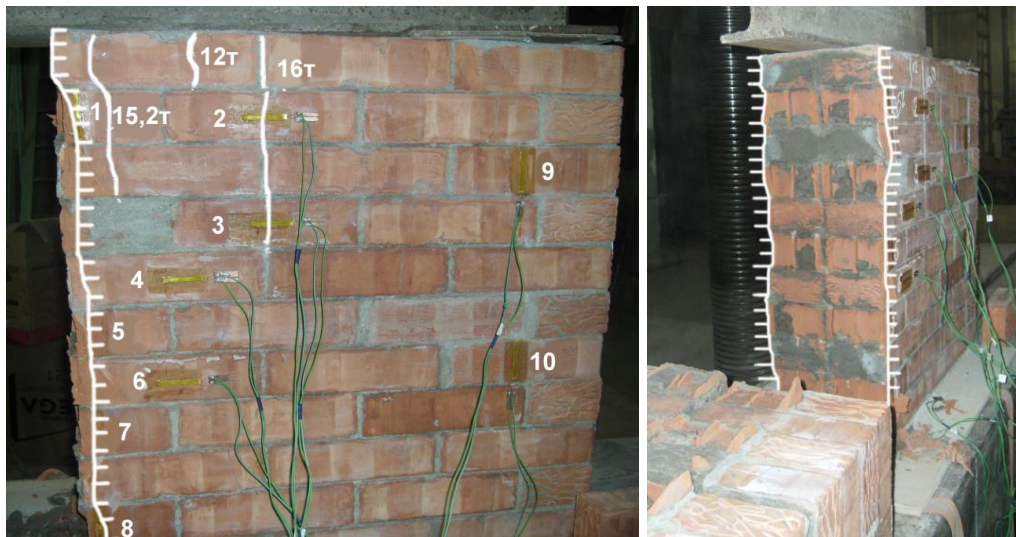


Рис.3.8. Зразок С2.1–2 після випробування

У зразка С2.2-2 одночасно утворились дві тріщини при рівні навантаження $N/N_u = 0,74$, одна з яких виникла в верхньому ряді кладки по цеглі у місці геометричного центру траверси, але з часом тріщина не розкривалась та не розповсюджувалась по кладці, інша тріщина утворилась в третьому зверху ряді кладки по розчину на відстані 25см від площини зрізу та розповсюдилась на довжину 20см (рис.3.9). При зростанні навантаження утворюється декілька мікротріщин в середині масиву кладки. А при рівні навантаження $N/N_u = 0,88$ утворюється тріщина в нижніх рядах кладки по площині зрізу, яка швидко розповсюджується на верхні ряди під кутом $\alpha = 20 - 30^\circ$ між тріщиною та вертикаллю. Довжина тріщини досягла 70см та пройшла майже через весь масив кладки по висоті, відбувається зріз нижньої частини стіни. Без зростання навантаження частина стіни, що залишилась, також зрізається.



Рис.3.9. Зразок С2.2–2 після випробування

Перша тріщина у зразка С2.3-2 (рис.3.10) утворилась при рівні навантаження $N/N_u = 0,36$ на відстані 12см від площини зрізу (в місці геометричного центру траверси) в верхньому ряді кладки по розчину. При рівні $N/N_u = 0,68$ ширина розкриття тріщини становила $a_{cr} = 15$ мм, довжина досягла 70см та пройшла майже через весь масив кладки по висоті. При подальшому зростанні навантаження відбувається відколювання фрагменту кладки нижньої частини стіни. По площині зрізу тріщини не виникли. Характер руйнування пластичний. Руйнування відбулось від розколювання.

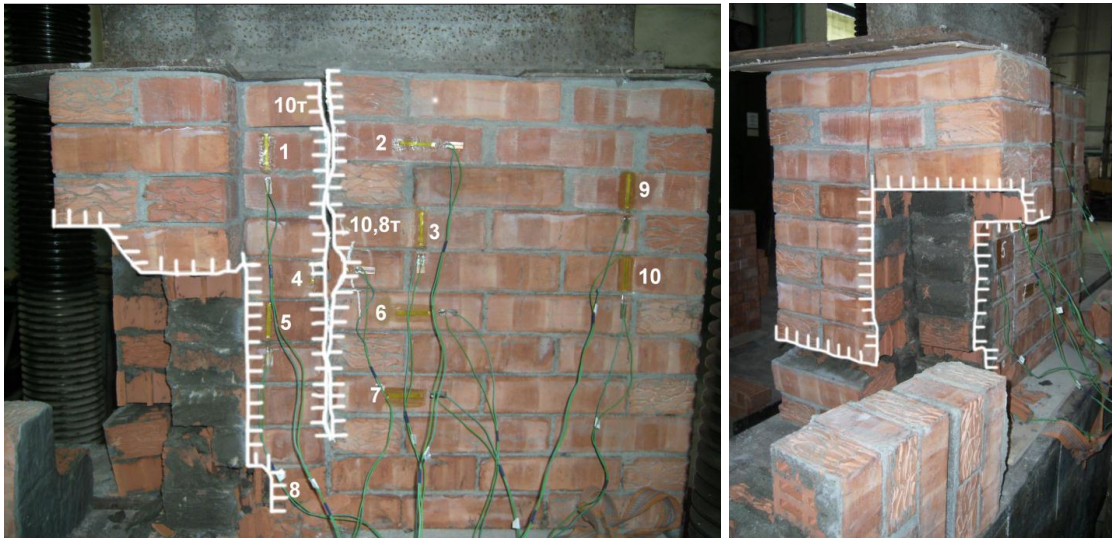


Рис.3.10. Зразок С2.3–2 після випробування

Зразок С3.2-2 мав багаторядну перев'язку та $h_f' = 0,38$ м (рис.3.11). Утворення першої тріщини аналогічне як у попереднього зразка С2.3-2. Тріщина виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,54$. При $N/N_u = 0,96$ ширина розкриття тріщини становила $a_{cr} = 22$ мм, довжина досягла 40см та швидко збільшувалась. По площині зрізу тріщини не виникли. Характер руйнування пластичний. Руйнування відбулось від розколювання.



Рис.3.11. Зразок С3.2–2 після випробування

3.1.4. Стінки третьої серії. Третя серія дослідних зразків-стінок була виконана з цегли марки М175 та розчину М50, вони мали однакову висоту $H = 1,0 \pm 0,01$ м, товщину $b = 0,25$ м, $b_f' = 0,505 \pm 0,05$ м та майданчик передачі місцевого навантаження $l_1 \times b = 0,2 \times 0,25$ м. Перша тріщина виникла при рівнях навантаження $N/N_u = 0,25 \dots 0,75$.

Зразки С1.1-3 та С1.3-3 мали однакові геометричні параметри ($h_f' = 0,12$ м) та різні системи перев'язки: ланцюжкову та п'ятирядну відповідно. У зразка С1.1-3 перша тріщина (вертикальна) виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,75$ у сьомому (зверху) ряді кладки по цеглі у місці геометричного центру траверси пресу та розповсюджувалась на восьмий ряд (рис.3.12). Одночасно в зоні зрізу виникали тріщини з шириною розкриття $a_{ср} = 1$ мм. При подальшому навантаженні зразка утворилась похила тріщина в шостому ряді кладки та почала швидко розповсюджуватись вгору під кутом $\alpha = 20 \dots 30^\circ$ між тріщиною та вертикаллю до верхнього стику стін (зони зрізу). Довжина тріщини досягла 50 см.

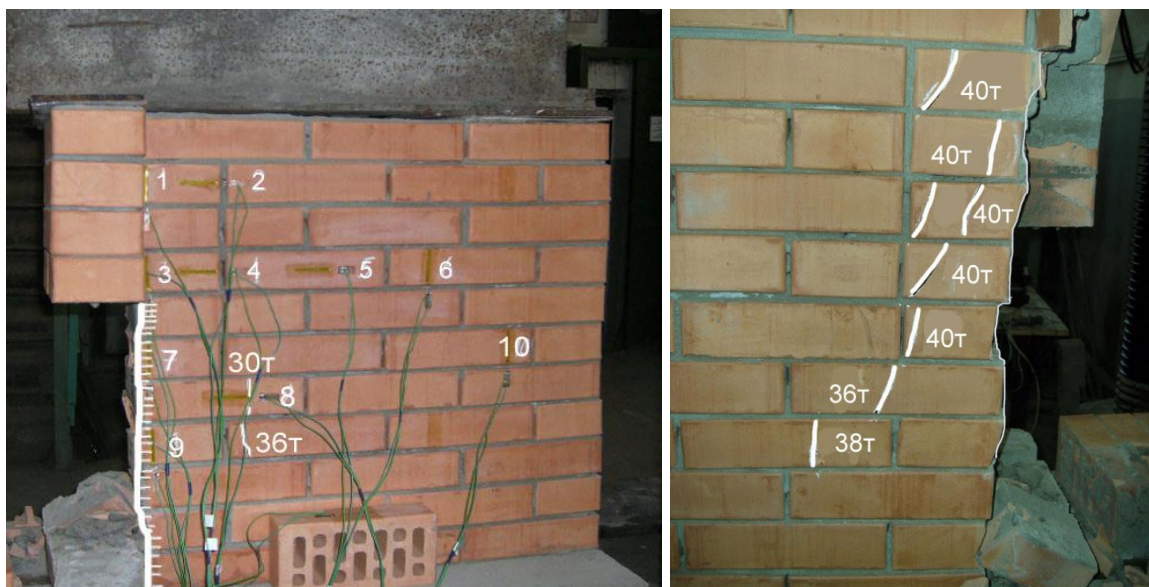


Рис. 3.12. Зразок С1.1-3 після випробування

Утворення першої тріщини зразка С1.3-3 децю відрізняється від попереднього. У зразка С1.3-3 перша тріщина (від згину) виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,65$ з першого по третій (зверху) ряд кладки по розчину (це пояснюється різницею системи перев'язки) у місці геометричного центру траверси пресу та розповсюджувалась на 4...5 ряди (рис.3.13). При подальшому зростанні навантаження характер руйнування повністю співпадає з попереднім зразком серії. Руйнування обох зразків відбулось від зрізу. Величина руйнівного навантаження обох зразків майже однакова.

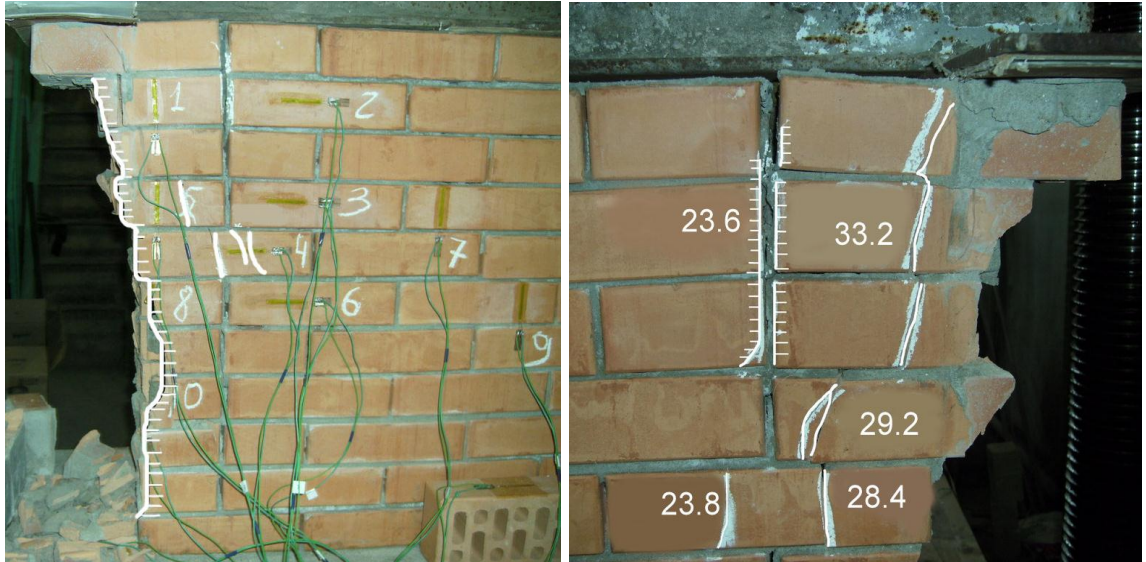


Рис.3.13. Зразок С1.3-3 після випробування

Зразки С3.1-3 та С3.3-3 мали однакові геометричні параметри ($h_f' = 0,38\text{м}$) та різні системи перев'язки: ланцюжкову та п'ятирядну відповідно. У зразка С3.1-3 з ланцюжковою перев'язкою перша тріщина (вертикальна) виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,66$ в шостому ряді кладки по перев'язаній цеглі біля площини зрізу. При подальшому навантаженні утворились мікротріщини безпосередньо в площині зрізу, які з часом розкрились (рис.3.14). Зразок С3.3-3 мав зовсім інший характер руйнування, який пояснюється більшою сильною перев'язкою стику стін (п'ятирядною). Перша тріщина (вертикальна) виникла при рівні навантаження $N/N_u = 0,5$ в п'ятому (зверху) ряді кладки по неперев'язаній цеглі від згину (рис.3.15).



Рис.3.14. Зразок С3.1-3 після випробування



Рис.3.15. Зразок С3.3–3 після випробування

Досить довгий час при зростанні навантаження тріщини не виникали, а існуючі не розкривались. При рівні навантаженні 0,8 від руйнуючого утворюється тріщина по цеглі та розчину від продавлювання кладки, яка швидко розкривається та розповсюджується на нижні ряди. Ширина розкриття тріщини становила $a_{cr} = 24$ мм, довжина тріщини досягла 30 см. При рівні навантаження 0,9 від руйнуючого відбулось вилушування цегли верхніх рядів кладки стіни з товщиною 0,25 м. Отже руйнування зразка С3.1-3 відбулось від зрізу стінки товщиною 0,38 м. Руйнування зразка С3.3.-3 відбулось від змінання (місцевого стиску) стінки товщиною 0,25 м, що пояснюється системою перев'язки. Характер руйнування пластичний.

У зразку С2.2-3 (перев'язка трирядна, $h_f' = 0,25$ м) перша тріщина (вертикальна) виникла при рівні навантаження $N / N_u = 0,25$ в першому ряді кладки по розчину біля площини зрізу. При зростанні навантаження тріщина розкрилась на ширину $a_{cr} = 25$ мм та розповсюдилась на нижчі ряди - відбулось розшарування кладки на окремі стовпчики. Одночасно утворились тріщини по площині зрізу, по стінці з товщиною $h_f' = 0,25$ м поповзли похилі тріщини знизу вверх, в торці кладки утворилась суцільна вертикальна тріщина, що поділила стінку навпіл ($a_{cr} = 15$ мм). Руйнування відбулось від зрізу (рис.3.16).

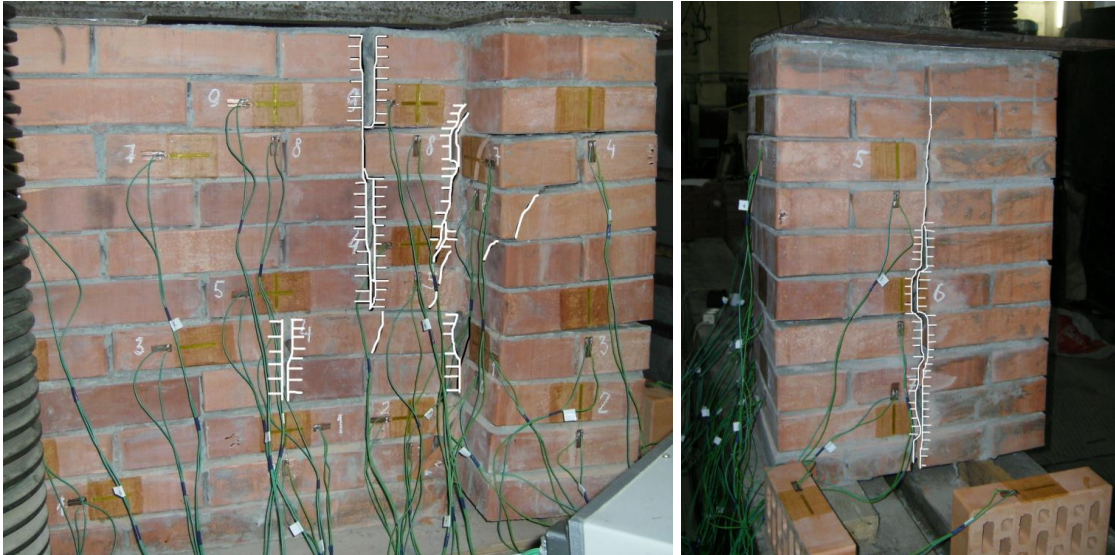


Рис.3.16. Зразок С2.2–3 після випробування

3.1.5. Граничне навантаження зразків – стінок при зрізі. За зрізаюче зусилля приймається ($Q_u^{\hat{a}\hat{e}\hat{n}} = N_0 = q_0 A_0$). Оскільки згідно рис. 2.1 ($N_u = N_0 + N_1$), тоді з умови рівноваги ($q_1 A_1 a = q_0 A_0 b$) виразимо q_1 через q_0 :

$$q_1 = \frac{A_0 b}{A_1 a} q_0, \quad N_u = q_1 A_1 + q_0 A_0 = \frac{A_0 b}{A_1 a} q_0 A_1 + q_0 A_0 = q_0 A_0 \cdot \left(\frac{b}{a} + 1 \right), \quad q_0 = \frac{N_u}{A_0 \cdot \left(\frac{b}{a} + 1 \right)}.$$

Зрізаюче зусилля дорівнюватиме

$$Q_u^{\hat{a}\hat{e}\hat{n}} = \frac{N_u}{\left(\frac{b}{a} + 1 \right)}. \quad (3.1)$$

Для порівняння несучої здатності зразків на зріз, отриманої експериментально за формулою (3.1), з теоретично визначеною $Q_u^{\text{екс}} / Q_u^{\text{СНиП}}$ складено табл. 3.3.

Таблиця 3.3

Результати випробувань цегляних стінок

Серія	Шифр зразка	Навантаження, кН.		$\frac{N_{срс}}{N_u^{екс}}$	Зусилля зрізу, кН.		$\frac{Q_u^{екс}}{Q_u^{СНиП}}$	Характер руйнування
		$N_{срс}$	$N_u^{екс}$		$Q_u^{двп}$	$Q_u^{СНиП}$		
1	3	4	5	6	7	8	9	10
I	C1.1-1	108	108	1,0	94	114,6	0,82	Зріз
	C1.3-1	128	200	0,64	174,4	112,9	1,54	Розколювання
	C2.2-1	80	196	0,41	153	119,4	1,28	Зріз
	C3.1-1	104	164	0,63	109,3	112,9	0,97	Зріз - розколювання
	C3.3-1	204	244	0,84	163	112,1	1,45	Зріз
II	C1.2-2	308	324	0,95	271,2	114,6	2,37	Зріз
	C2.1-2	120	260	0,46	180	119,4	1,51	Зріз
	C2.2-2	208	280	0,74	194	119,4	1,62	Зріз
	C2.3-2	100	276	0,36	191,2	119,4	1,60	Розколювання
	C3.2-2	120	224	0,54	121,5	112,9	1,08	Розколювання
III	C1.1-3	300	400	0,75	348	163,1	2,13	Зріз
	C1.3-3	236	364	0,65	316	160,9	1,96	Зріз
	C2.2-3	168	660	0,25	514	163,1	3,15	Зріз
	C3.1-3	124	188	0,66	125,3	163,1	0,77	Зріз
	C3.3-3	240	480	0,5	320	163,1	1,96	Зминання

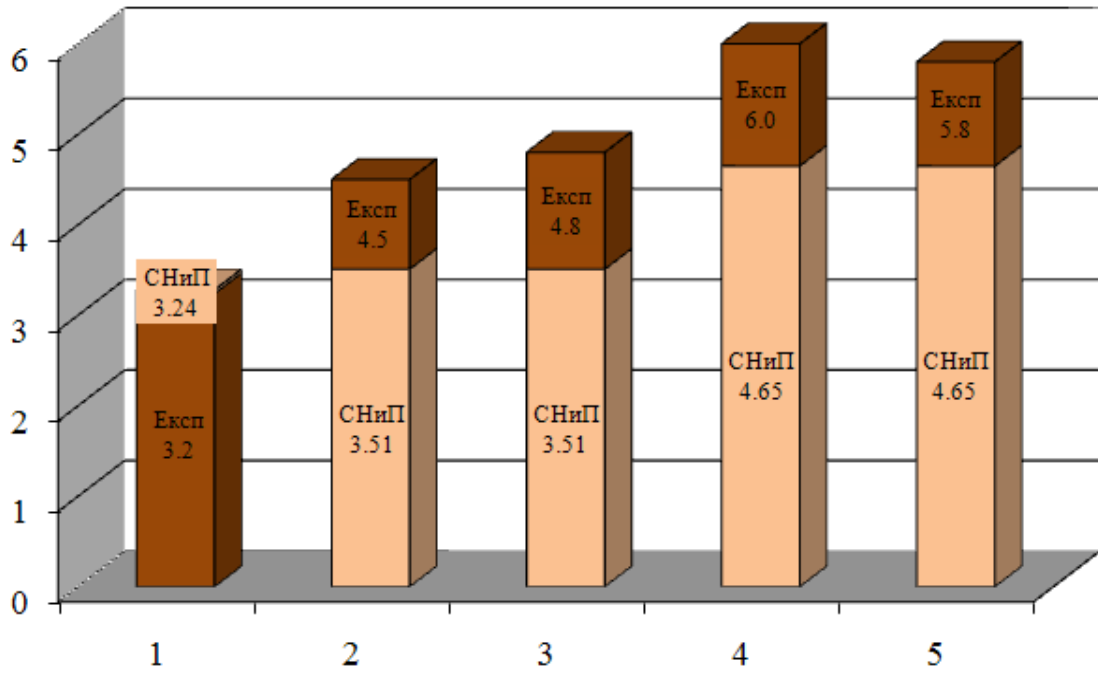
Якщо порівняти експериментальну несучу здатність зразків з теоретичною, визначеною за [29], то $Q_u^{екс}/Q_u^{СНиП} = 0,77...3,15$ разів.

3.2. Міцність та деформативність цегляної кладки при центральному стиску

В результаті випробування цегляних стовпчиків на центральний стиск було отримано експериментальні значення межі міцності цегляної кладки та порівняні з нормативним, отриманим за формулою Оніщика Л.І. [30] (рис. 3.17).

Аналіз отриманих результатів вказує на те, що перша серія зразків (M100; M50), має експериментальну межу міцності несуттєво меншу ніж теоретична, зразки 2 серії (M100; M75) мають межу міцності в 1,28...1,37 разів більшу ніж межа міцності, отримана згідно СНиП II-22-81, зразки 3 серії (M175; M50), – в 1,25...1,29 разів більшу.

Межа міцності, МПа

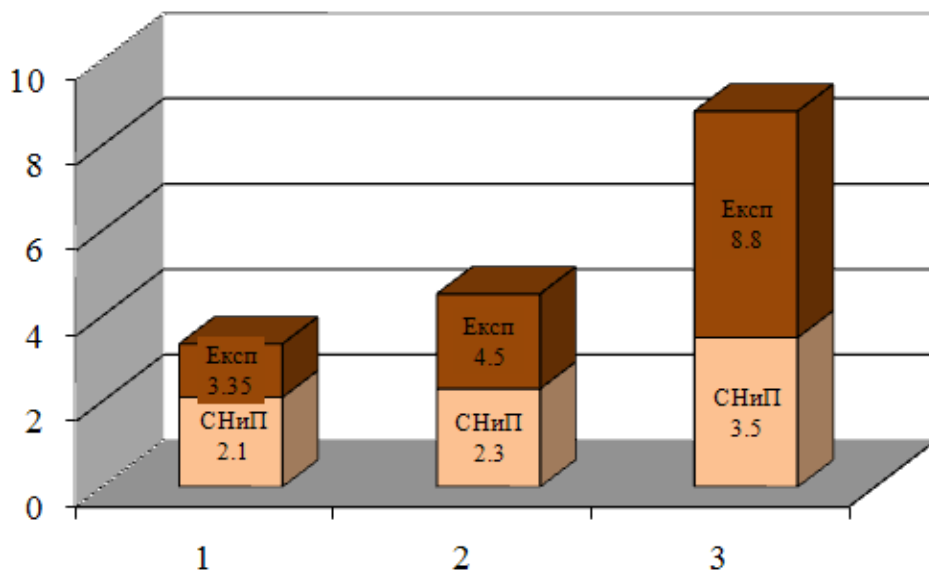


Експериментальні зразки-стовпчики

Рис. 3.17. Гістограма експериментальної та теоретичної межі міцності цегляної кладки

Дослідженню міцності центрально – стиснутої цегляної кладки присвячені роботи Р.А. Міценка [134]. Ним було випробувано зразки розміром 25×25×100 см з маркою повнотілої цегли М50, М75, М125. Порівняльна гістограма отриманих результатів наведена на рисунку 3.18.

Межа міцності, МПа



Експериментальні зразки-стовпчики

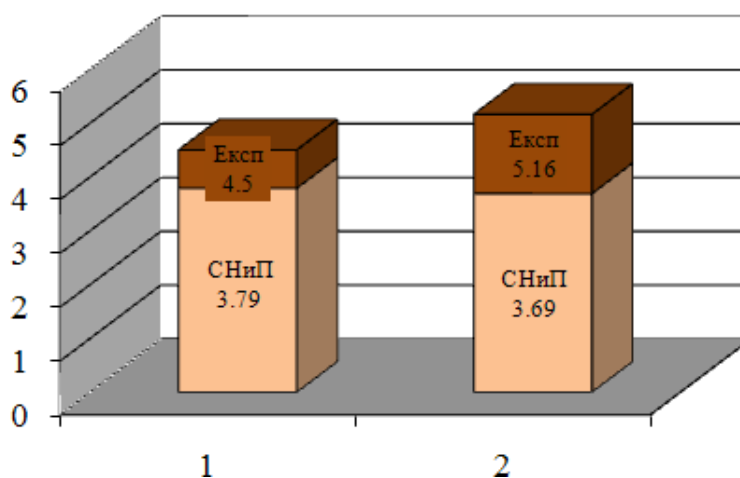
Рис. 3.18. Гістограма експериментальної та теоретичної межі міцності цегляної кладки за [134] (М50, М75, М125).

Результати, отримані Р.А. Міщенком вказують на зниження нормативної межі міцності в 1,6...2,5 рази.

Дослідженню роботи кам'яної кладки при зрізі присвячена робота А.А. Шишкіна та А.Н. Бірюкова [135].

На першому етапі експерименту ними також були випробувані еталонні зразки-стовпчики, розмірами (38×38)см та висотою 120см з червоної цегли пластичного формування марки 100 та розчину з міцністю 95,9кгс/см² та 93,7кгс/см². Порівняння результатів випробувань з теоретично одержаними викладені на гістограмі (рис.3.19). Згідно гістограми експериментальні значення більші за теоретичні в 1,19...1,39 рази.

Межа міцності, МПа



Експериментальні зразки-стовпчики

Рис. 3.19. Гістограма експериментальної та теоретичної межі міцності цегляної кладки за [135] (М 100).

Завдяки застосуванню вимірювальних приладів – індикаторів годинникового типу було отримано графіки залежності “напруження – деформації” за короткочасної дії стискаючого навантаження.

Як раніше відмічалось, руйнування зразків відбувалося крихко. Саме це й обумовило отримання майже лінійної залежності “напруження–деформації” на відміну від теоретичної. На рис.3.20 зображені графіки зразків, графік середніх значень та поліноміальний графік. На рис.3.21 та 3.22 – тільки графіки середніх значень та поліноміальні.

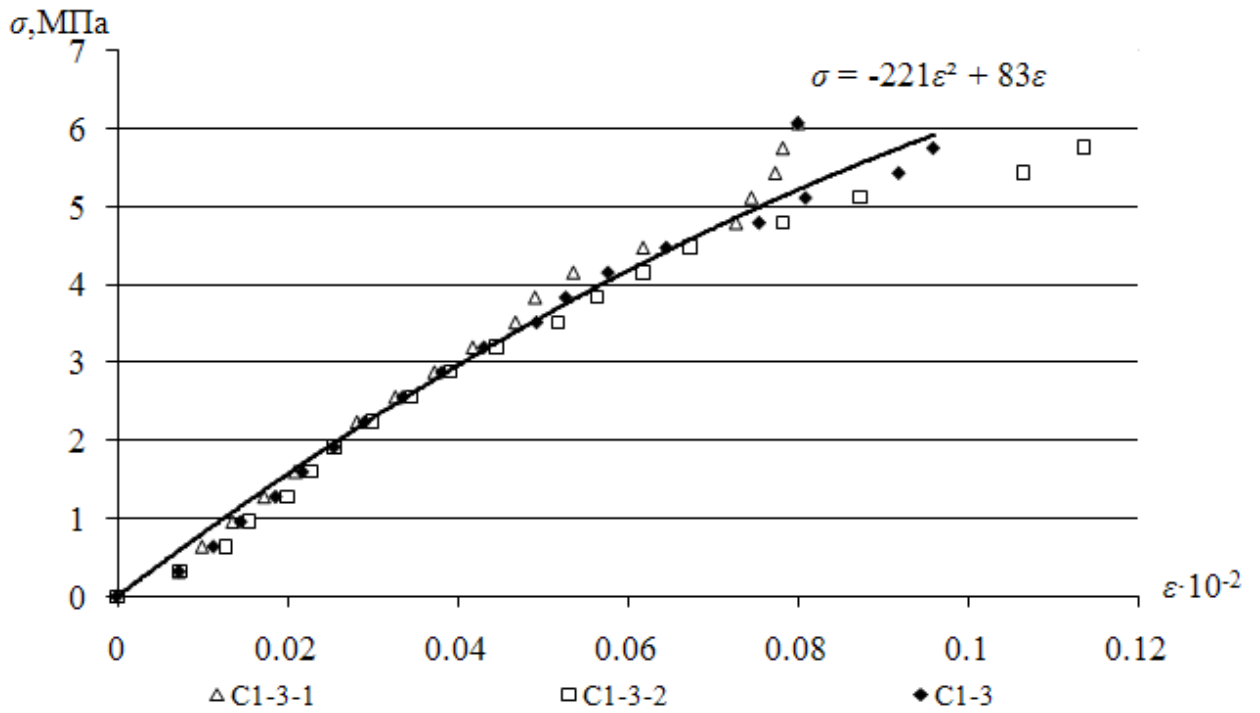


Рис. 3.20. Графіки залежності “напруження–деформації” для зразків-близнюків C1-3-1 та C1-3-2

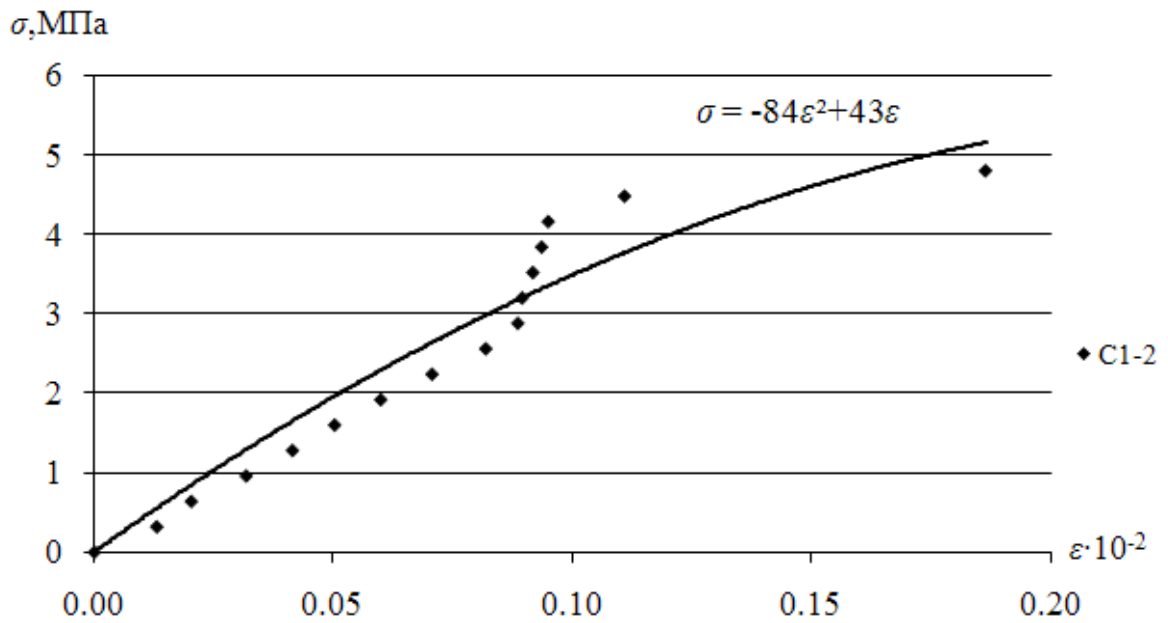


Рис. 3.21. Графік залежності “напруження–деформації” для зразків-близнюків C1-2-1 та C1-2-2

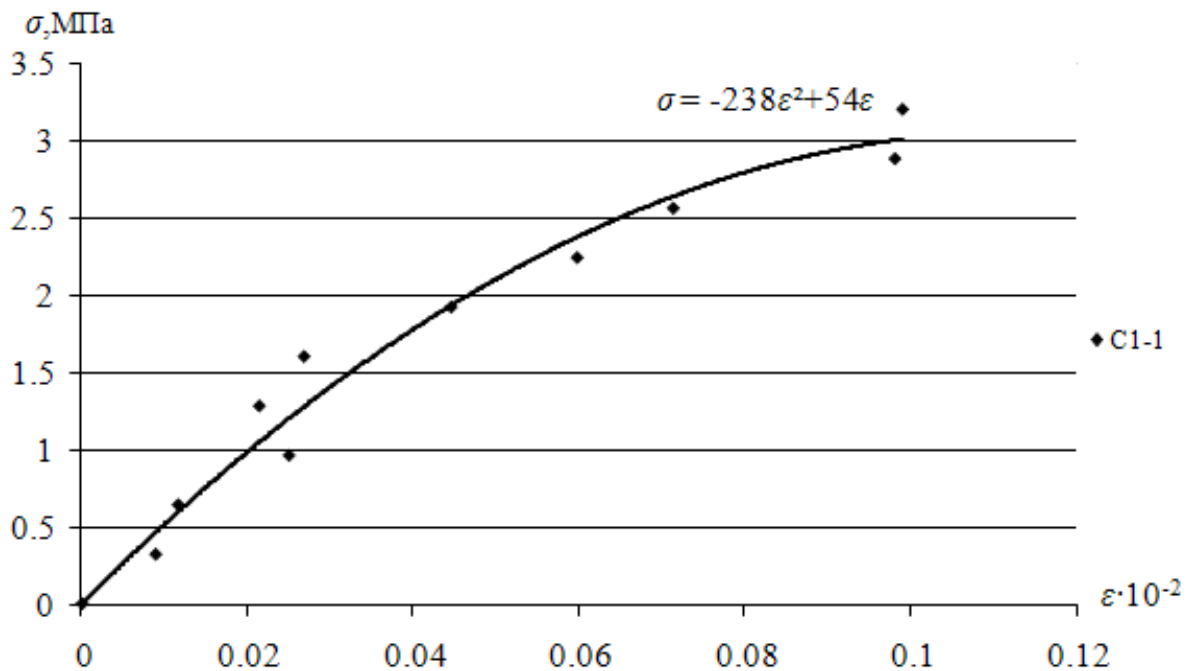


Рис. 3.22. Графіки залежності “напруження–деформації” для зразків-близнюків C1-1-1 та C1-1-2

За даними експериментальних досліджень було визначено функціональну залежність “ $\sigma - \varepsilon$ ”. Функцію залежності (3.2) отримано апроксимуванням за методом найменших квадратів. За апроксимуючу функцію прийнято поліном другого степеня, який має вигляд:

$$\sigma_{C1-3} = -221\varepsilon^2 + 83\varepsilon, \sigma_{C1-2} = -84\varepsilon^2 + 43\varepsilon, \sigma_{C1-1} = -238\varepsilon^2 + 54\varepsilon. \quad (3.2)$$

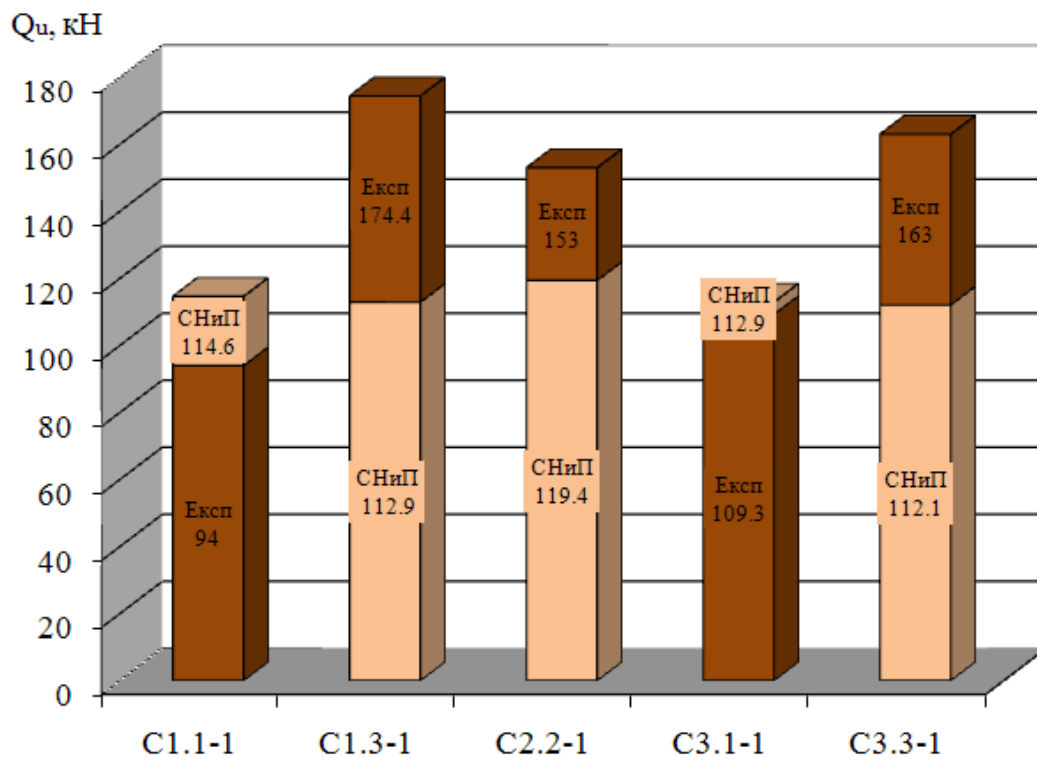
Середній (січний) модуль деформації визначається за формулою

$$E_{C1-3} = -442\varepsilon + 83, E_{C1-2} = -168\varepsilon + 43, E_{C1-1} = -476\varepsilon + 54, \quad (3.3)$$

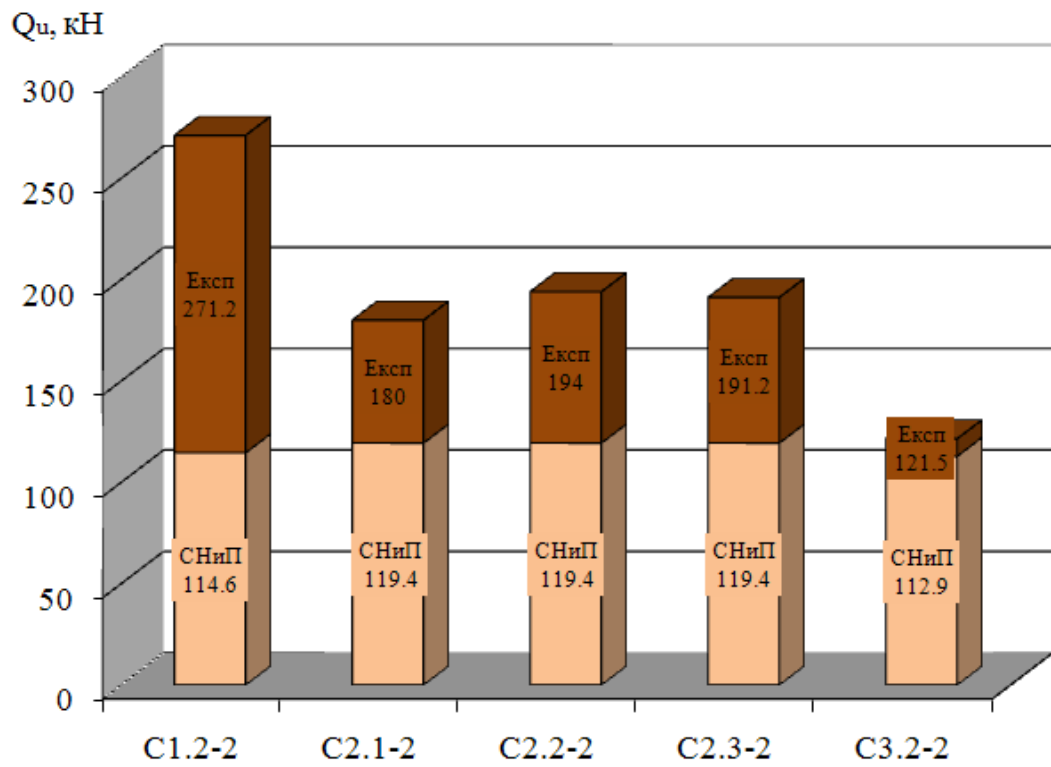
із залежності $E = \operatorname{tg} \alpha = d\sigma / d\varepsilon$ (МПа).

3.3. Напружено-деформований стан цегляної кладки при зрізі

В результаті випробування цегляних стінок на зріз були отримані експериментальні значення зусилля зрізу $Q_u^{\text{екс}}$ цегляної кладки та порівняні з нормативними, отриманими за СНиП II-22-81[29] (рис. 3.23 а, б, в).



а)



б)

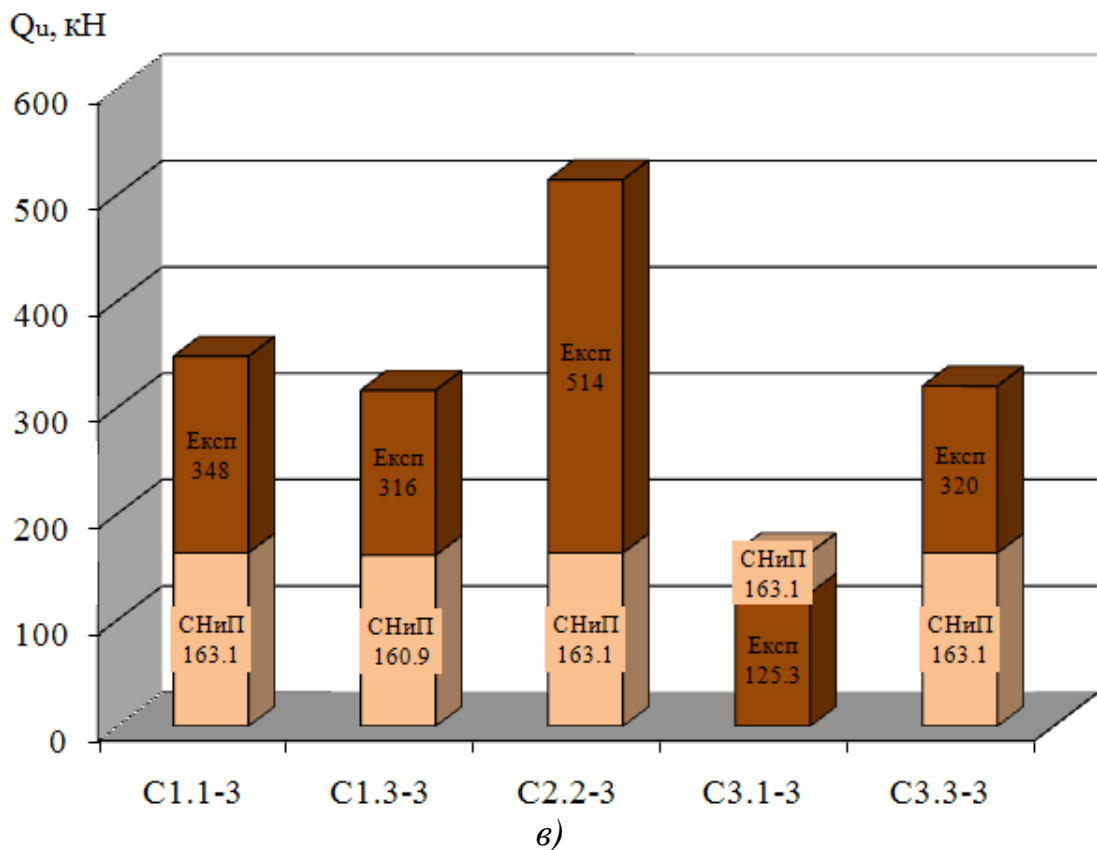


Рис.3.23. Гістограми експериментального та теоретичного, визначеного за СНиП II-22-81, зусилля зрізу зразків 1...3-ої серії

Аналіз отриманих результатів вказує на те, що всі зразки мають експериментальне зусилля зрізу в більшості випадків значно більше ніж теоретичне, визначене згідно СНиП II-22-81, у 1,08...3,15 разів.

3.3.1. Зразки-стілки першої серії. Прийнята методика проведення досліджень дозволила у процесі випробувань фіксувати поздовжні і поперечні деформації цегляної кладки і за цими даними отримати графіки й поля розподілу деформацій та напружень залежно від рівня навантаження.

За час короткочасного завантаження стінки C1.1-1 ($h_f'=0,12\text{м}$) було зафіксовано наступний розподіл поперечних та поздовжніх деформацій в залежності від рівня навантаження (рис.3.24).

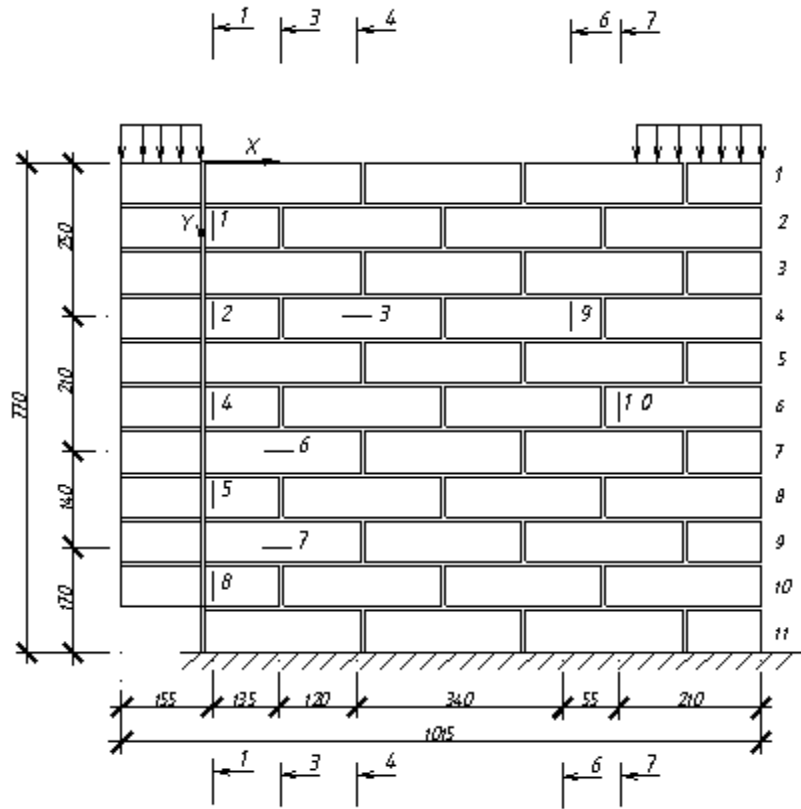


Рис.3.24. Схема розташування тензорезисторів на зразку С1.1-1

Протягом усього процесу завантаження кладки спостерігалась майже лінійна залежність: поперечні деформації зростали пропорційно (рис.3.25, 3.26). В перерізі 1-1, який знаходився біля площини зрізу, зафіксовані значні поперечні деформації стиску. Найбільш деформована зона кладки – нижня (точки 5,8) на відстані $y=530\dots 685\text{мм}$ від верхньої грані зразка.

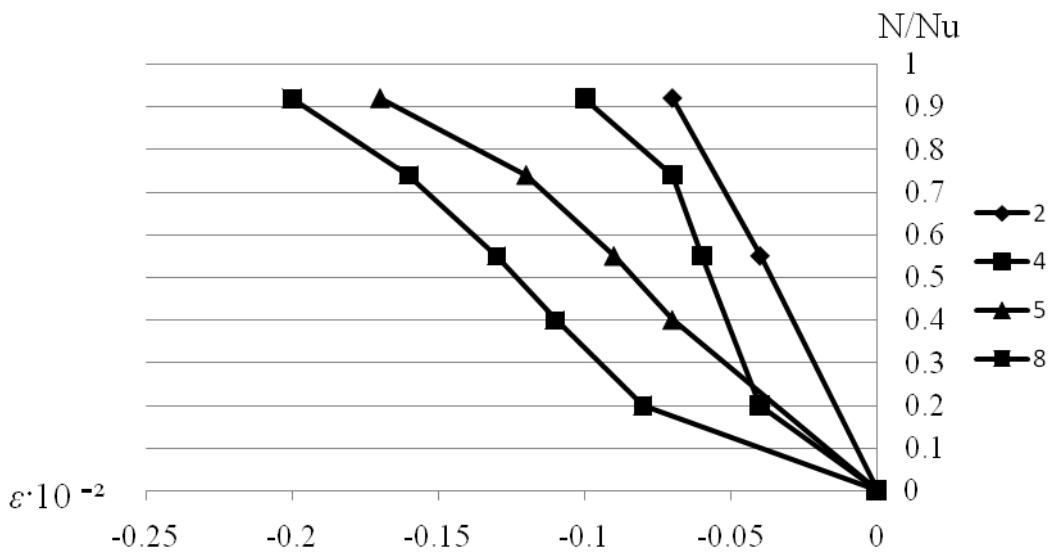


Рис.3.25. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С1.1-1

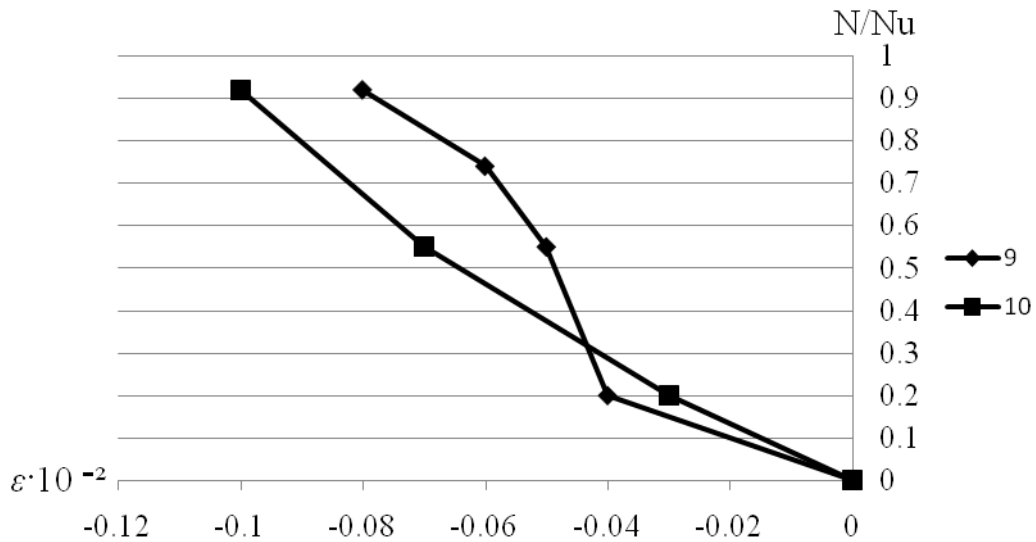


Рис.3.26. Розподіл поперечних деформацій в перерізах 6-6, 7-7 зразка C1.1-1

Розподіл поздовжніх деформацій (рис.3.27) зразка C1.1-1 підтверджує, що найбільш деформована зона кладки – нижня, біля площини зрізу. Так найбільші поздовжні деформації стиску виникли на відстані $y=600\text{мм}$. На відстані $y=460\text{мм}$ до рівня навантаження $0,75N_u$ спостерігались поздовжні деформації розтягу (точка б), при зростанні навантаження і до руйнування деформації стиску. Лінійний характер розподілу деформацій підтверджує крихке руйнування стінки C1.1-1 від зрізу.

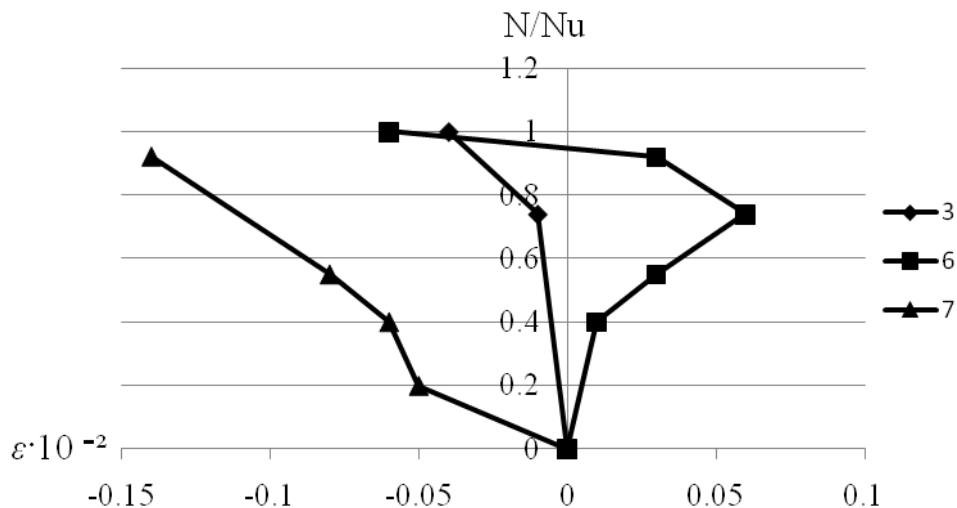


Рис.3.27. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 4-4, 3-3 зразка C1.1-1

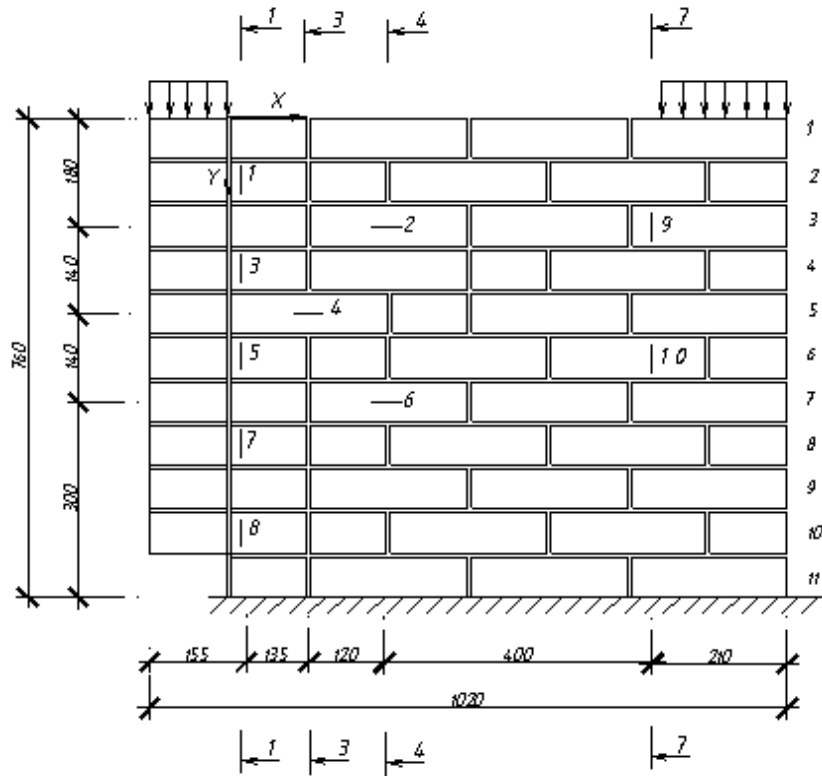
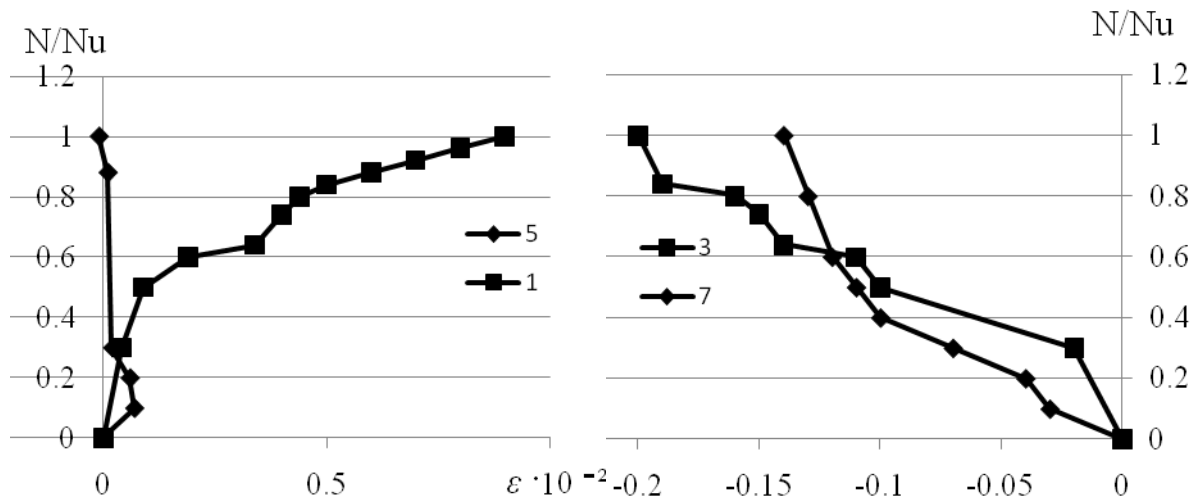


Рис.3.28. Схема розташування тензорезисторів на зразку С1.3-1

Аналізуючи розподіл поперечних деформацій кладки С1.3-1 (рис.3.28) зрозуміло, що верхні шари кладки на відстані від пресу до $y=90\text{мм}$ (точка 1) перебувають в стані розтягу, середні шари кладки - в стані стиску (точка 3,7), в нижній частині стіни спостерігались найбільші деформації розтягу на відстані $y=680\text{мм}$ (точка 8). Це пояснюється утворенням тріщини від згину кладки саме в перерізі 3-3, який знаходиться поруч з перерізом 1-1 (рис.3.29, 3.30).



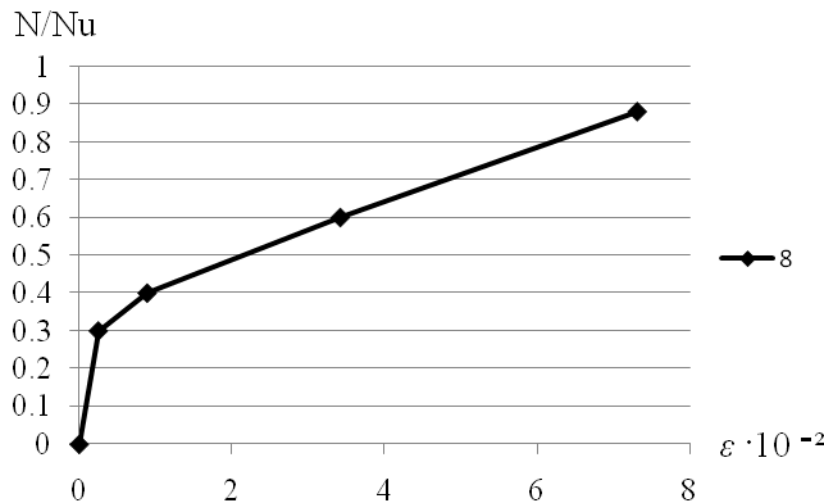


Рис.3.29. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка C1.3-1

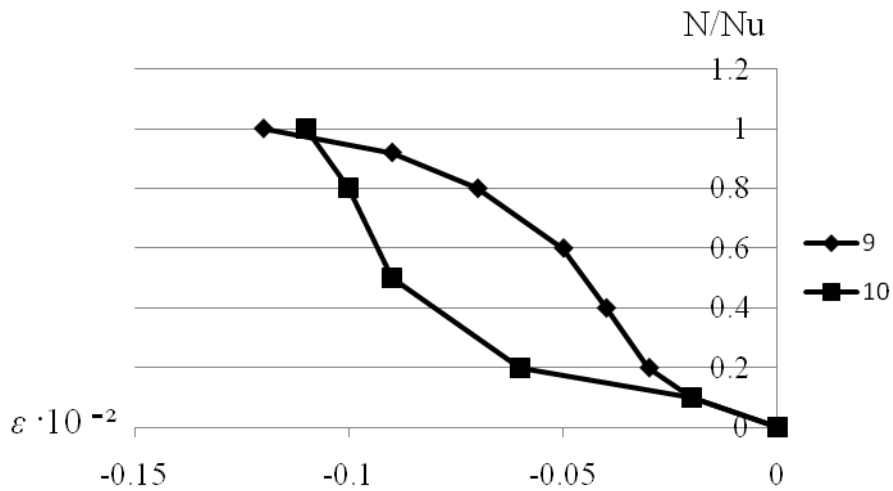


Рис.3.30. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 7-7 зразка C1.3-1

Характер розподілу поздовжніх деформацій (рис.3.31) теж повністю пояснюється утворенням вертикальної тріщини в перерізі 3-3. Поздовжні деформації набувають як значень розтягу, так і стиску, утворюючи площину вигину кладки.

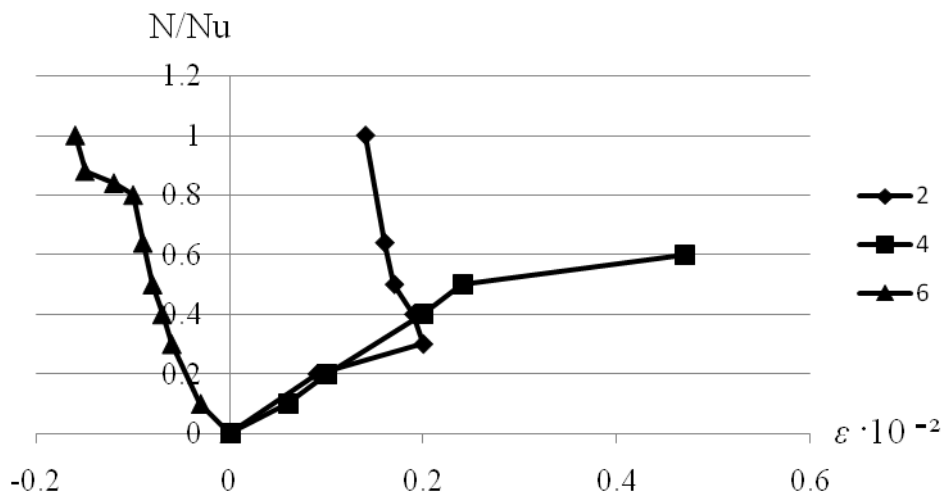


Рис.3.31. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 3-3, 4-4 зразка С1.3-1

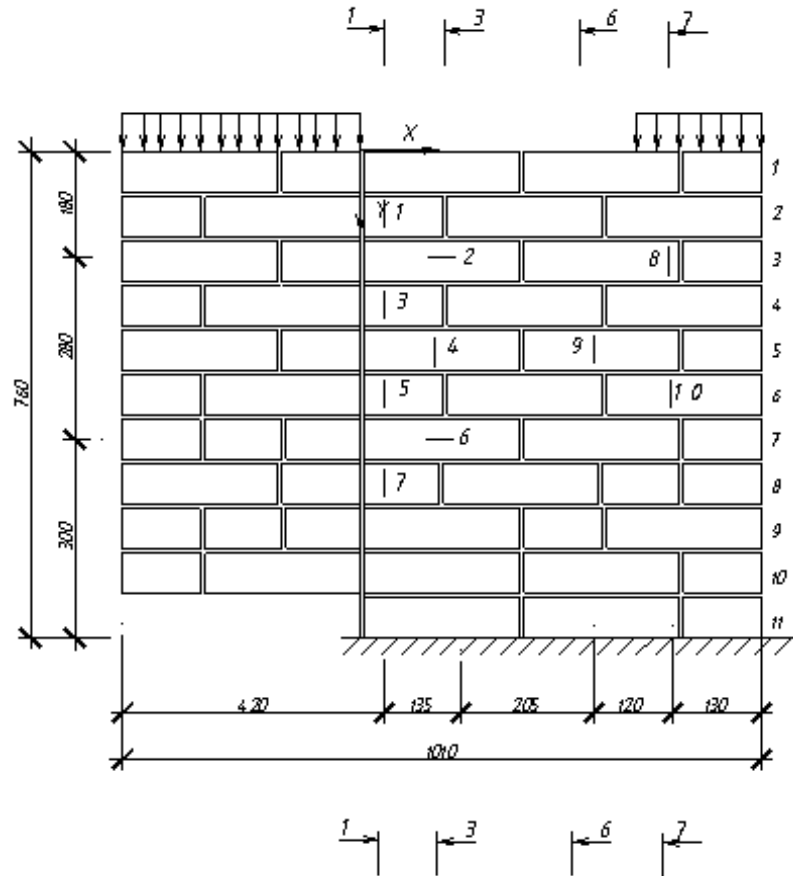


Рис.3.32. Схема розташування тензорезисторів на зразку С3.1-1

В перерізі 1-1 зразка С3.1-1 (рис.3.32) спостерігались деформації стиску, найбільш деформований нижній шар кладки (точка 7), що зумовлено утворенням тріщини по площині зрізу (рис.3.33).

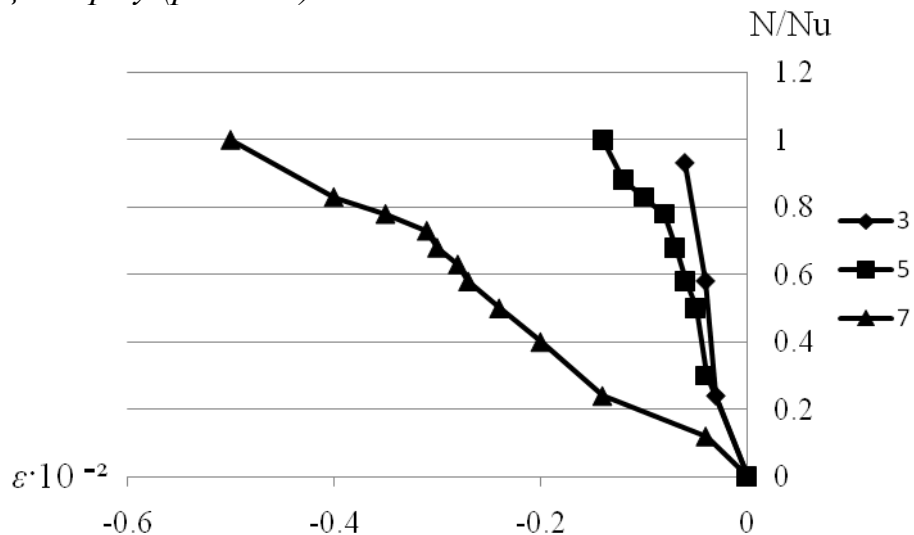


Рис.3.33. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С3.1-1

Характер розподілу деформацій у всіх інших перерізах однаковий: до рівня

навантаження $0,4 \dots 0,8N_u$ спостерігались деформації стиску, після чого деформації розтягу (рис.3.34). Це зумовлено утворенням системи вертикальних та похилих тріщин посередині масиву кладки, товщиною $0,25\text{м}$.

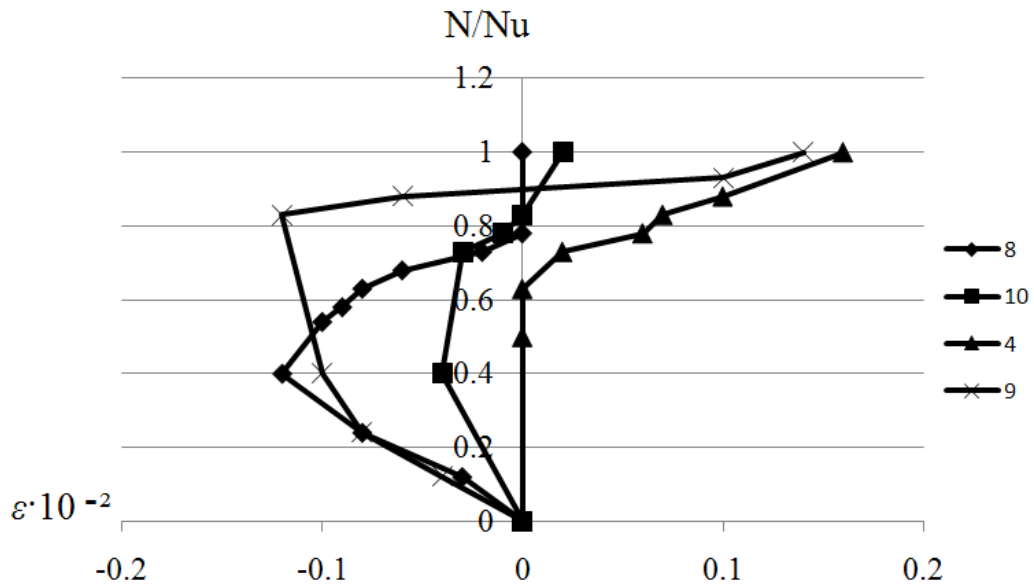


Рис.3.34. Розподіл поперечних деформацій в перерізах 3-3, 6-6, 7-7 зразка СЗ.1-1

Найбільші деформації стиску виникли у перерізі 3-3 (точка 2,6). До рівня $0,75N_u$ спостерігалось стрімке зростання поздовжніх деформацій стиску, після чого при рівні $0,8N_u$ утворилась вертикальна тріщина по точці 6, переріз 3-3 (рис.3.35).

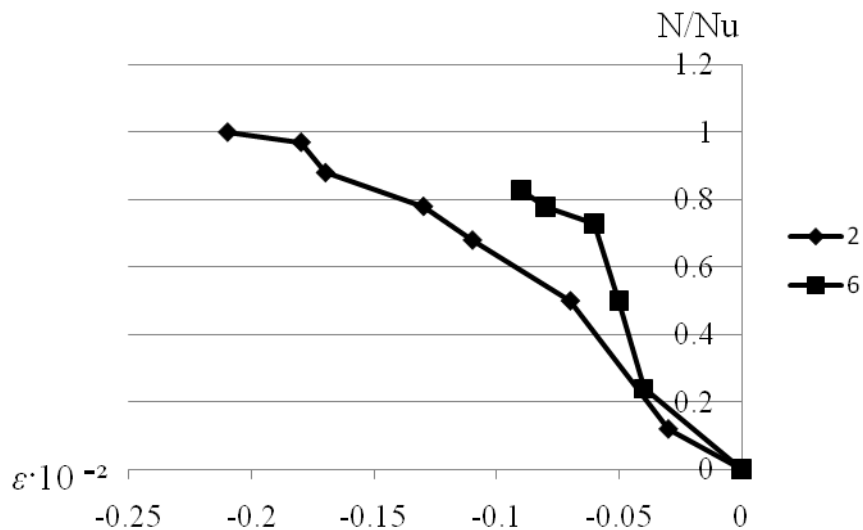


Рис.3.35. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізі 3-3 зразка СЗ.1-1

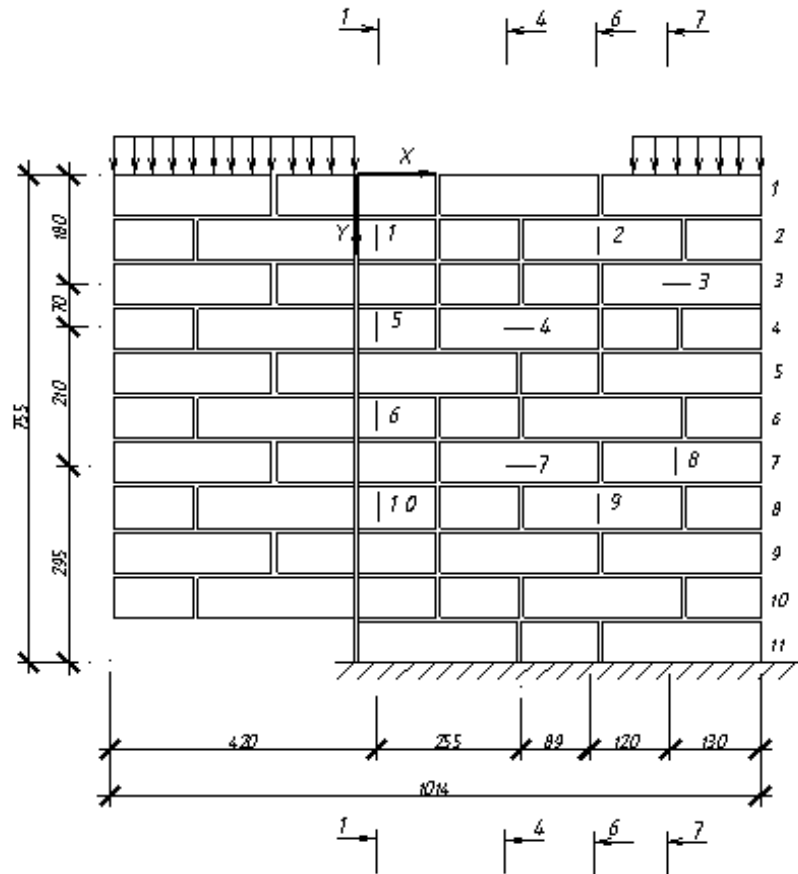


Рис.3.36. Схема розташування тензорезисторів на зразку С3.3-1

Стінка С3.3-1 (рис.3.36) мала крихкий характер руйнування, про що свідчить розподіл її деформацій. Так поперечні деформації майже не виникали до рівня навантаження $0,84N_u$, після чого спостерігається стрімкий зріст деформацій стиску. Найбільш деформований середній шар кладки, що знаходиться на відстані $y=250\text{мм}$ (точка 5) в перерізі 1-1 (рис.3.37). Це пояснюється виникненням при рівні навантаження $0,84N_u$ вертикальної наскрізної тріщини по площині зрізу та стрімким її розкриттям.

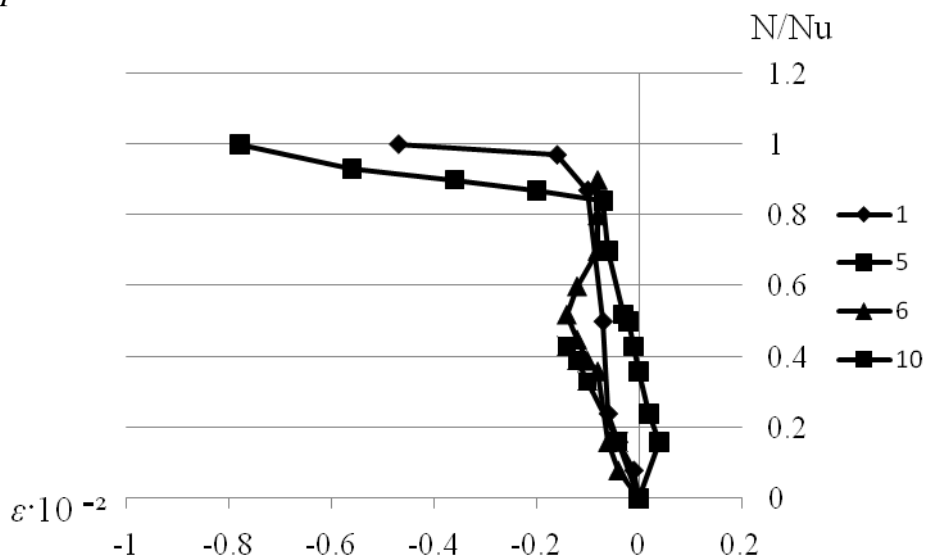


Рис.3.37. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С3.3-1

Зона кладки, яка знаходиться на відстані $x=350\text{мм}$ (переріз 6-6) від площини зрізу, в верхніх шарах набуває деформацій розтягу, а в нижніх – стиску (рис.3.38).

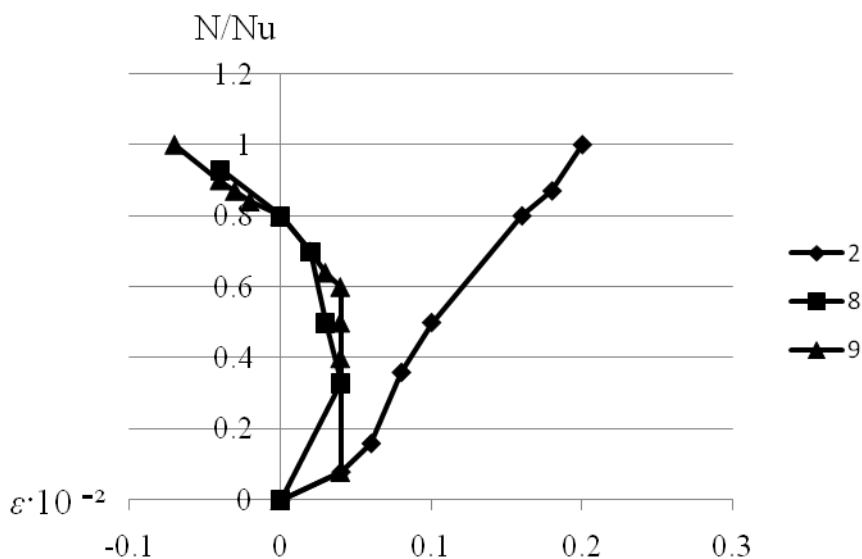


Рис.3.38. Розподіл поперечних деформацій в перерізах 6-6, 7-7 зразка С3.3-1

До рівня навантаження $0,6N_u$ в розподілі поздовжніх деформацій спостерігався розтяг, потім стрімкий стиск (рис.3.39). Найбільші поздовжні деформації виникли в нижніх шарах кладки, найменші у верхніх.

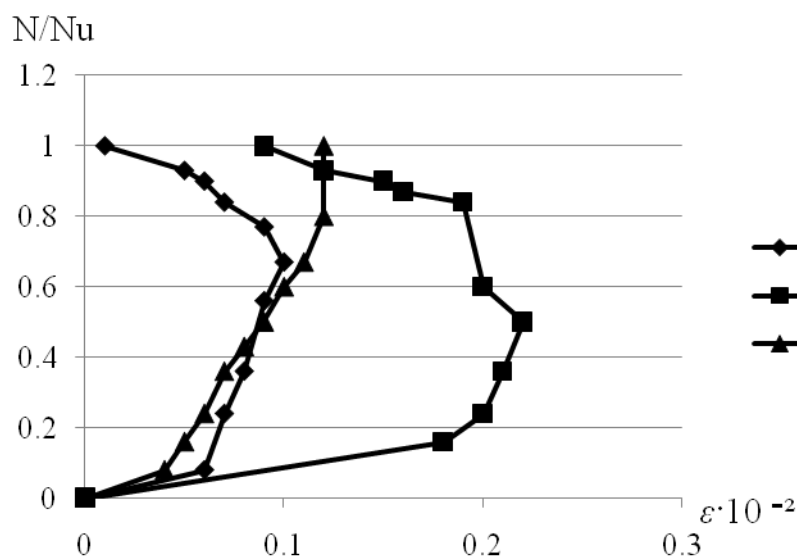


Рис.3.39. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 4-4, 7-7 зразка С3.3-1

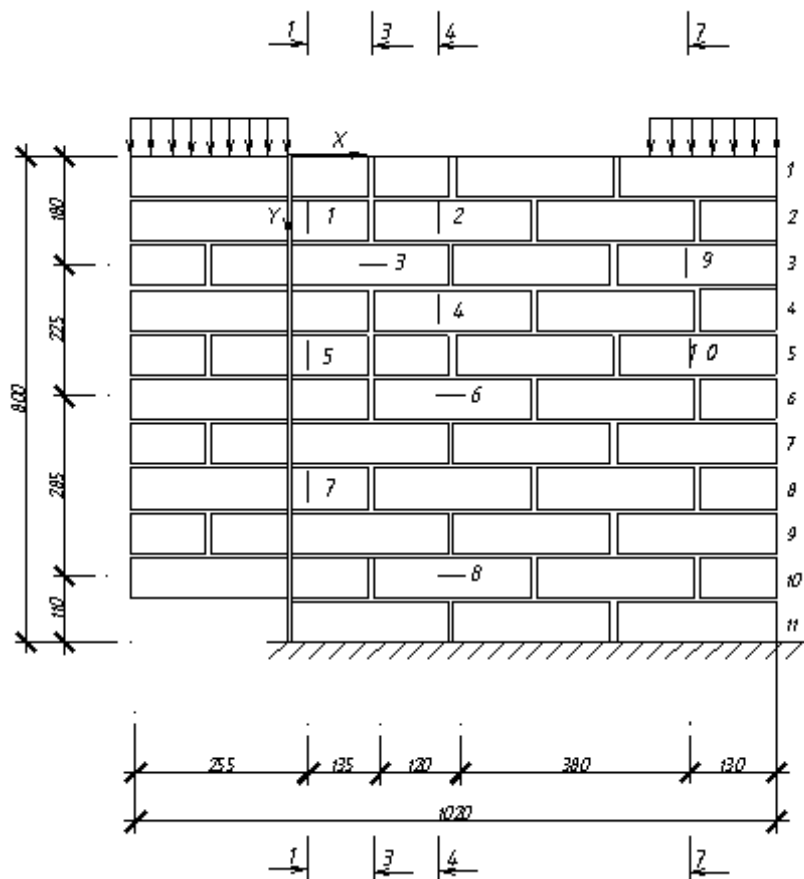


Рис.3.40. Схема розташування тензорезисторів на зразку С2.2-1

Аналізуючи характер розподілу деформацій зразка С2.2-1(рис.3.40, 3.41) встановлено те, що деформації верхнього шару кладки біля площини зрізу дорівнюють нулю.

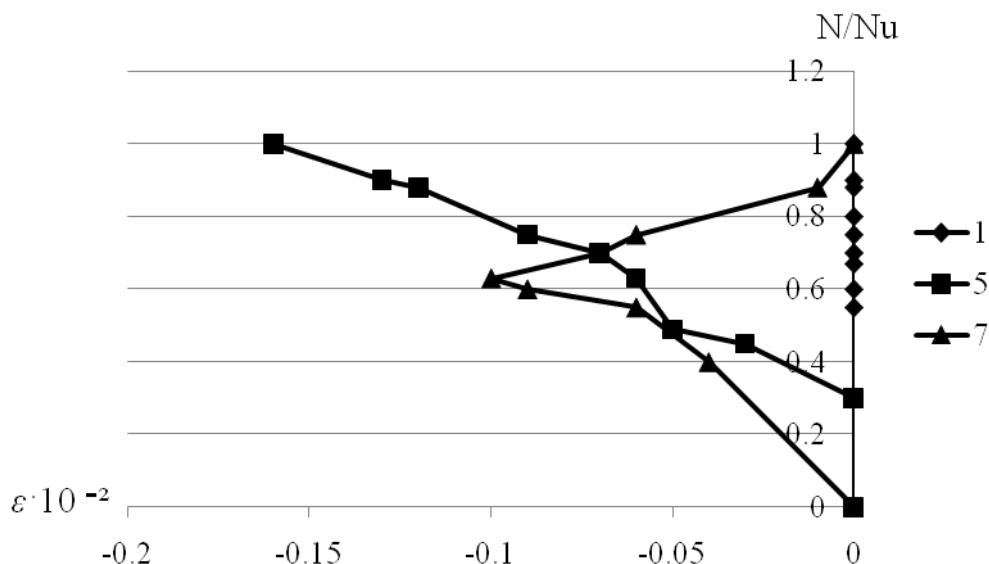


Рис. 3.41. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С2.2-1

Найбільших деформацій стиску мав середній шар кладки, що зумовлено виникненням горизонтальної тріщини, яка розділила стіну навпіл. Це призвело до

того, що після досягнення рівня навантаження $0,6N_u$ в нижніх рядах кладки стрімко розвинулись деформації розтягу (точка 7 переріз 1-1), після чого відбувся зріз нижньої частини стіни.

Характер розподілу деформацій в перерізах 4-4 та 7-7, які знаходяться на віддалені $x=260\dots640\text{мм}$ від площини зрізу, однаковий. До рівня навантаження $0,6N_u$ деформації не розвивались, в момент утворення вертикальної тріщини по перерізу 3-3 (в місці геометричного центру траверси) ці шари кладки почали стрімко стискатись (рис.3.42 - 3.43).

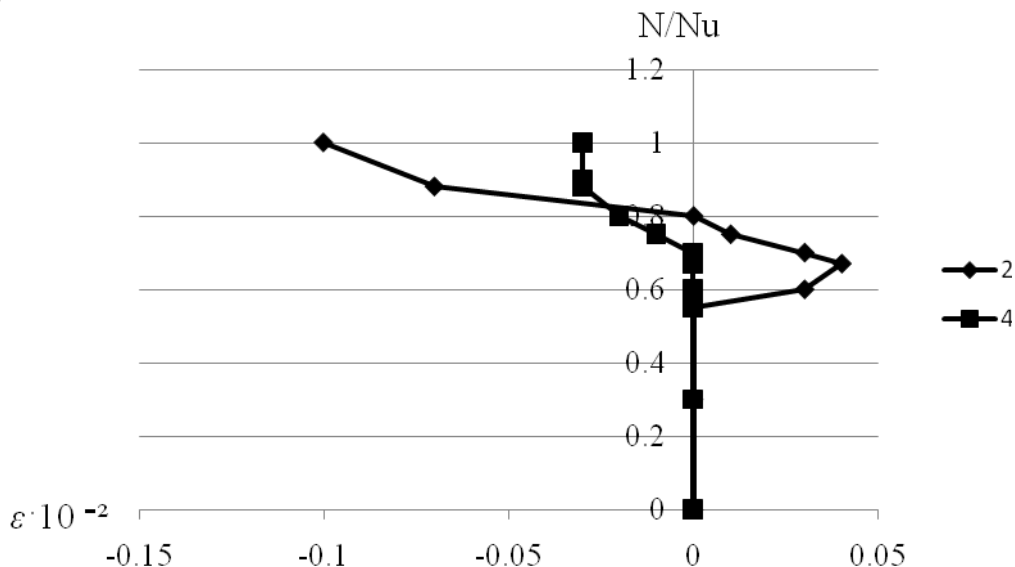


Рис. 3.42. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 4-4 зразка С2.2-1

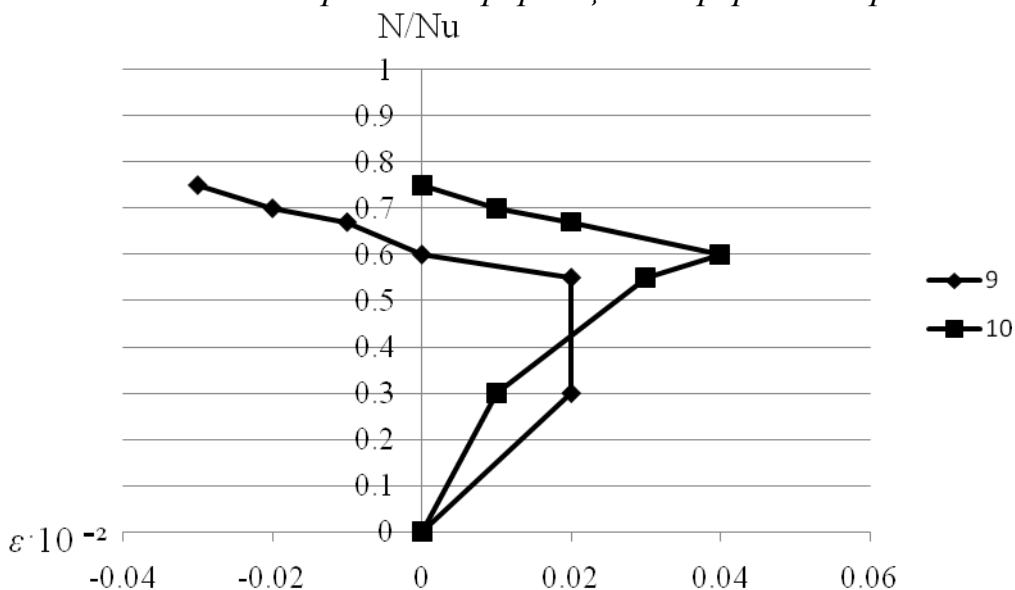


Рис. 3.43. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 7-7 зразка С2.2-1

Поздовжні деформації в верхніх шарах (точка 3) кладки набували розтягуючих значень, в нижніх (точка 8) стискаючих (рис.3.44).

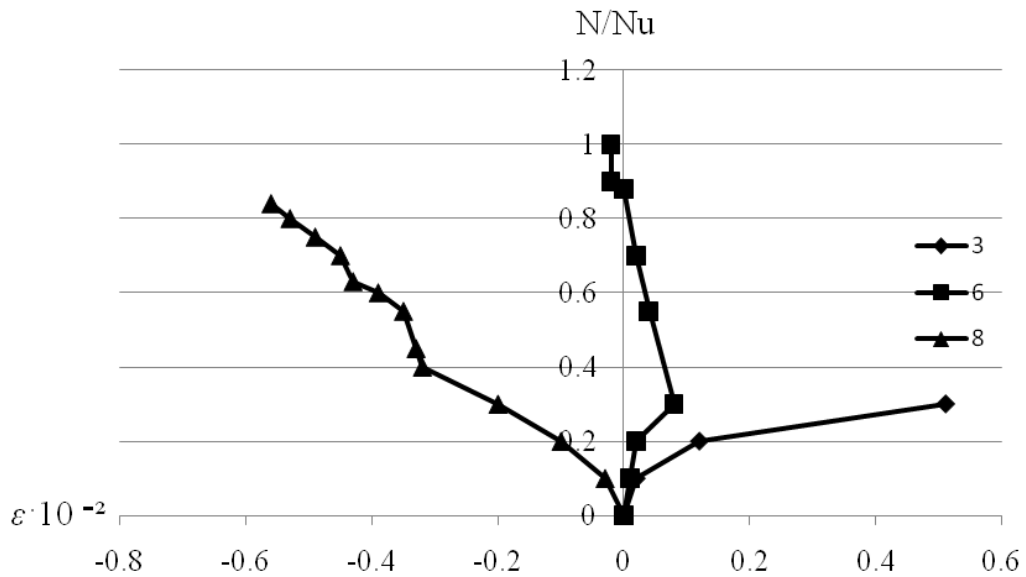


Рис. 3.44. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 3-3, 4-4 зразка С2.2-1.

3.3.2. Зразки-стінки другої серії. Зразки стінки другої серії були виконані з цегли марки М100 та розчину марки М75. За час короткочасного завантаження стінки (рис.3.45) було зафіксовано наступний розподіл поперечних та поздовжніх деформацій в залежності від рівня навантаження.

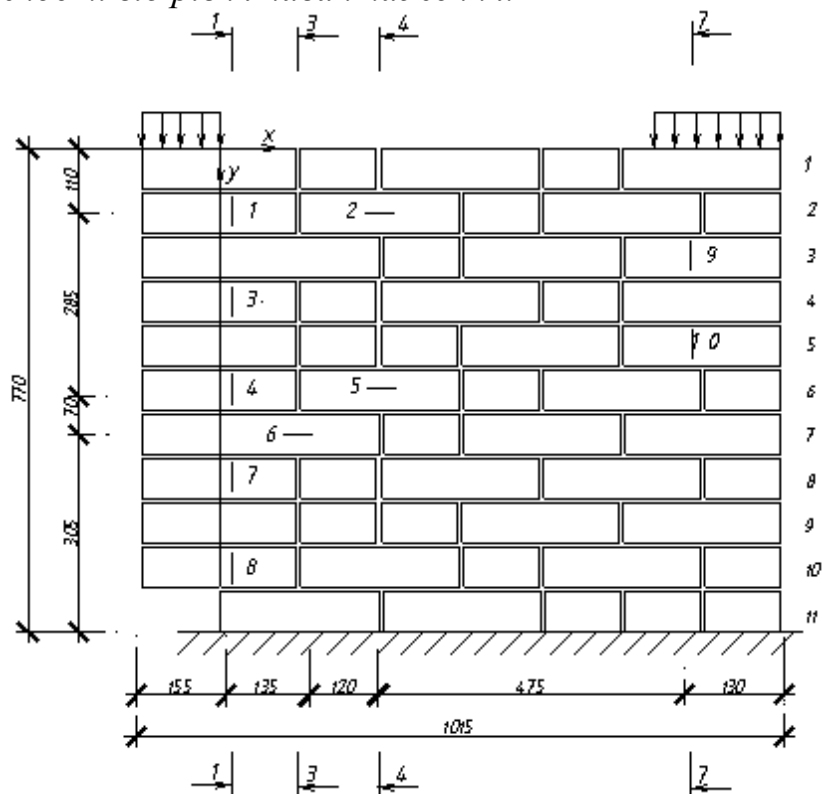


Рис.3.45. Схема розташування тензорезисторів на зразку С1.2-2

Переріз зразка 1-1 (рис.3.46), який розташовується безпосередньо біля площини зрізу, зазнав стискаючих зусиль. Найбільш деформований середній та нижній шар кладки (точка 4,7).

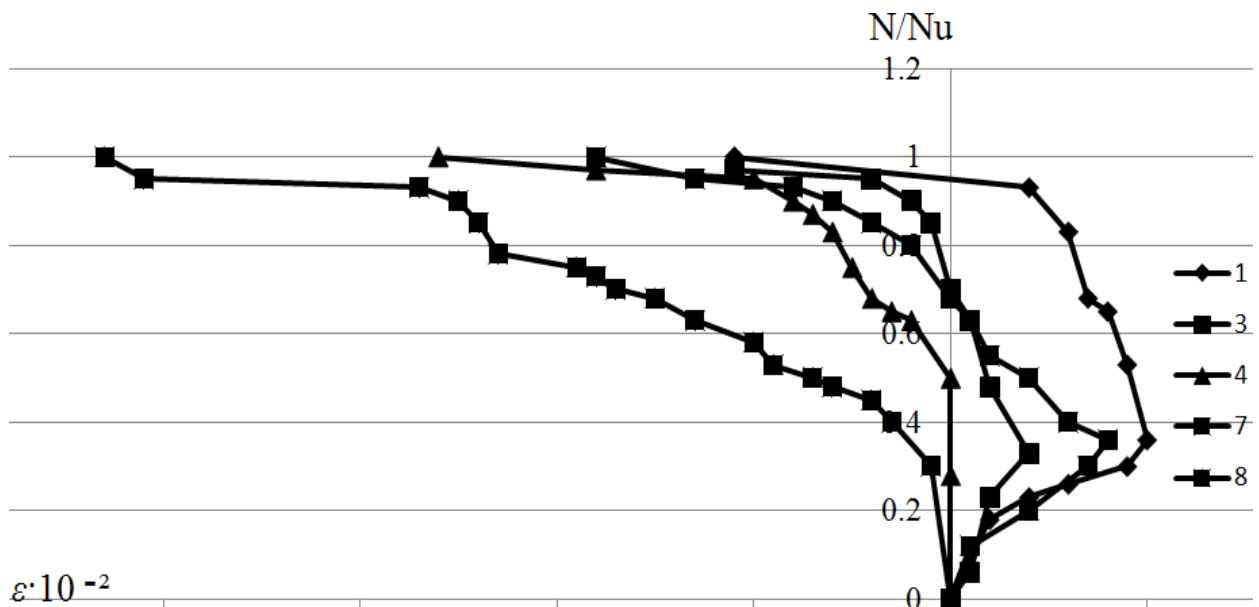


Рис. 3.46. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С1.2-2

В перерізі 7-7, найбільш віддаленому від площини зрізу, виникали поперечні деформації розтягу до рівня навантаження $0,4N_u$. При подальшому зростанні навантаження і до руйнування крайній переріз стіни перебував в стані стиску (рис.3.47).

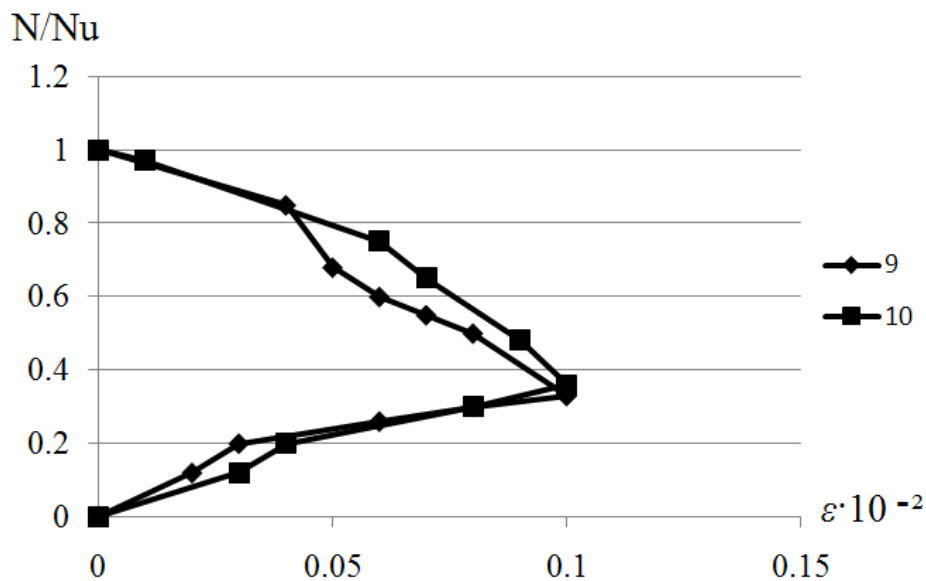


Рис. 3.47. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 7-7 зразка С1.2-2

Отже зразок С1.2-2 зазнавав найбільших поперечних деформацій стиску безпосередньо біля площини зрізу в середньому шарі кладки та найменших в найбільш віддаленому перерізі 7-7. Нижня зона кладки зазнавала незначних поздовжніх деформацій розтягу (рис.3.48).

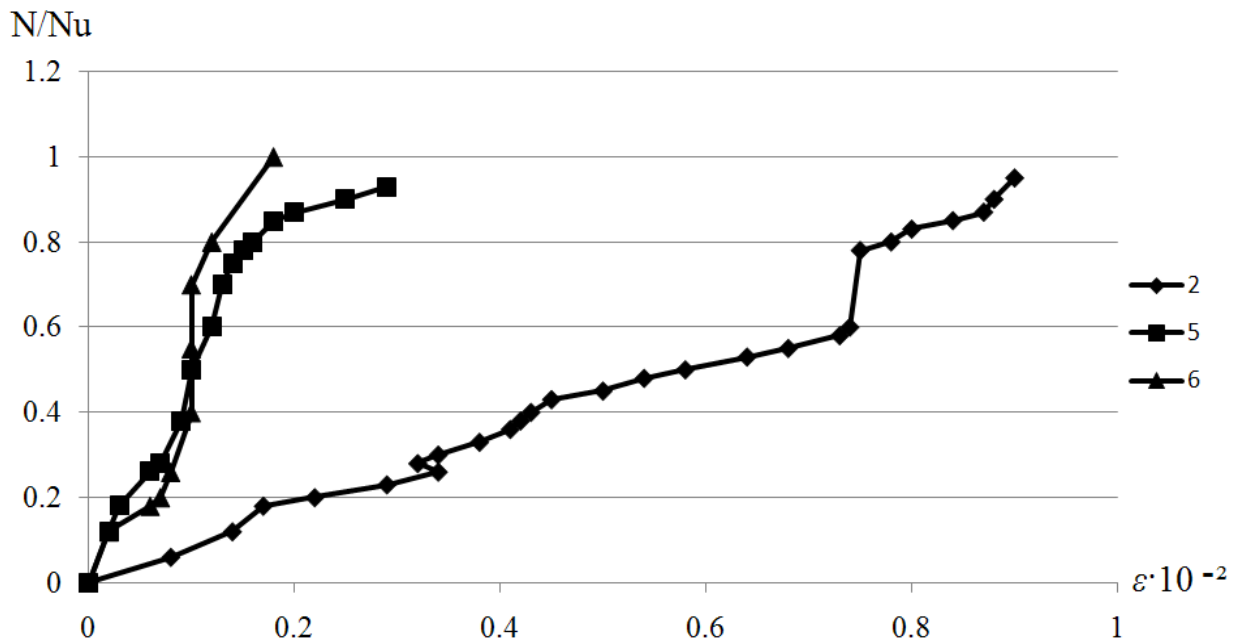


Рис. 3.48. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 3-3, 4-4 зразка C1.2-2

Найбільші поздовжні деформації розтягу виникали в верхньому шарі кладки (точка 2 переріз 4-4).

Напружено-деформований стан зразка C2.1-2 (рис.3.49) відрізняється від попереднього зразка.

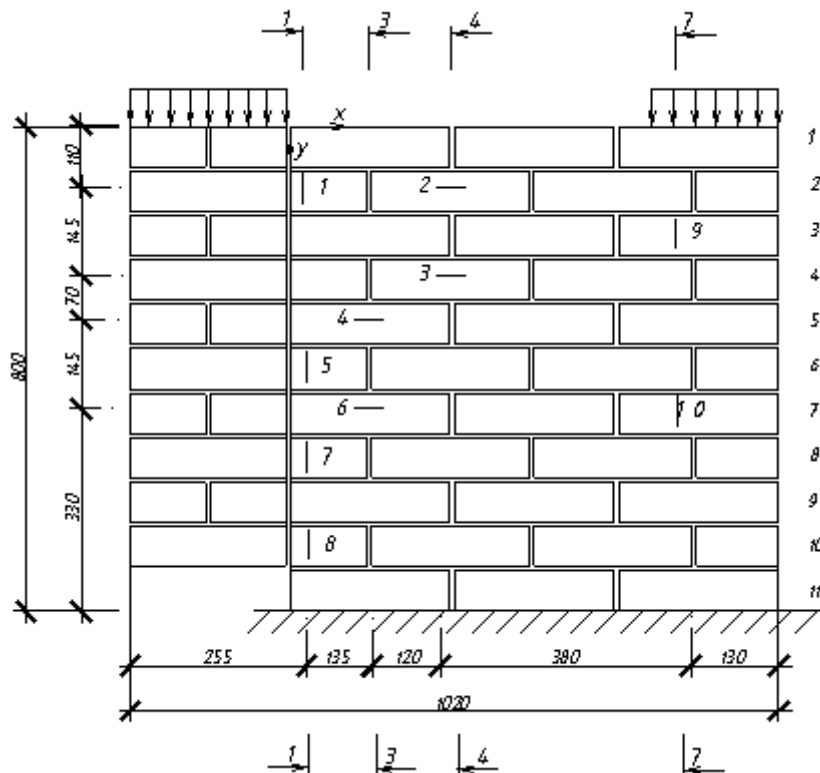


Рис.3.49. Схема розташування тензорезисторів на зразку C2.1-2

Верхній та середній шари кладки (переріз 1-1 та 7-7) зазнавали значного стиску. Найбільш деформований середній шар в зоні точки 5 (рис.3.50).

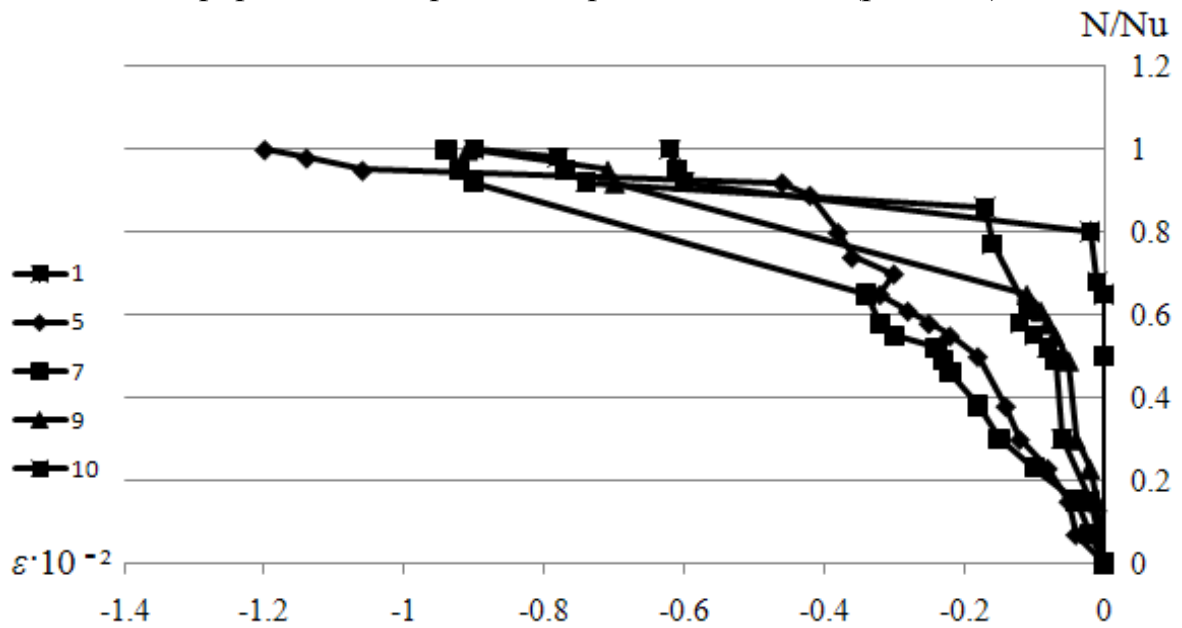


Рис. 3.50. Розподіл поперечних деформацій в перерізах 1-1, 7-7 зразка С2.1-2

В нижній зоні кладки в перерізі 1-1 (рис.3.51) спостерігались значні деформації розтягу. У цій зоні спостерігається концентрація напружень, це й пояснюється різним характером деформацій.

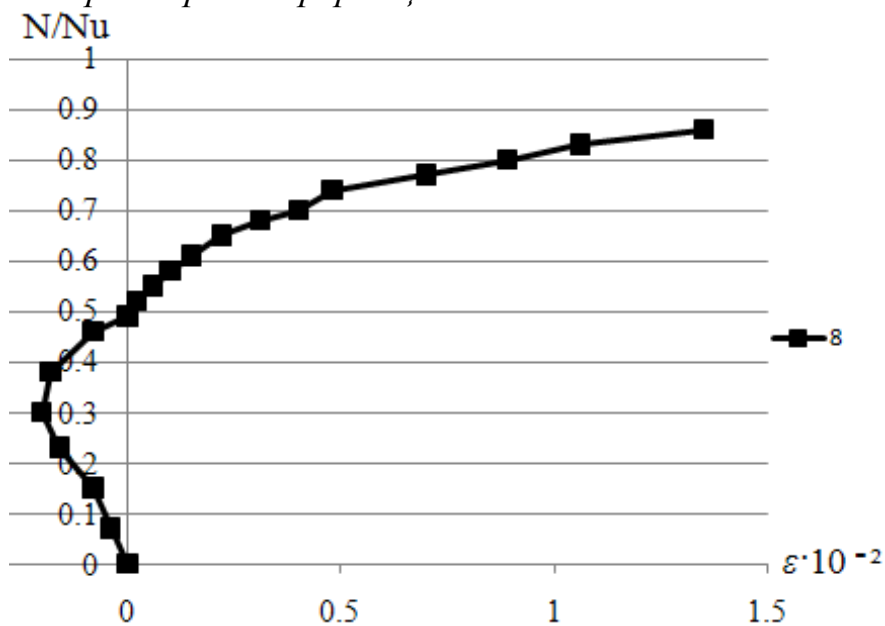


Рис. 3.51. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С2.1-2

Аналіз розподілу поздовжніх деформацій зразка С2.1-2 (рис.3.52) вказує на те, що між перерізами 3-3 та 4-4 знаходиться площина вигину. Це пояснюється утворенням поздовжніх деформацій стиску в перерізі 3-3 та розтягу в перерізі 4-4. Найбільші поздовжні та поперечні деформації у зразка С2.1-2 утворились в середньому шарі кладки. В зоні точки 8 спостерігалась концентрація напружень.

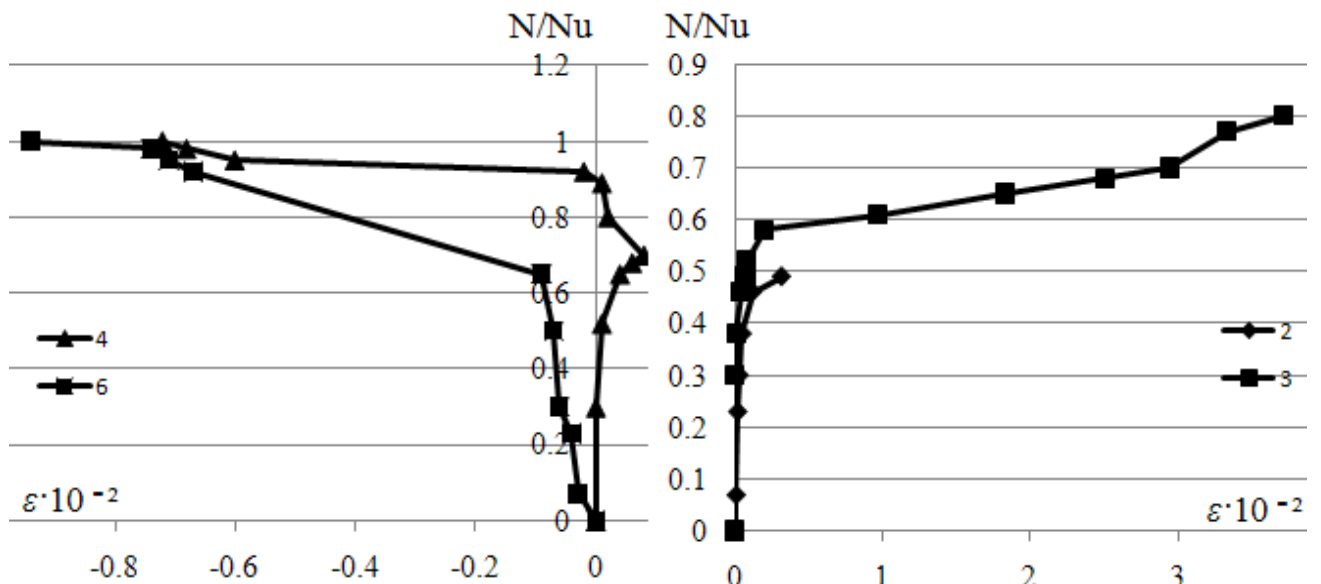


Рис. 3.52. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 3-3, 4-4 зразка C2.1-2

Весь масив клаки зразка C2.2-2 (рис.3.53) під час випробувань знаходився в стані стиску, про що свідчить розподіл поперечних (рис.3.54) та поздовжніх деформацій.

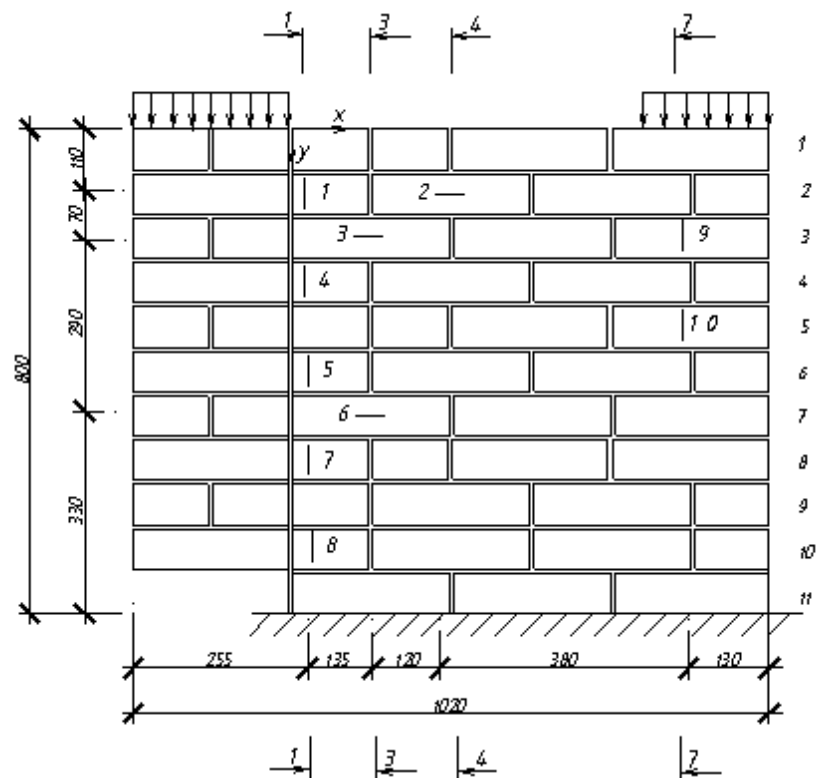


Рис.3.53. Схема розташування тензорезисторів на зразку C2.2-2

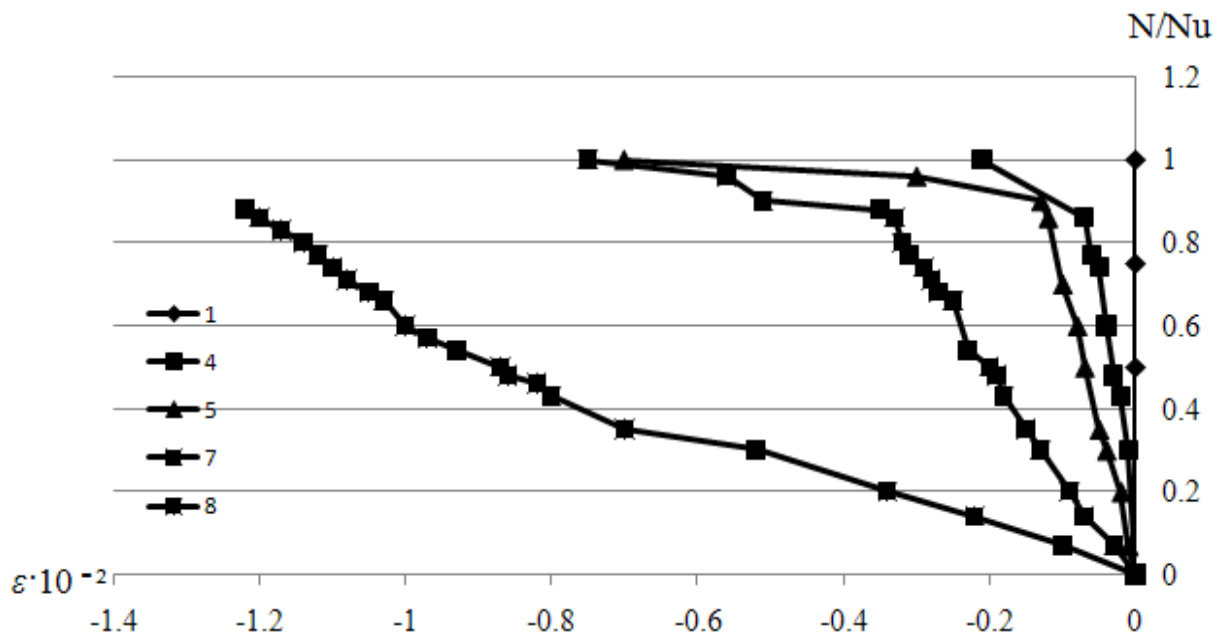


Рис. 3.54. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С2.2-2

Аналізуючи розподіл поперечних деформацій виявлено, що найменш деформований верхній шар кладки знаходиться біля площини зрізу. По мірі віддалення від верхнього обрізу зразка, поперечні деформації стиску зростали та досягли максимальних значень в точці 8 - в нижньому шарі кладки біля площини зрізу.

В перерізі 7-7, найбільш віддаленому від площини зрізу, теж мали місце незначні поперечні деформації стиску (рис.3.55).

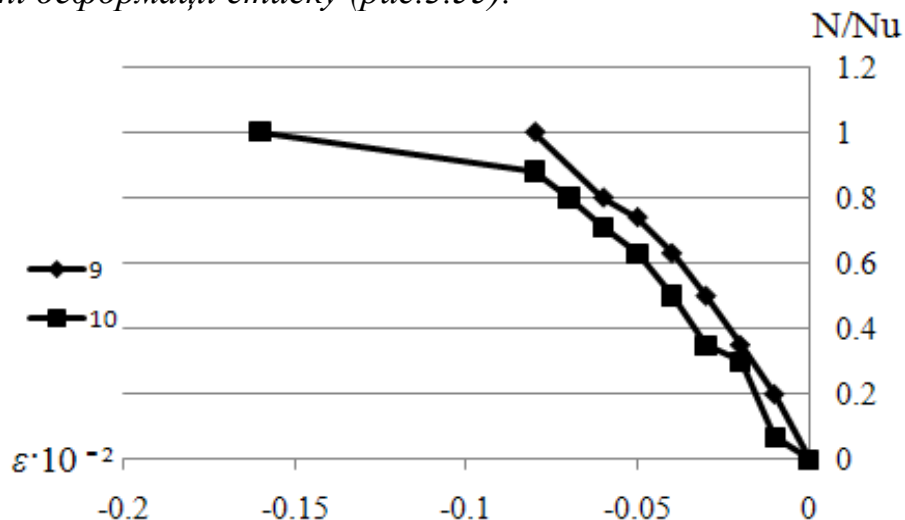


Рис. 3.55. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 7-7 зразка С2.2-2

Найбільші поздовжні деформації стиску виникли в верхньому шарі кладки (рис.3.56). Середній шар кладки перебував в стані розтягу до величини навантаження $0,8N_{\text{в}}$, після чого відбувається швидке зростання поздовжніх деформацій стиску.

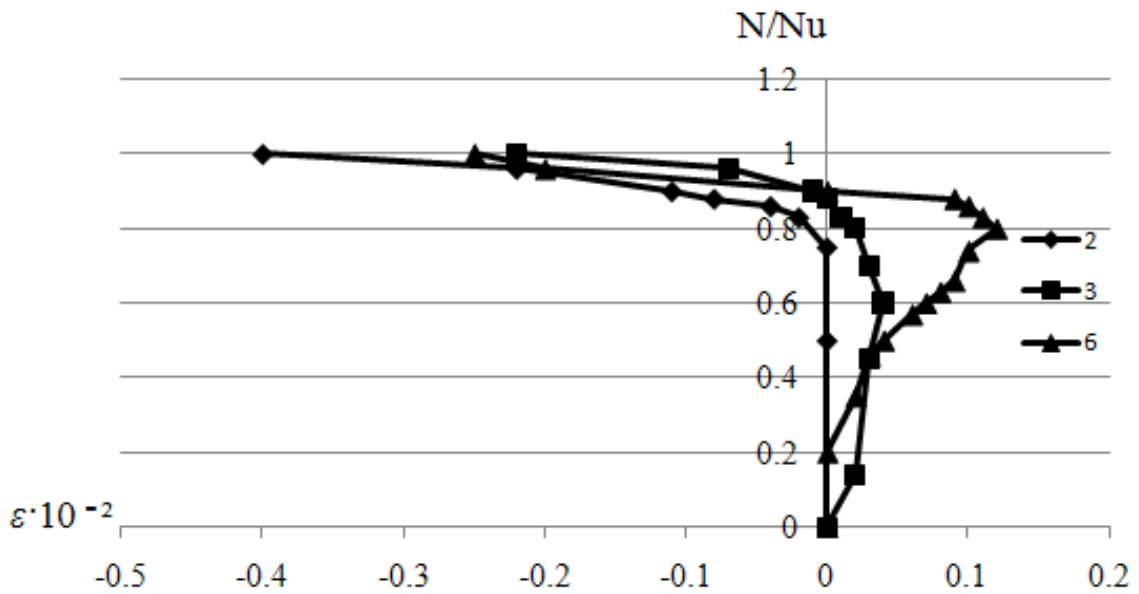


Рис. 3.56. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 3-3, 4-4 зразка С2.2-2

Схема розташування вимірювальних приладів зразка С2.3-2 (рис.3.57) дозволила більш чітко охарактеризувати розподіл поздовжніх деформацій.

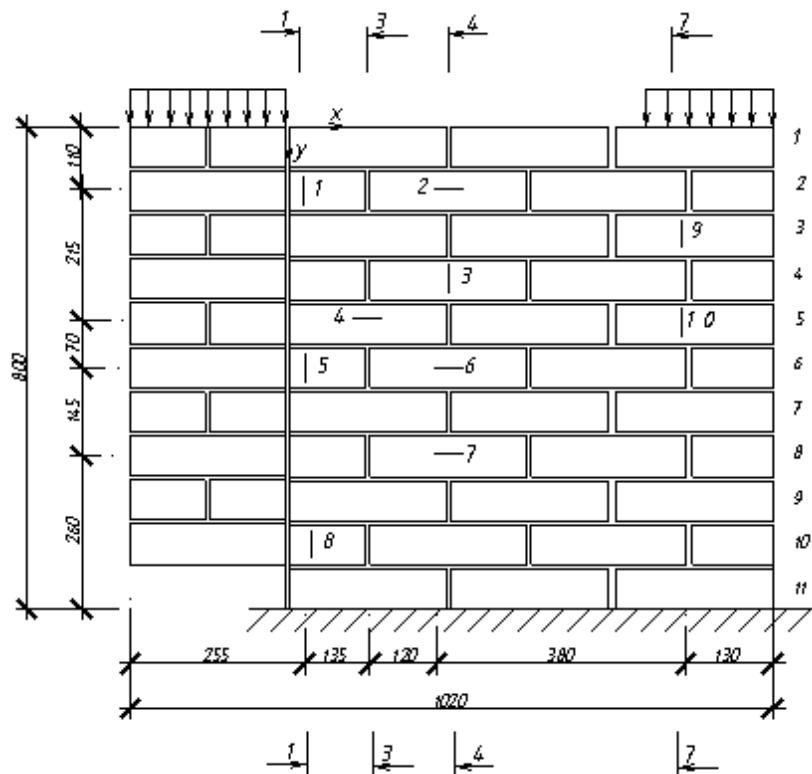


Рис.3.57. Схема розташування тензорезисторів на зразку С2.3-2

Розподіл поперечних деформацій зразка С2.3-2 аналогічний деформаціям зразка С2.1-2. Найбільші поперечні деформації стиску виникли в середньому шарі кладки (рис.3.58).

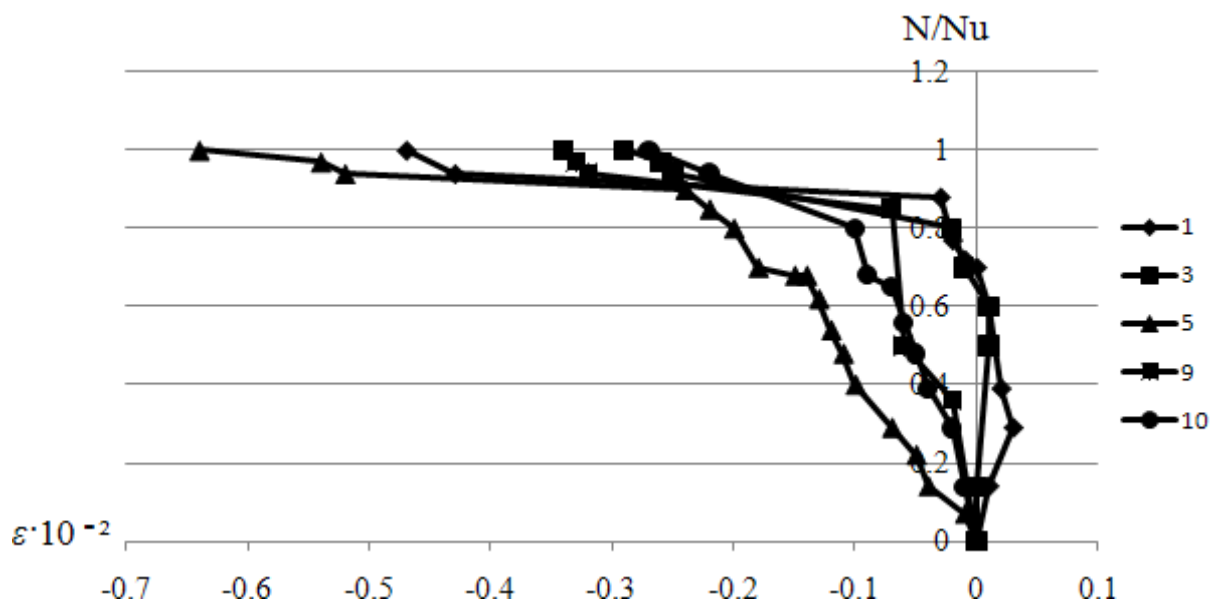


Рис. 3.58. Розподіл поперечних деформацій в перерізах 1-1, 4-4, 7-7 зразка C2.3-2

Нижній шар кладки біля площини зрізу до рівня навантаження $0,8N_u$ знаходився в стані стиску, при подальшому зростанні навантаження в стані розтягу (рис.3.59).

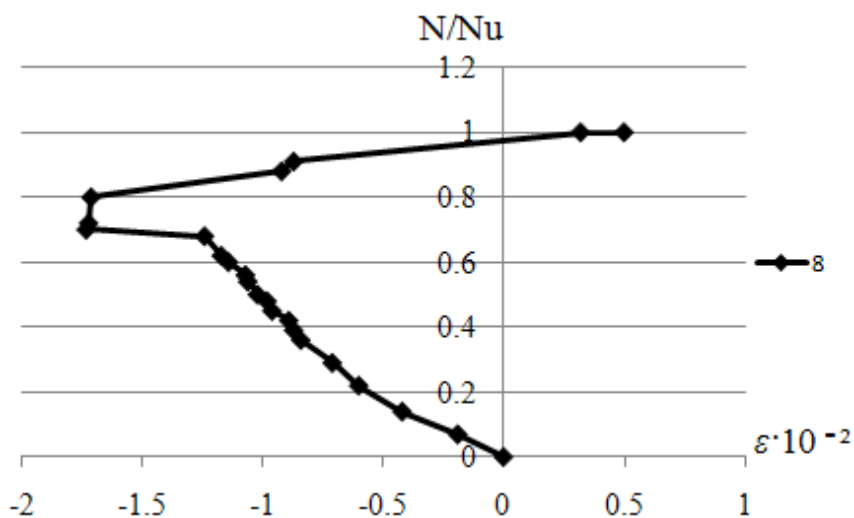


Рис. 3.59. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка C2.3-2

В кладці біля площини зрізу швидко розповсюджуються поздовжні деформації розтягу. Але при рівні навантаження $0,4N_u$ утворюється тріщина по перерізу 3-3 (рис.3.60). В перерізі 4-4, який знаходиться на відстані $x=260\text{мм}$ від площини зрізу спостерігався розвиток поздовжніх деформацій стиску при досягненні рівня навантаження $0,8N_u$.

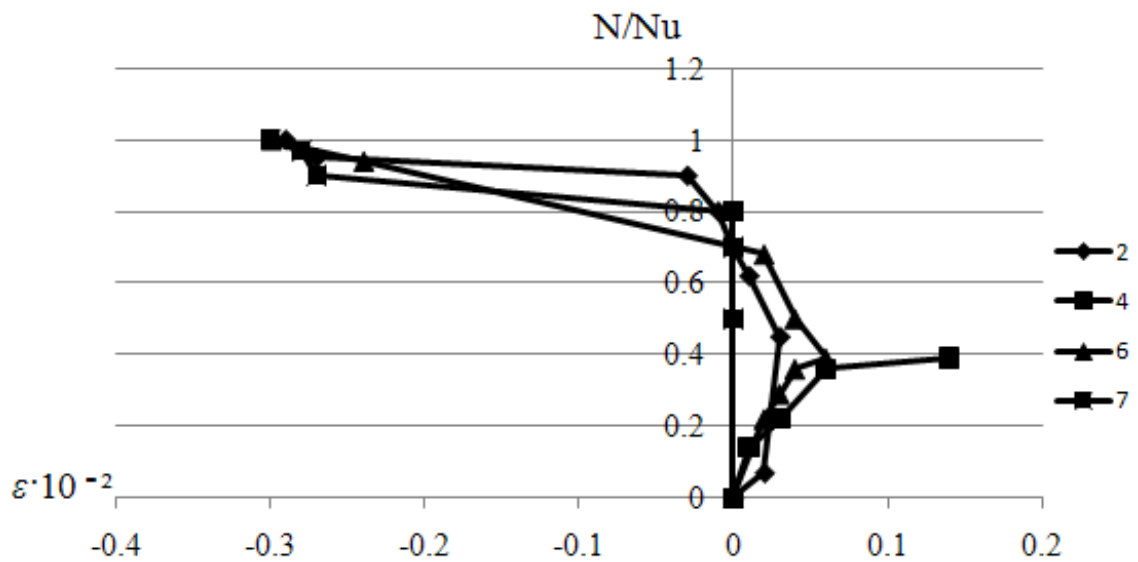


Рис. 3.60. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізі 3-3, 4-4 зразка С2.3-2

Аналізуючи розподіл поперечних деформацій зразка С3.2-2 (рис.3.61) зрозуміло, що майже весь масив кладки перебуває в стані стиску.

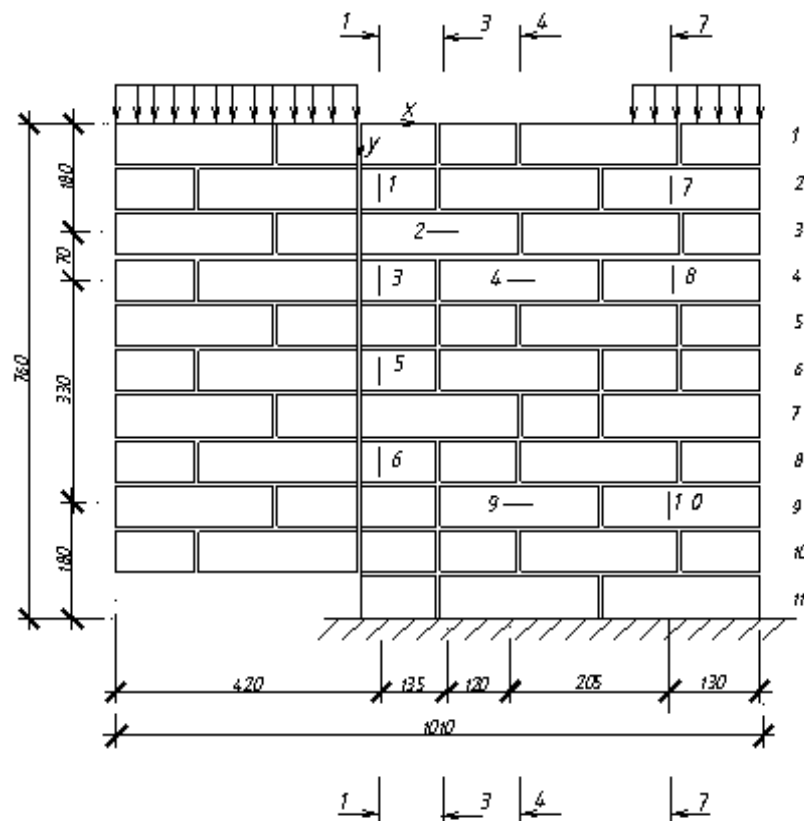


Рис.3.61. Схема розташування тензорезисторів на зразку С3.2-2

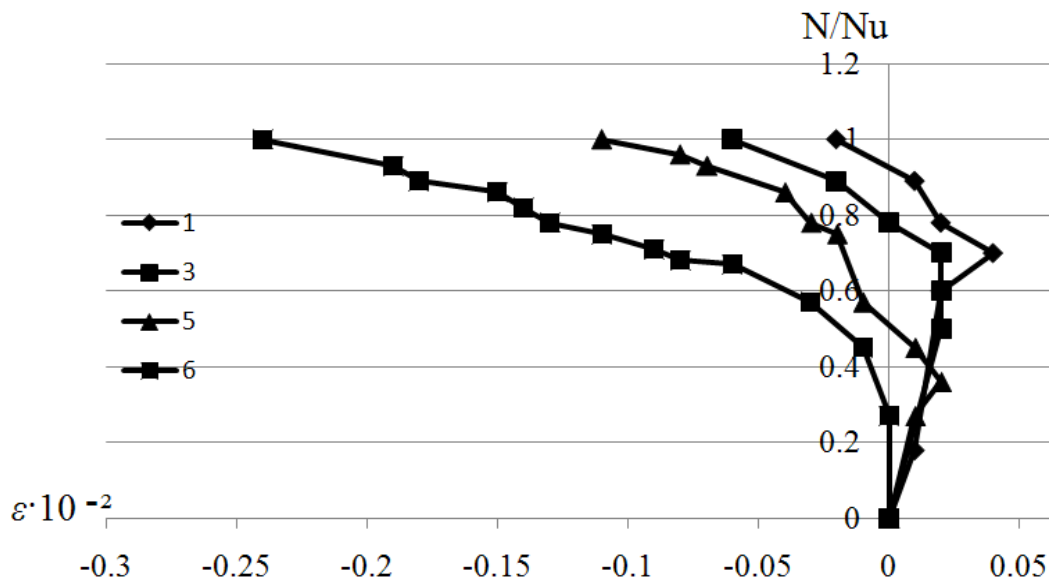


Рис. 3.62. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С3.2-2

Деформації стиску зростають від верху кладки і до низу, та зменшуються від перерізу 1-1 (рис.3.62) до перерізу 7-7 (рис.3.63), який знаходиться на відстані $x=470\text{мм}$ від стику. На відстані $y=510\text{мм}$ (точка 6) деформації стиску сягають максимального значення. Верхня зона перебуває в стані незначного розтягу.

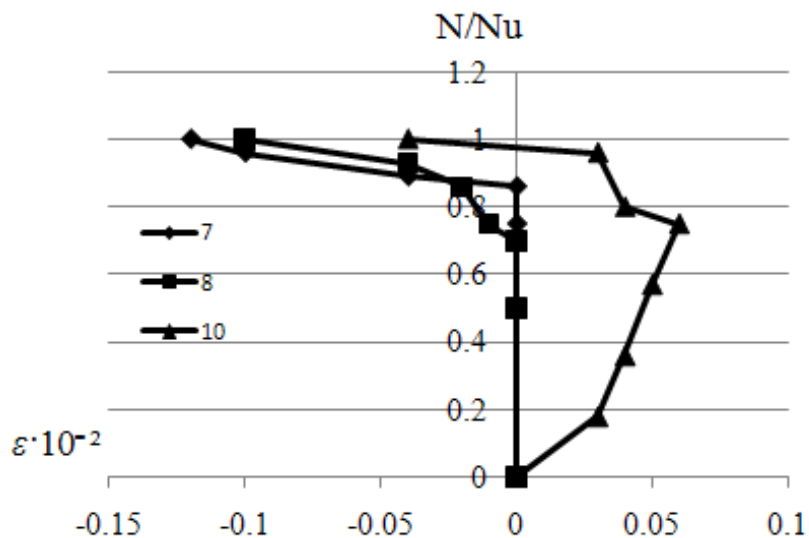


Рис. 3.63. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 7-7 зразка С3.2-2

Розподіл поздовжніх деформацій (рис.3.64) зразка С3.2-2 свідчить про те, що верхня зона кладки (точка 2) має поздовжні деформації розтягу, а нижня (точка 9) стиску.

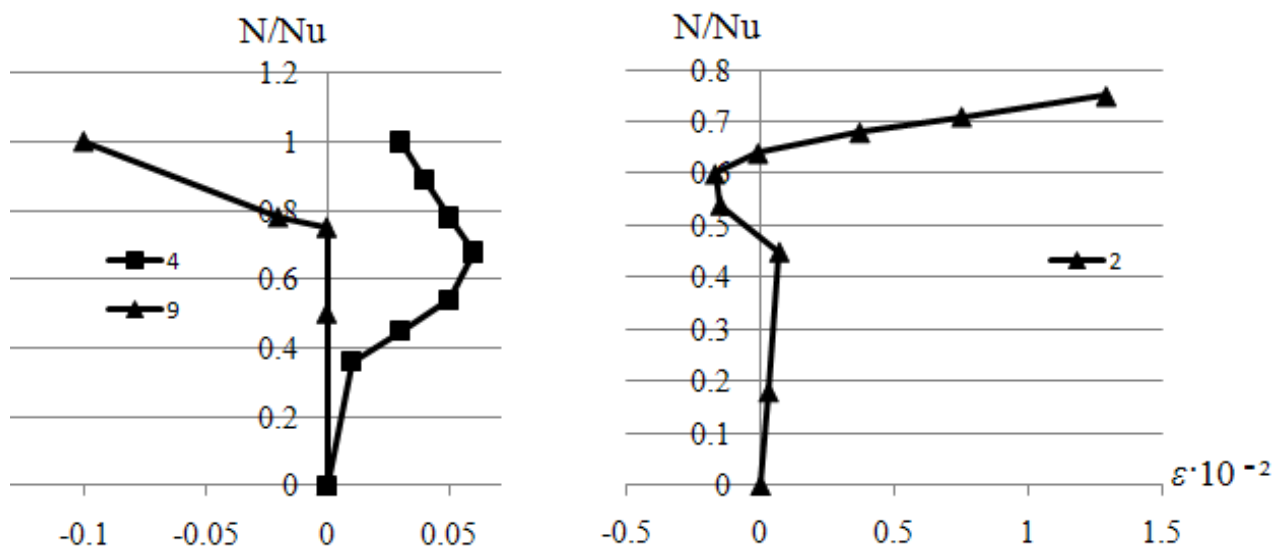


Рис. 3.64. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 3-3, 4-4 зразка С3.2-2.

3.3.3. Зразки-стілки третьої серії. Під час короточасного завантаження стінки С1.1-3 ($h_f=0,12\text{м}$) було зафіксовано наступний розподіл поперечних та поздовжніх деформацій залежно від рівня навантаження (рис.3.65). В перерізі 1-1 (рис.3.66), який знаходився біля площини зрізу, зафіксовані значні поперечні деформації стиску. До рівня навантаження $0,5N_u$ спостерігалась лінійна залежність, тобто пропорційне зростання деформацій стиску. Зі збільшенням навантаження деформації почали стрімко зростати. Найбільших деформацій зазнали шари кладки біля точок 7 та 9 на відстані $y=400\dots 600\text{мм}$.

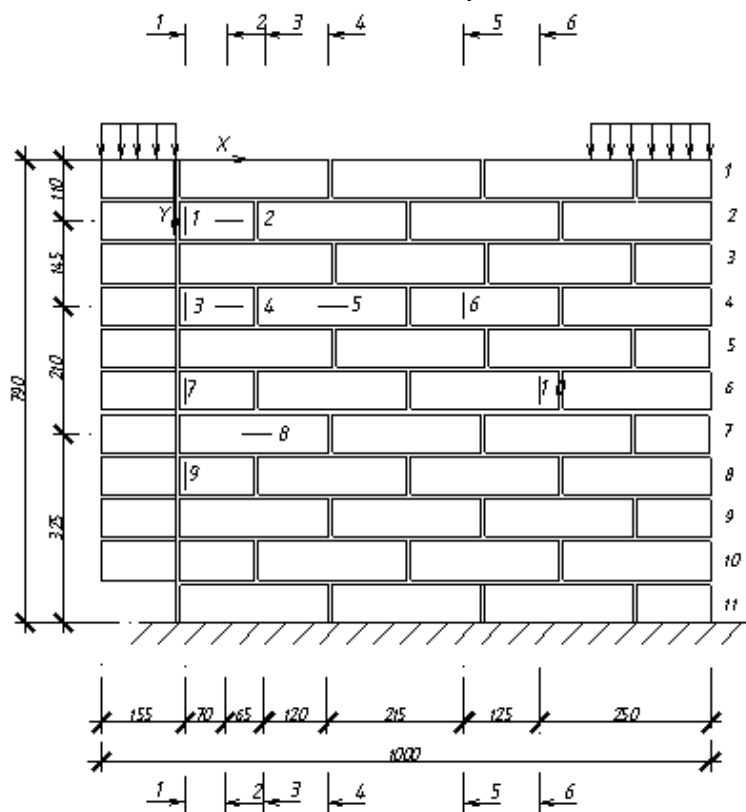


Рис.3.65. Схема розташування тензорезисторів на зразку С1.1-3

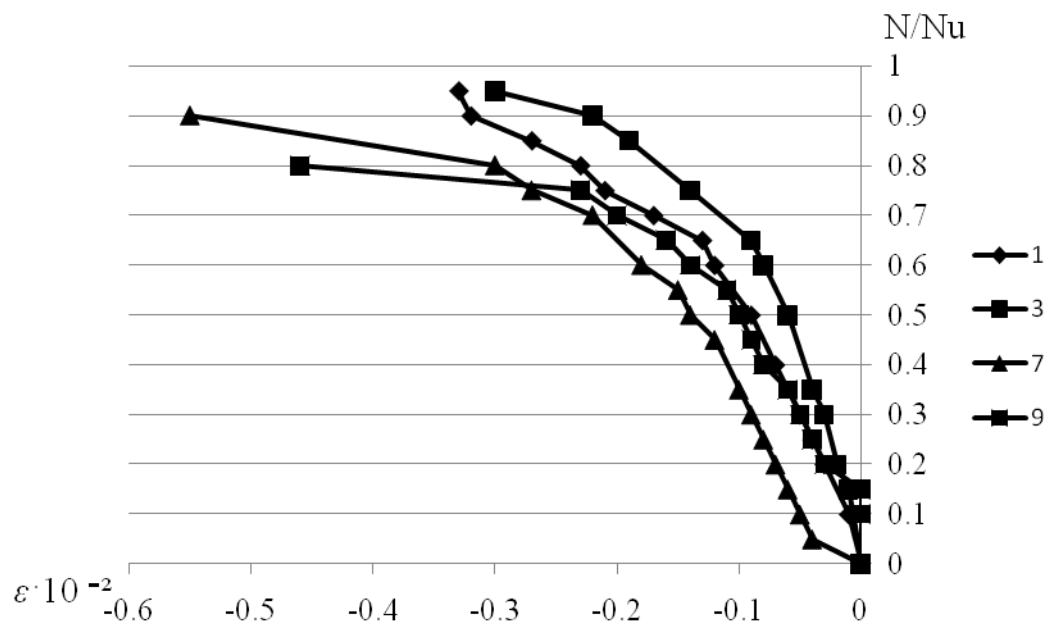


Рис. 3.66. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка C1.1-3

В перерізі 5-5 та 6-6 (рис.3.67), які знаходяться на відстані $x=470...600$ мм від площини зрізу до рівня навантаження $0,5N_u$ деформації майже не спостерігались. Збільшення навантаження призвело до стрибкоподібного зростання деформацій, що пояснюється поступовим включенням у роботу окремих шарів кладки. Стрімке зростання поперечних деформацій стиску відбулось після утворення першої тріщини.

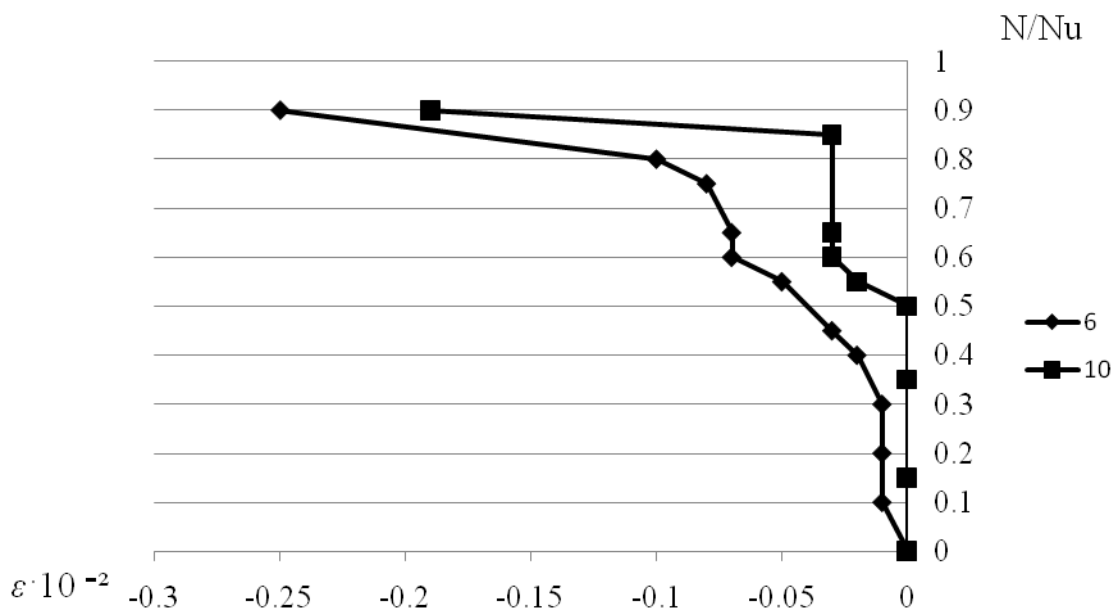


Рис. 3.67. Розподіл поперечних деформацій в перерізах 5-5, 6-6 зразка C1.1-3

Розподіл поздовжніх деформацій (рис.3.68) зразка C1.1-3 вказує на те, що до рівня навантаження $0,5N_u$ деформації мали або несуттєві значення розтягу або нульове значення. Зі збільшенням навантаження ліва частина стінки (точка 2) починала стискатись, а права стрімко розтягуватись (точка 8). Точки 2, 4, 8 на графіках є точками вигину. Саме між ними й проходить похила тріщина.

Аналізуючи характер розподілу деформацій зразка С1.1-3 встановлено, що найбільших поперечних деформацій стиску та поздовжніх розтягу зазнала зона кладки біля площини зрізу на відстані приблизно $y=540\text{мм}$ (точки 7,8,9). Тобто найбільш деформований середній шар кладки безпосередньо біля площини зрізу.

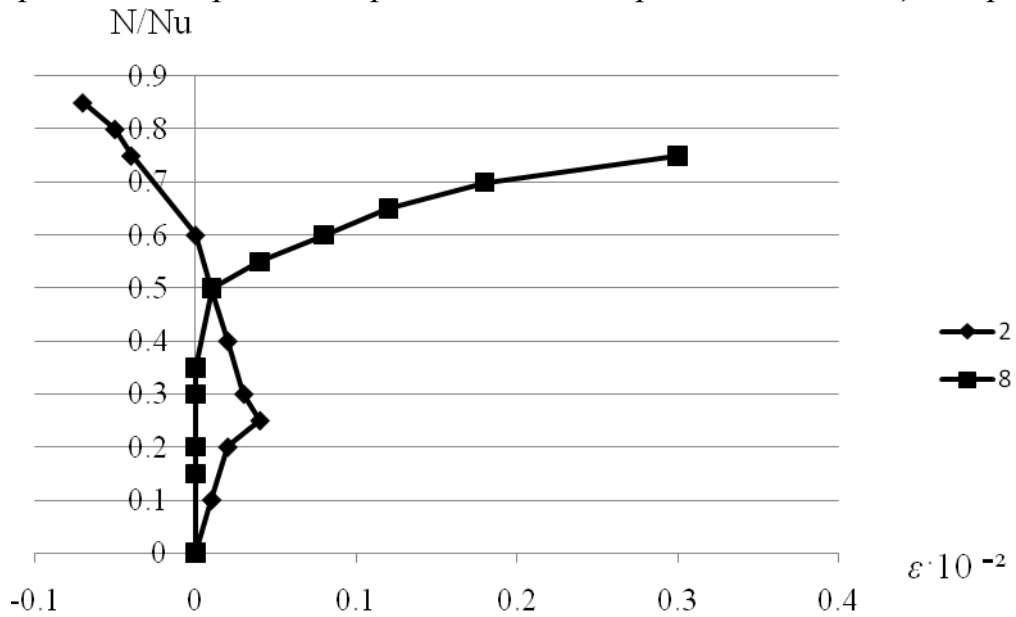


Рис. 3.68. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 2-2, 3-3 зразка С1.1-3

Зразок кладки С1.3-3 відрізняється від зразка С1.1-3 тільки варіантом перев'язки (рис.3.69).

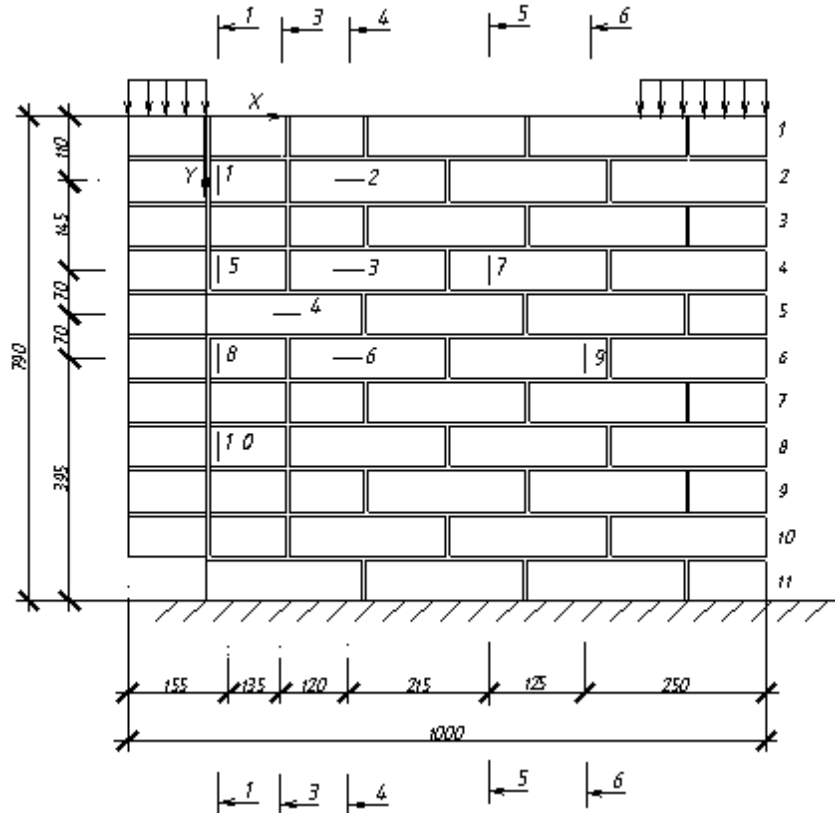


Рис.3.69. Схема розташування тензорезисторів на зразку С1.3-3

В перерізі 1-1 (рис.3.70) до рівня навантаження $0,3N_u$ спостерігалась лінійна залежність, тобто пропорційне зростання деформацій стиску. Зі збільшенням навантаження деформації почали стрімко зростати. В точках 8, 10, розташованих на відстані $y=400\dots 540\text{мм}$ перерізу 1-1, деформації при рівні навантаження $0,6N_u$ розвиваються повільніше ніж у верхніх шарах кладки та майже не змінюються.

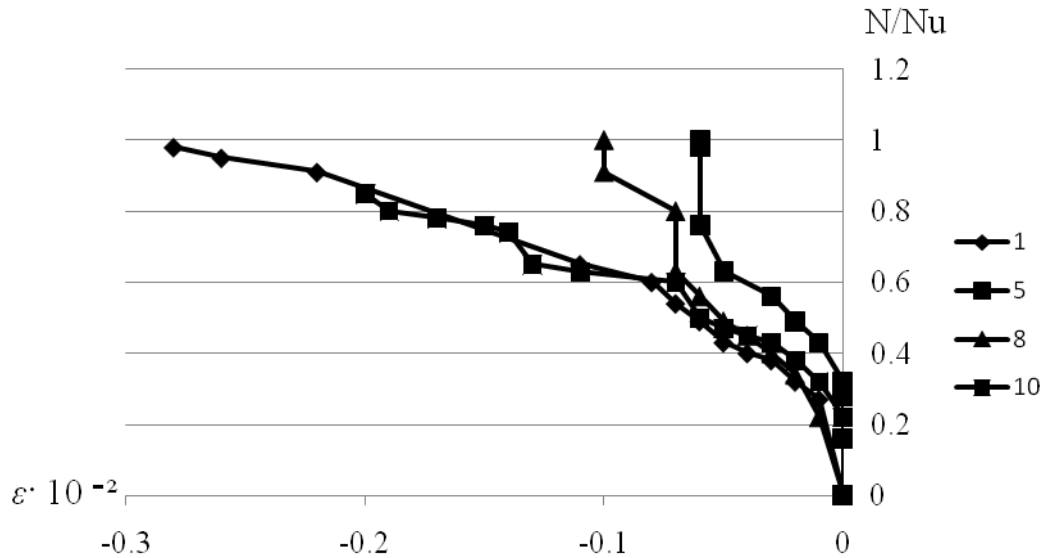


Рис. 3.70. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С1.3-3

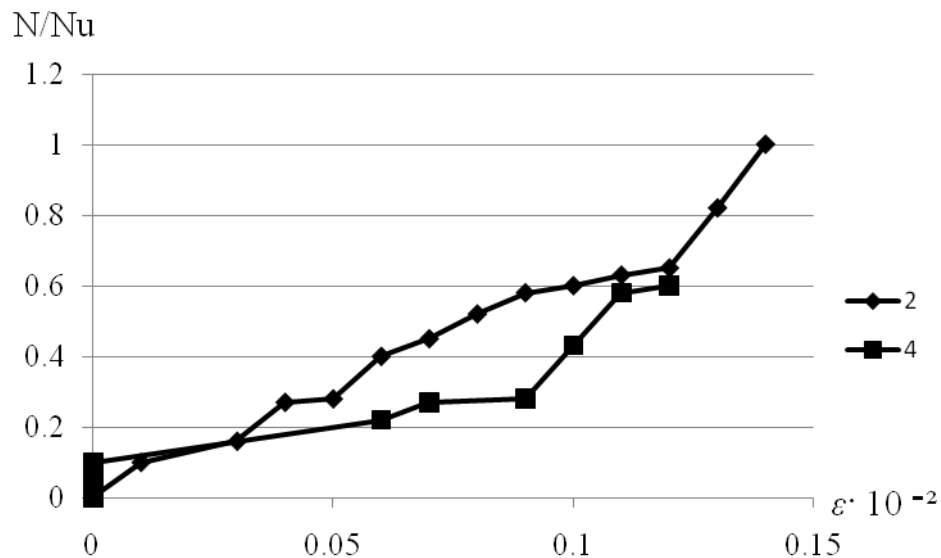


Рис. 3.71. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 3-3, 4-4 зразка С1.3-3

Відмінність від попереднього зразка полягає в тому, що максимальні поперечні деформації стиску виникли у перерізі 1-1(точки 1,5) на відстані приблизно $y=400\dots 540\text{мм}$ (точки 8,10). Найбільші поздовжні деформації розтягу (рис.3.71) зафіксовані в перерізі 4-4 (точка 2) у верхньому шарі кладки на відстані $x=260\text{мм}$ від площини зрізу. Тобто найбільш деформований верхній шар кладки безпосередньо біля площини зрізу [136].

Зразок С3.1-3 (рис.3.72) мав більший розмір $h_f' = 0,38\text{м}$ та ланцюжкову перев'язку.

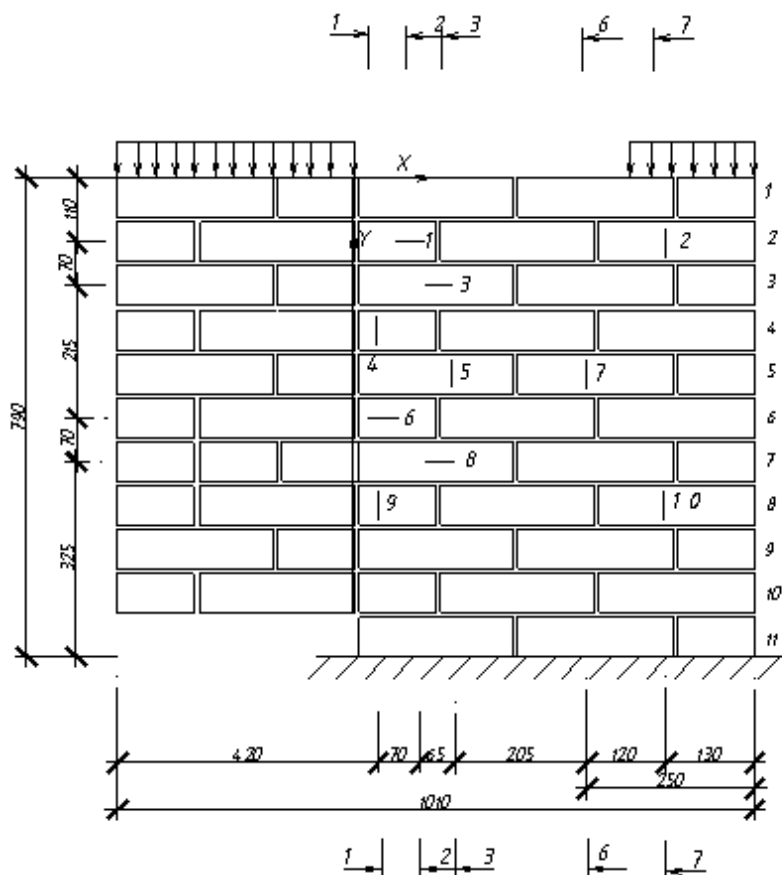


Рис.3.72. Схема розташування тензорезисторів на зразку С3.1-3

Аналізуючи розподіл поперечних деформацій стиску (рис.3.73) зразка С3.1-3 вони зростали від зони зрізу 1-1 до найбільш віддаленого перерізу 7-7.

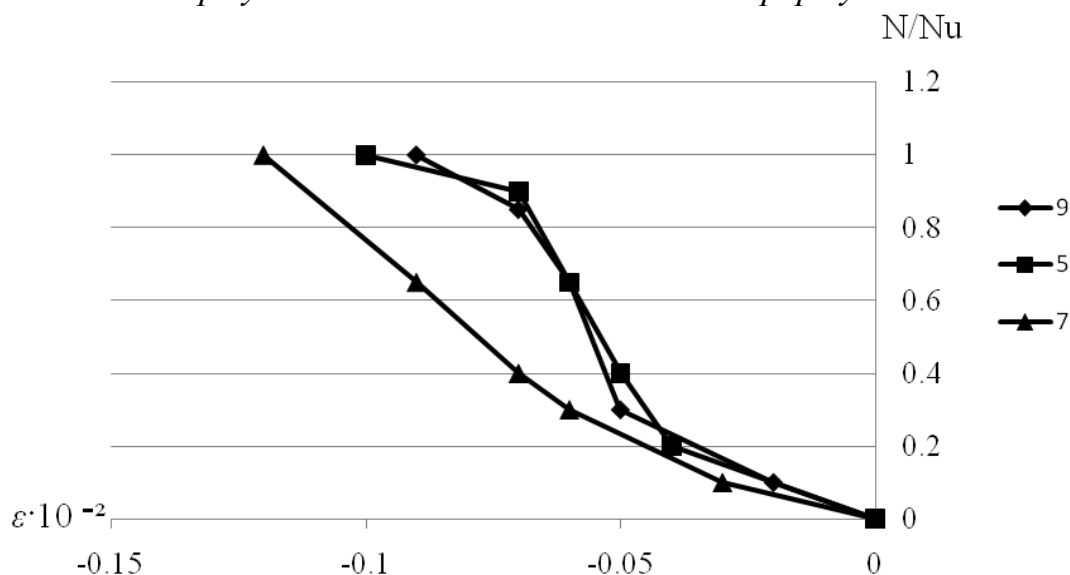


Рис.3.73. Розподіл поперечних деформацій в перерізах 1-1, 3-3, 6-6 зразка С3.1-3

До рівня навантаження $0,2N_u$ спостерігалось їх пропорційне зростання, після

чого значення деформацій стрімко збільшувалось. Найбільші значення спостерігались в перерізі 7-7 (точка 2) в середньому шарі кладки на відстані $x=460\text{мм}$ від площини зрізу (рис.3.74).

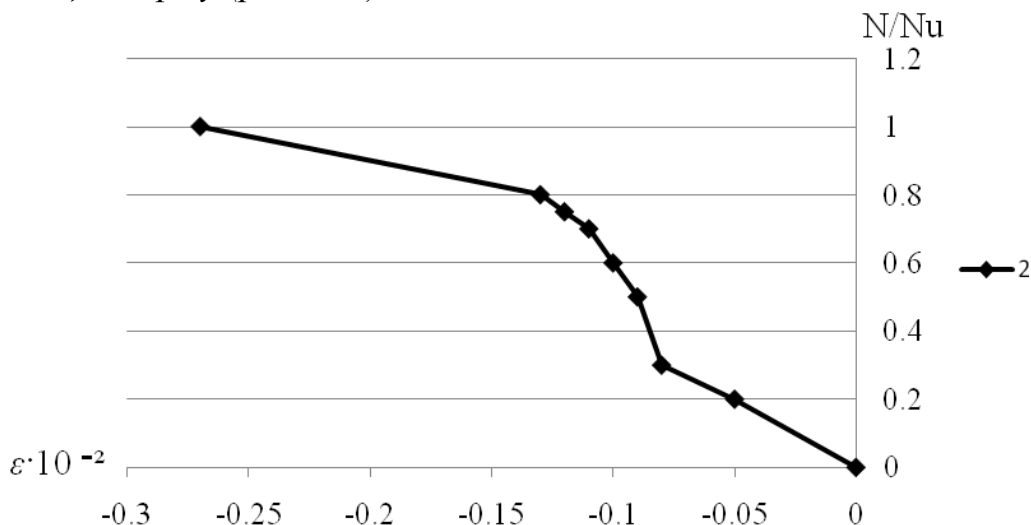


Рис.3.74. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 7-7 зразка СЗ.1-3

Поздовжні деформації в перерізі 3-3 у верхньому шарі кладки (точка 3) до рівня навантаження $0,6N_u$ набували стискаючих значень, в той час, коли в середньому шарі кладки (точка 8) були поздовжні деформації розтягу (рис.3.75). При подальшому збільшенні навантаження в верхньому шарі стрімко розвивались деформації розтягу.

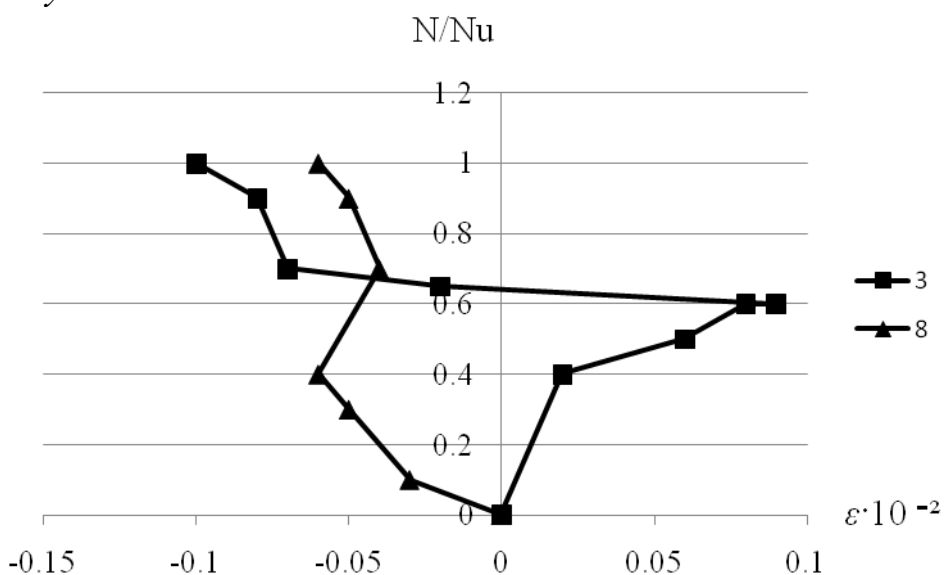


Рис.3.75. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізі 3-3 зразка СЗ.1-3

Для дослідження роботи бічної грані (рис.3.76) розглянемо розвиток деформацій в перерізі 0-0 зразка СЗ.3-3. В цьому перерізі (3.77) значного розвитку поперечних деформацій не спостерігається, отже при дії зрізаючого навантаження найбільш деформується стіна товщиною $h_f' = 0,25\text{м}$.

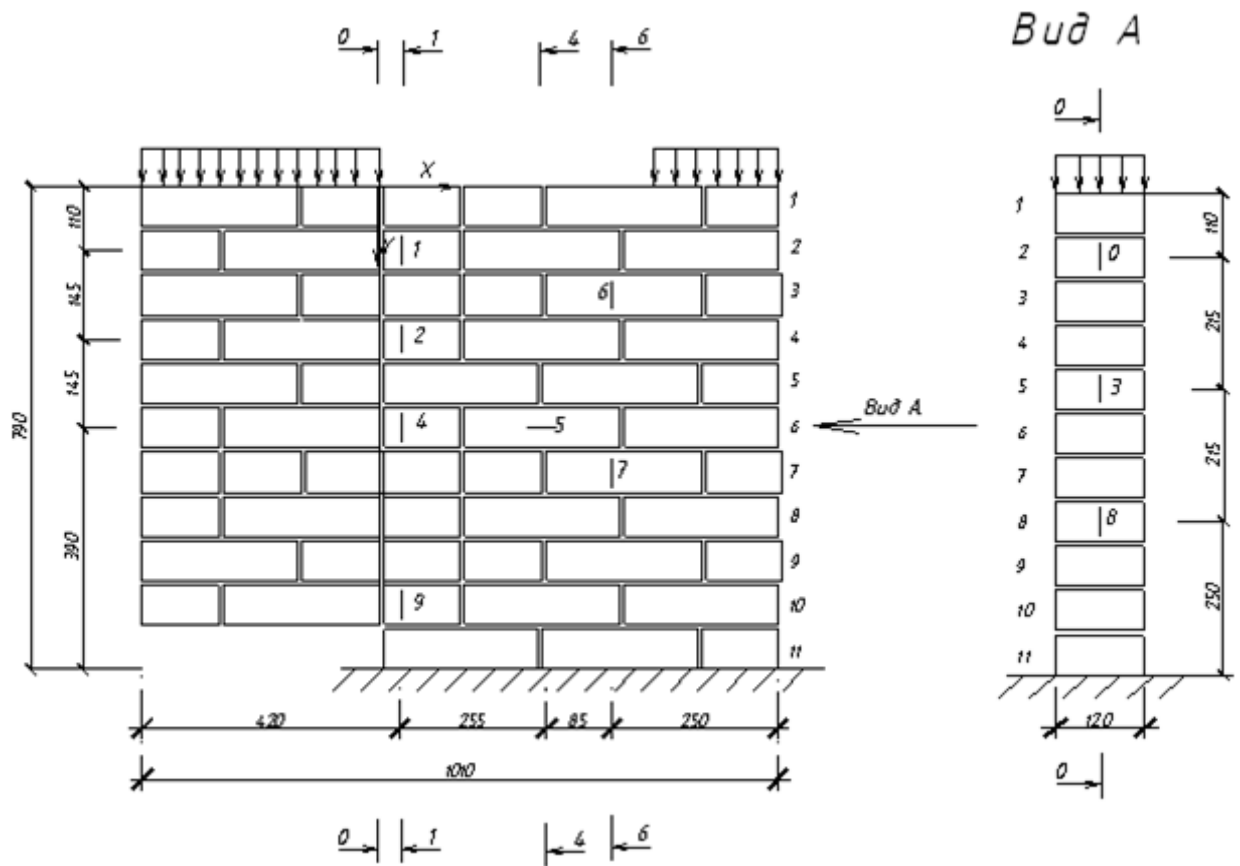


Рис.3.76. Схема розташування тензорезисторів на зразку С3.3-3

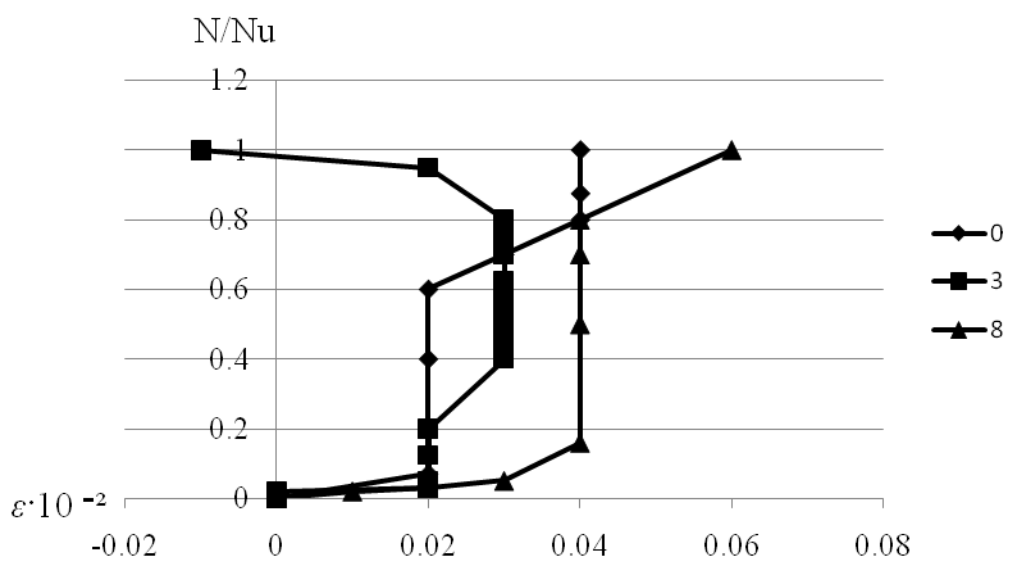


Рис.3.77. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 0-0 зразка С3.3-3

Згідно рис. 3.78 весь масив кладки біля зони зрізу (переріз 1-1) майже не деформувався до рівня навантаження $0,8N_u$, після чого поперечні деформації стиску децю зросли.

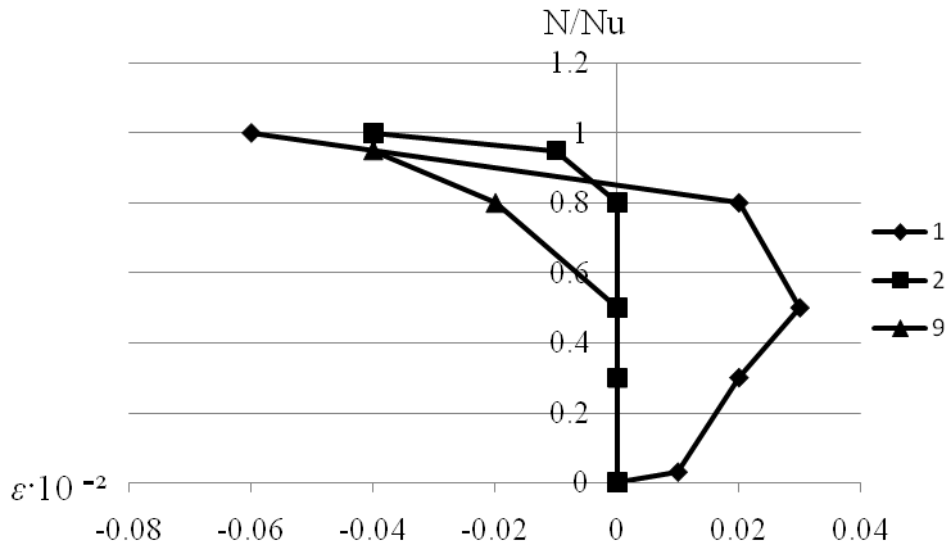


Рис.3.78. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 1-1 зразка С3.3-3

Аналогічно аналізу деформування зразка С1.3-3 спостерігається значний стиск в правому, найбільш віддаленому від зони зрізу, (рис.3.79) перерізі кладки (переріз 6-6 на відстані $x=340$ мм від площини зрізу). Весь масив кладки перебував у стані стиску.

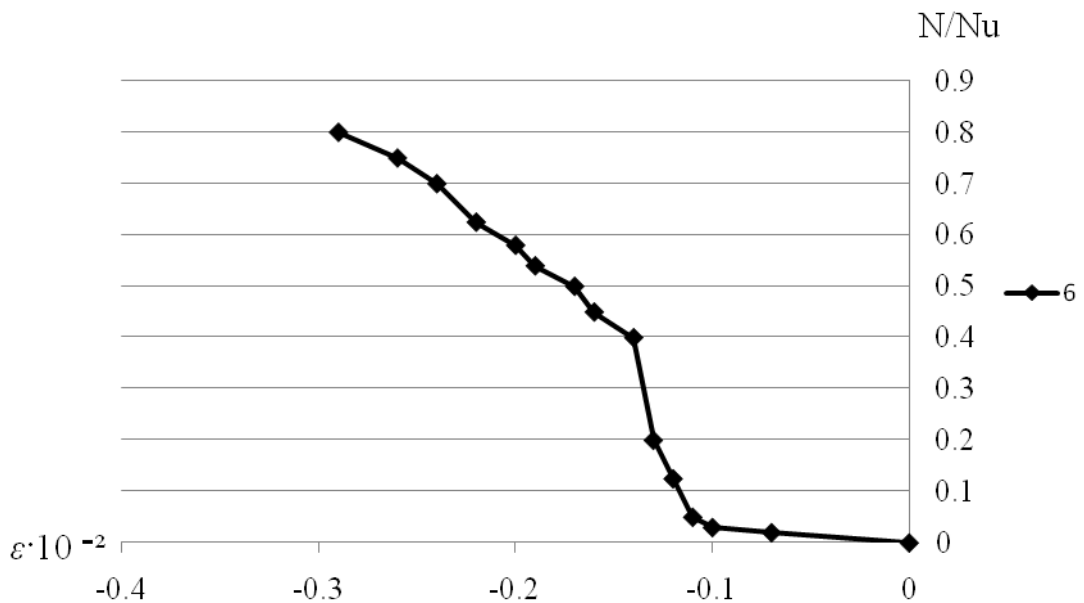


Рис. 3.79. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 6-6 зразка С3.3-3

В середньому шарі кладки до рівня навантаження $0,3N_u$ спостерігались поздовжні деформації розтягу (рис.3.80), зі збільшенням навантаження - деформації стиску. Це означає, що точка 5 являє собою точку вигину.

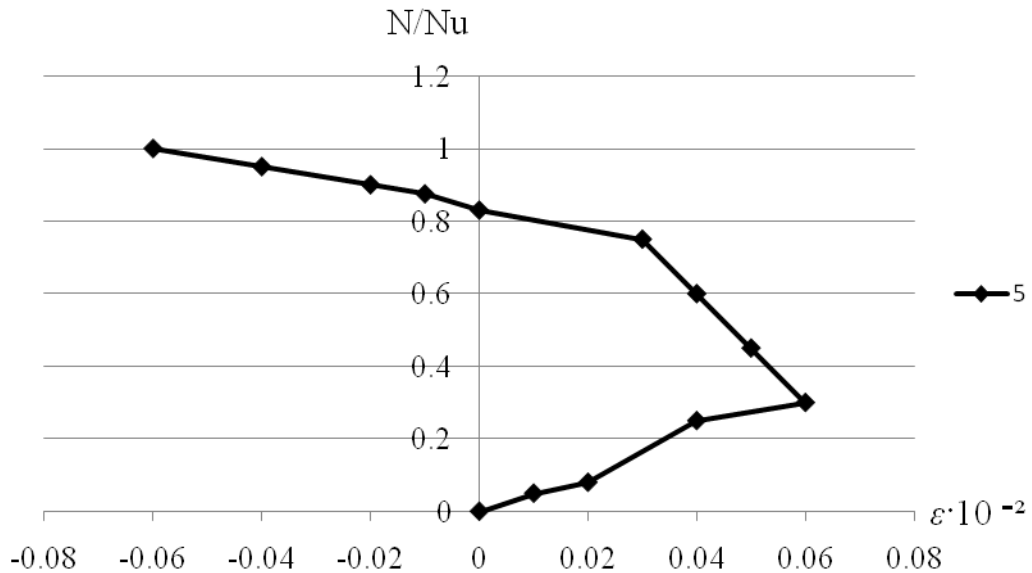


Рис.3.80. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізі 4-4 зразка С3.3-3

Схема розташування тензорезисторів на зразку С2.2-3 представлена на рис.2.10. Верхній шар кладки від зони зрізу до правого кінця зразка знаходився в стані стиску. Найбільші поперечні деформації стиску спостерігались в перерізі 7-7 на відстані $x=630\text{мм}$ від зони зрізу (рис.3.81).

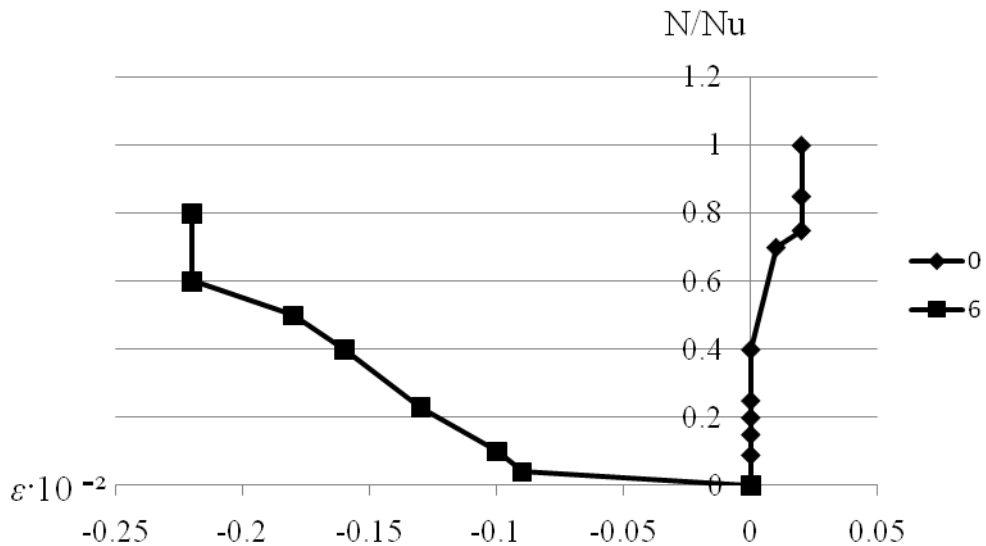


Рис.3.81. Розподіл поперечних деформацій в перерізі 7-7 (распушка 1) зразка С2.2-3

На бічній та торцевій гранях зразка також наявні поперечні деформації стиску(рис.3.82).

Середні та нижні ряди кладки піддавались розтягу. Найбільші поздовжні деформації розтягу виникали на бічній грані в перерізі 0-0 на відстані $y=500\text{мм}$ безпосередньо біля площини зрізу (рис.3.83).

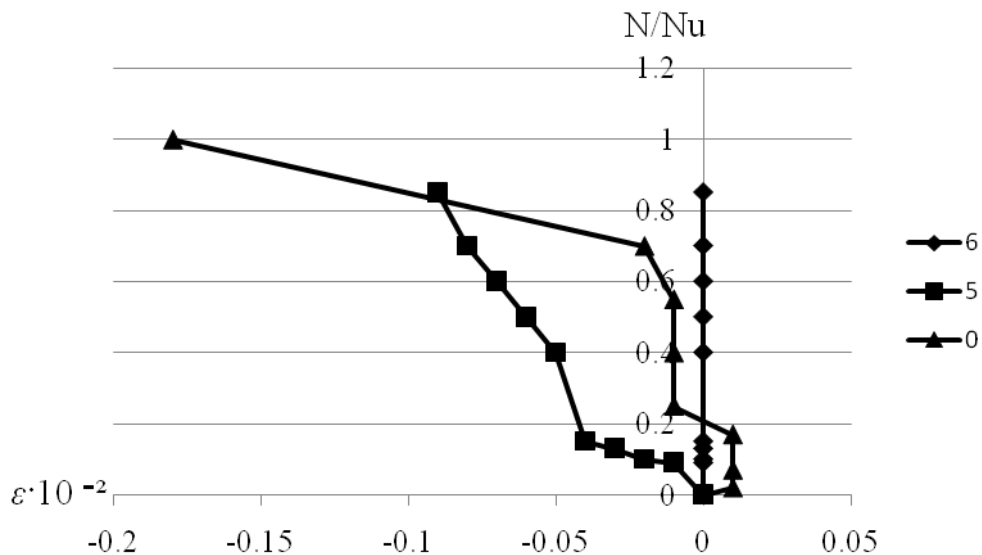


Рис.3.82. Розподіл поперечних деформацій в перерізах 8-8, 0-0 (распушка 3) зразка С2.2-3

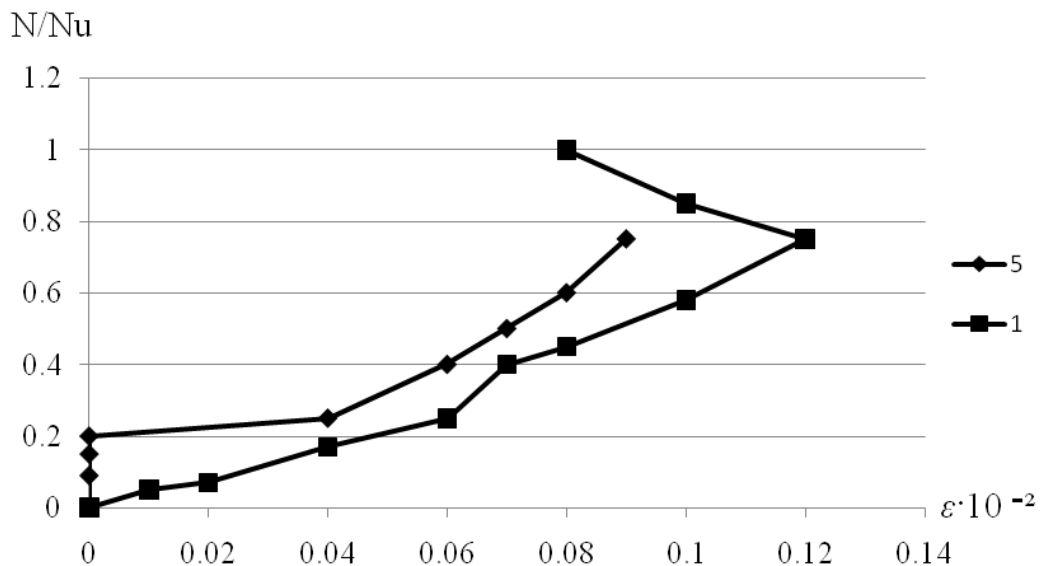


Рис.3.83. Розподіл поздовжніх деформацій в перерізах 4-4 (распушка 1), 0-0 (распушка 3) зразка С2.2-3.

3.3.4. Розподіл напружень σ_x та σ_y зразків-стінок. Для зразків стін за даними експерименту були підраховані напруження в місцях розташування тензодатчиків і побудовано поля їх розподілу залежно від рівня навантаження (додаток А).

Проаналізувавши характер розподілу напружень встановлено, що в більшості випадків найбільші напруження стиску σ_y виникають в середньому ($y=320$ мм) та нижньому ($y=670$ мм) шарах кладки перерізу 1-1. Максимальні напруження зафіксовані у зразку С2.3-2 $\sigma_y = -0,76$ МПа на відстані $y=670$ мм, в середньому напруження стиску зразків-стінок становили $\sigma_y = (-0,25...-0,45)$ МПа. Середня зона кладки (перерізи 4-4, 5-5, $y=320$ мм) та найбільш віддалена від стику зона кладки (переріз 7-7, $y=320$ мм) як правило, знаходилась в стані розтягу. В середньому напруження становили $\sigma_y = (+0,05...+0,15)$ МПа.

Виключення склали зразки С1.3-1, С2.1-2 та С2.3-2, у яких в нижньому шарі на відстані $y=670$ мм перерізу 1-1 розвивались найбільші напруження розтягу. Максимальне значення зафіксовано у зразка С2.1-2 $\sigma_y = +0,57$ МПа. У зразка С2.3-2 в перерізі 1-1 ($y = 670$ мм) до рівня навантаження $N/N_u = 0,75$ цей шар цегляної кладки стискався. Зі збільшенням навантаження ліва частина стінки перебувала у стані розтягу, а права продовжувала стискатися, що пояснюється розкриттям похилої тріщини. Значення напружень коливалися від $(-0,76)$ МПа до $(+0,2)$ МПа.

Картина розподілу напружень σ_x мала наступний вигляд. У більшості зразків верхня зона кладки в перерізах 3-3, 4-4 на відстані $y=110...250$ мм мала напруження розтягу. Середня зона кладки являла собою площину вигину, тому до рівня навантаження $N/N_u = 0,75$ перебувала в стані розтягу, а зі збільшенням навантаження і до руйнування в стані стиску. Нижня зона кладки в перерізах 3-3, 4-4 на відстані $y=580...470$ мм мала напруження σ_x розтягу. Найбільші стискаючі напруження зафіксовані в зразку С2.1-2 $\sigma_x = -0,41$ МПа, середнє значення напружень стиску $\sigma_x = (-0,08...-0,12)$ МПа. Найбільші розтягуючі напруження зафіксовані у зразку С2.1-2 $\sigma_x = +1,48$ МПа, середнє значення напружень розтягу $\sigma_x = (+0,12...+0,25)$ МПа.

3.4. Висновки за розділом

На основі проведеного аналізу робимо наступні висновки:

1. Експериментальна міцність цегляних стовпчиків має задовільну збіжність з теоретичною, визначеною за чинними нормами.
2. Руйнування цегляних стовпчиків відбувалося крихко, що обумовило отримання майже лінійної залежності “напруження–деформації”.
3. Експериментально підтверджена пружно-пластична робота кам'яної кладки, яка описується кривою другого порядку.
4. Експериментально отримана несуча здатність стінок при зрізі перевищує обчислену згідно чинних норм у 1,8...4,9 разів через те, що остання не враховує наступні фактори: товщину стіни, різновид перев'язки.
5. Щодо характеру руйнування виявлено наступне: - для першої серії стінок виявлено три характеру руйнування: руйнування внаслідок зрізу-розколювання, зрізу та розколювання; - для другої серії стінок виявлено два характеру руйнування: руйнування внаслідок зрізу та внаслідок зрізу - розколювання; - для третьої серії стінок виявлено два характеру руйнування: зріз, зминання.
6. Напруження σ_y стиску поступово зростають від верхнього і до нижнього шару кладки перерізу 1-1 на відстань $y=670$ мм, та поступово зменшуються та виникають напруження розтягу на ділянці від стику стін (переріз 1-1) і до найбільш віддаленого від стику перерізу (7-7). Зміна напружень σ_x з розтягу на стиск вказує на утворення площини вигину і як наслідок утворення похилої тріщини.

4. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ЗРІЗІ

4.1. Теоретичні дослідження НДС елементів із цегляної кладки при зрізі із використанням методу скінченних елементів (МСЕ)

Цегляна кладка – монолітне неоднорідне пружно-пластичне тіло, яке складається із цегли і розчину. Особливістю роботи кладки є наявність складного напруженого стану цегли та розчину, що спричиняє одночасно позацентрове стиснення, згин, розтяг, зріз тощо.

До основних причин такого стану відносяться наступні фактори: неоднорідність укладання розчину, відмінність деформаційних властивостей цегли та розчину, наявність вертикальних швів в кладці, неоднорідність цегли, неправильна форма цегли.

Дослідження механічної поведінки цегляної кладки проводиться на основі числового розв'язку об'ємної задачі механіки деформування і руйнування неоднорідних тіл з врахуванням структурного руйнування для різних випадків макрооднорідного напружено-деформованого стану. Розглядається представницький об'єм неоднорідного середовища або об'ємна чарунка періодичності.

Вважається, що структурні елементи є ізотропними та пружно крихкими. Поведінка матеріалу на макрорівні описується нелінійними визначаючими співвідношеннями ортотропних середовищ.

Обчислення ефективних модулів і побудова ефективних функцій матеріалу, які описують непружне деформування середовища на макрорівні, виконується на основі встановлення зв'язку між обчисленими макронапруженнями та заданими макродеформаціями.

Для розв'язку задачі необхідно задати властивості структурних елементів (деформаційні – модуль пружності, характеристики міцності відповідно до обраного критерію руйнування) і обрати схему зміни деформаційних властивостей (рис.4.1).

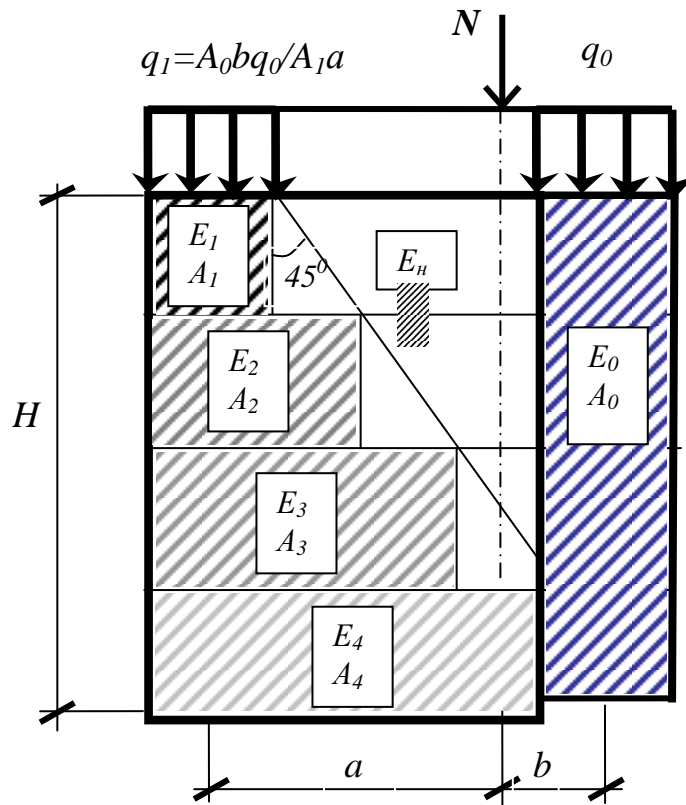


Рис.4.1. Схема зміни деформаційних властивостей

Конструкція кладки своєю регулярністю дає можливість використати метод скінченних елементів. Розрахунок ведеться за допомогою програмного комплексу Ліра 9.4. Розв'язок задачі виконується за алгоритмом, наведеним на рис. 4.2.

Результатом розв'язку задачі є залежність макронапружень від деформацій для вибраної схеми макродеформування. В даній роботі перевіряється гіпотеза руйнування цегляної кладки в результаті набуття другими головними напруженнями критичного значення [137].

Схеми розподілу напружень у момент руйнування зразків С1.1-1...С3.3-3 наведено у додатку Б. Встановлено напружено-деформований стан та проведено його аналіз усіх експериментальних зразків у момент руйнування, результати занесені у табл.4.1.

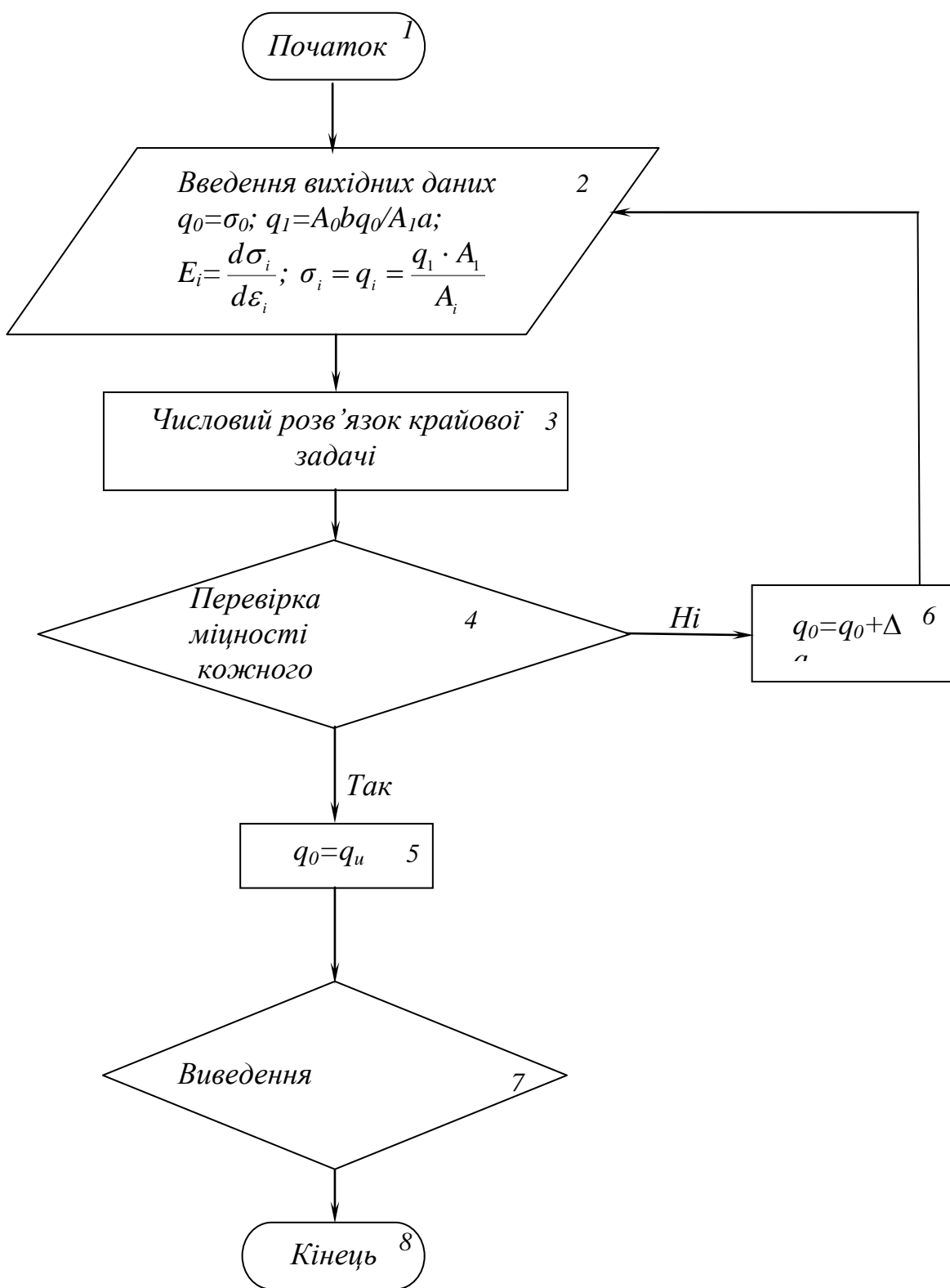


Рис. 4.2. Алгоритм визначення напружень та міцності кам'яної кладки МСЕ

При створенні розрахункової моделі основною вимогою було максимально наблизити її до експериментальних зразків. Розміри моделі співпадали з розмірами експериментальних зразків. Кількість кінцевих елементів по висоті моделі відповідала кількості рядів кладки, висота одного кінцевого елемента дорівнювала висоті цегли з розчином. Стінки спирались на металеву пластину товщиною 5см. На всю плиту були накладені зв'язки по вісі Z та у двох вузлах по вісям X та Y. Жорсткість стін задавалась як для об'ємних кінцевих елементів (№ кінцевого елемента 36) та визначалась виходячи із залежностей (3.2, 3.3) Навантаження прикладалося на вузли та елементи, вид навантаження рівномірно розподілене (рис.4.3).

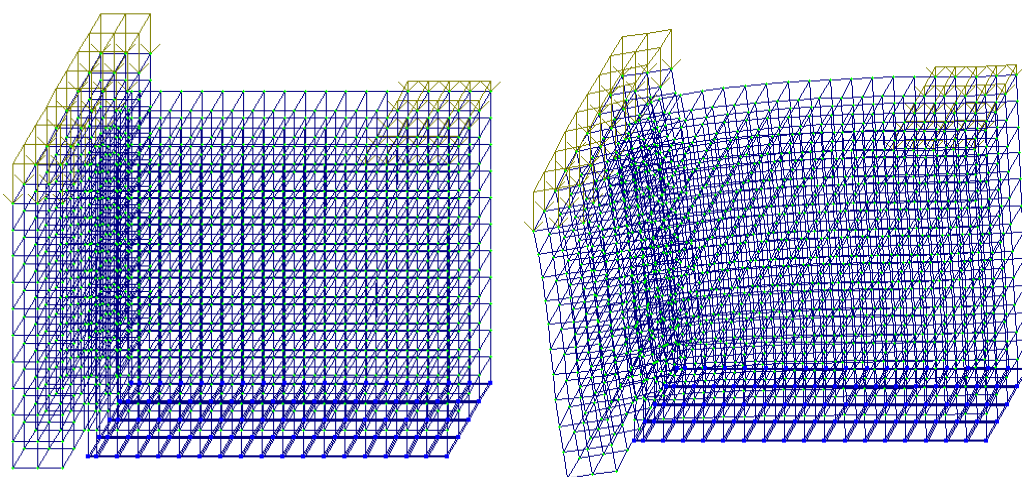


Рис.4.3. Схема навантаження та деформована схема зразка С1.1-3

Модель вважалась монолітною. Але для врахування різних варіантів перев'язки кладки в місці стику стін були вирізані кінцеві елементи в неперев'язаних рядах кладки, які відповідали вертикальним швам розчину. Це обумовлено тим, що при роботі кладки на зріз по перев'язному перерізу вертикальні шви не включаються в роботу згідно чинних норм [29,30].

Результатом розрахунку є отримання деформованої схеми моделі (рис.4.3) та схем розподілу головних напружень σ_z , τ_{xz} , τ_{yz} (рис.4.4...4.6). Отримання числових значень головних напружень дало можливість порівняти їх з критичними значеннями (див. табл. 4.1).

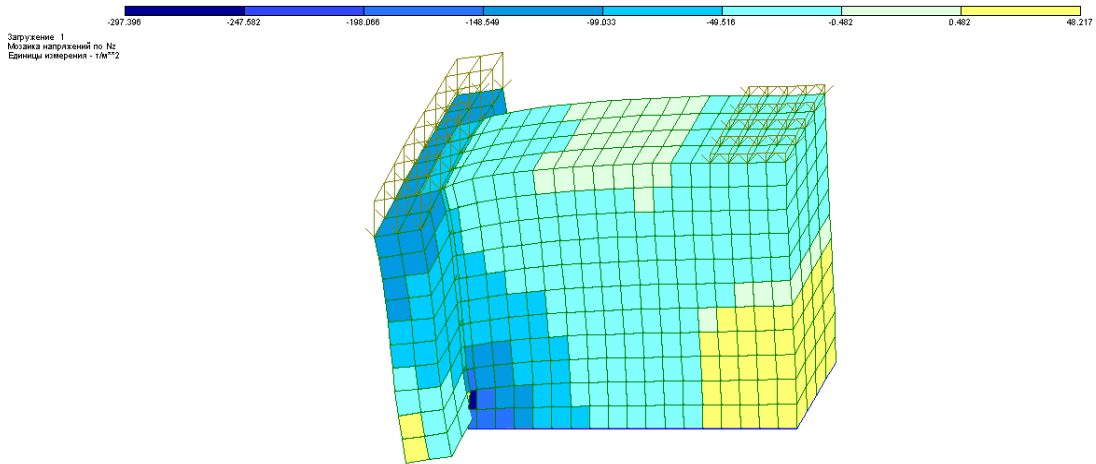


Рис.4.4. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка C1.1-3

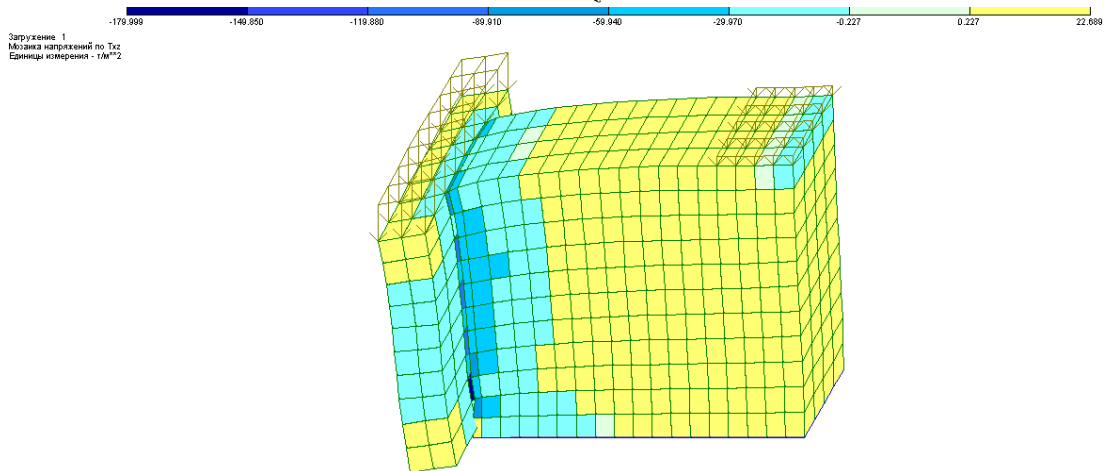


Рис.4.5. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка C1.1-3

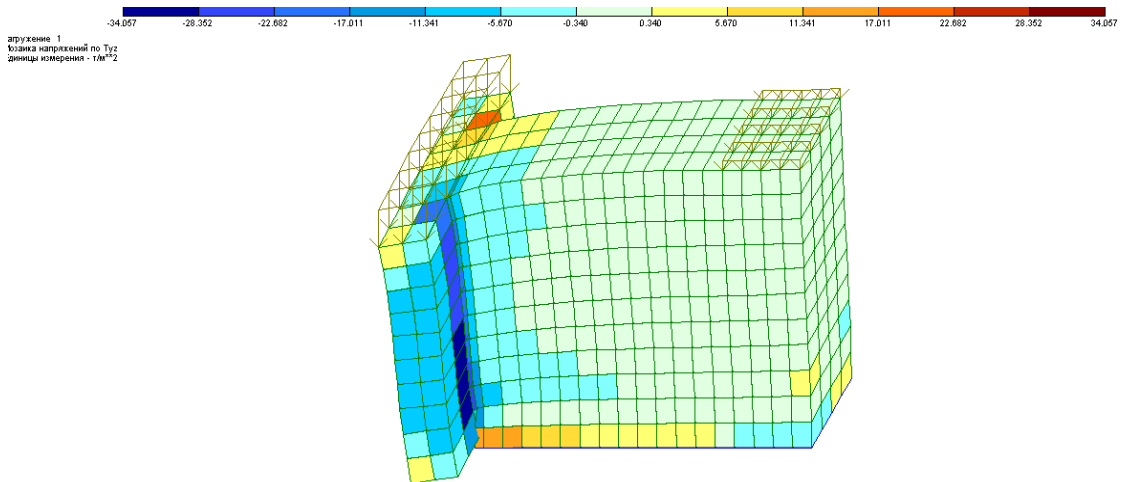


Рис. 4.6. Розподіл напружень τ_{yz} у момент руйнування зразка C1.1-3

Проаналізувавши отримані результати зрозуміло, що руйнування моделей відбулось від зрізу, тобто в результаті набуття другими головними напруженнями критичного значення $|\tau_{xy}-R_{sh}| \leq 0,1$ [138]. Користуючись залежністю (див. формулу 3.1) визначене зусилля зрізу (табл.4.2).

Результати розрахунків в програмному комплексі Ліра 9.4

Шифр зразка	Кодовані значенні факторів			Граничні навантаження, МПа(тс/м ²)		Модуль деформації, МПа		Перевірка міцності, МПа		
	X ₁	X ₂	X ₃	q ₀	q ₁	E ₀	E ₁	$ \sigma_z < R$	$ \tau_{xy} - R_{sg} \leq 0,1$	τ_{yz}
C3.3-3	+1	+1	+1	0,37(37,45)	0,84(83,86)	8098	7841	$3,73 < 5,9$	$ 1,8-1,8 =0$	0,52
C3.3-1	+1	+1	-1	0,27(26,88)	0,6(60,20)	5157	4840	$2,68 < 3,2$	$ 1,29-1,3 =0,01$	0,37
C3.1-3	+1	-1	+1	0,3(30,0)	0,67(67,19)	8139	7934	$2,88 < 5,9$	$ 1,8-1,8 =0$	0,48
C3.1-1	+1	-1	-1	0,22(21,56)	0,48(48,29)	5206	4956	$2,07 < 3,2$	$ 1,3-1,3 =0$	0,30
C1.3-3	-1	+1	+1	1,61(160,82)	0,39(39,37)	7394	8088	$3,81 < 5,9$	$ 1,79-1,8 =0,01$	0,45
C1.3-1	-1	+1	-1	1,2(120,36)	0,29(29,47)	4207	5134	$2,81 < 3,2$	$ 1,3-1,3 =0$	0,33
C1.1-3	-1	-1	+1	1,28(128,02)	0,31(31,34)	7588	8131	$2,97 < 5,9$	$ 1,79-1,8 =0,01$	0,34
C1.1-1	-1	-1	-1	0,94(94,19)	0,23(23,06)	4494	5193	$2,17 < 3,2$	$ 1,3-1,3 =0$	0,25
C3.2-2	+1	0	0	0,23(22,69)	0,51(50,82)	4210	4097	$2,27 < 4,6$	$ 1,3-1,3 =0$	0,32
C1.2-2	-1	0	0	0,97(97,24)	0,24(23,81)	3902	4206	$2,33 < 4,6$	$ 1,3-1,3 =0$	0,27
C2.3-2	0	+1	0	0,44(43,61)	0,32(32,44)	4126	4171	$2,39 < 4,6$	$ 1,3-1,3 =0$	0,28
C2.1-2	0	-1	0	0,36(35,80)	0,27(26,62)	4158	4195	$1,89 < 4,6$	$ 1,29-1,3 =0,01$	0,22
C2.2-3	0	0	+1	0,52(51,96)	0,39(38,65)	8018	8092	$2,86 < 5,9$	$ 1,8-1,8 =0$	0,33
C2.2-1	0	0	-1	0,38(37,61)	0,28(27,97)	5058	5148	$2,07 < 3,2$	$ 1,3-1,3 =0$	0,24
C2.2-2	0	0	0	0,38(37,53)	0,28(27,91)	4151	4189	$2,06 < 4,6$	$ 1,3-1,3 =0$	0,24

Зусилля зрізу зразків-стінок, отримане в програмному комплексі Ліра 9.4

Шифр зразка	Кодовані значенні факторів			Граничні навантаження, МПа(тс/м ²)		Руйнуюче навантаження N_{uz} , кН	Зусилля зрізу, кН		$\frac{Q_{uz}^{енс}}{Q_{uz}^{зрз}}$
	X ₁	X ₂	X ₃	q ₀	q ₁		Q _{uz} ^{зрз}	Q _{uz} ^{енс}	
C3.3-3	+1	+1	+1	0,37(37,45)	0,84(83,86)	114,5	72,60	320	4,41
C3.3-1	+1	+1	-1	0,27(26,88)	0,6(60,20)	82	52,09	163	3,13
C3.1-3	+1	-1	+1	0,3(30,0)	0,67(67,19)	88,7	58,14	125,3	2,16
C3.1-1	+1	-1	-1	0,22(21,56)	0,48(48,29)	65,9	41,79	109,3	2,62
C1.3-3	-1	+1	+1	1,61(160,82)	0,39(39,37)	118,0	98,42	316	3,21
C1.3-1	-1	+1	-1	1,2(120,36)	0,29(29,47)	88,4	73,66	174,4	2,37
C1.1-3	-1	-1	+1	1,28(128,02)	0,31(31,34)	94	78,35	348	4,44
C1.1-1	-1	-1	-1	0,94(94,19)	0,23(23,06)	69,2	57,64	94	1,63
C3.2-2	+1	0	0	0,23(22,69)	0,51(50,82)	69,4	43,97	121,5	2,76
C1.2-2	-1	0	0	0,97(97,24)	0,24(23,81)	71,4	59,51	271,2	4,56
C2.3-2	0	+1	0	0,44(43,61)	0,32(32,44)	71,8	55,60	191,2	3,44
C2.1-2	0	-1	0	0,36(35,80)	0,27(26,62)	58,9	45,60	180	3,95
C2.2-3	0	0	+1	0,52(51,96)	0,39(38,65)	85,5	66,25	514	7,76
C2.2-1	0	0	-1	0,38(37,61)	0,28(27,97)	61,9	47,95	153	3,19
C2.2-2	0	0	0	0,38(37,53)	0,28(27,91)	47,8	47,85	194	4,05

В результаті розрахунків моделей методом скінчених елементів в ПК Ліра 9.4 були отримані значення зусилля зрізу $Q_u^{Ліра}$ та порівняні з експериментальними даними (рис. 4.7).

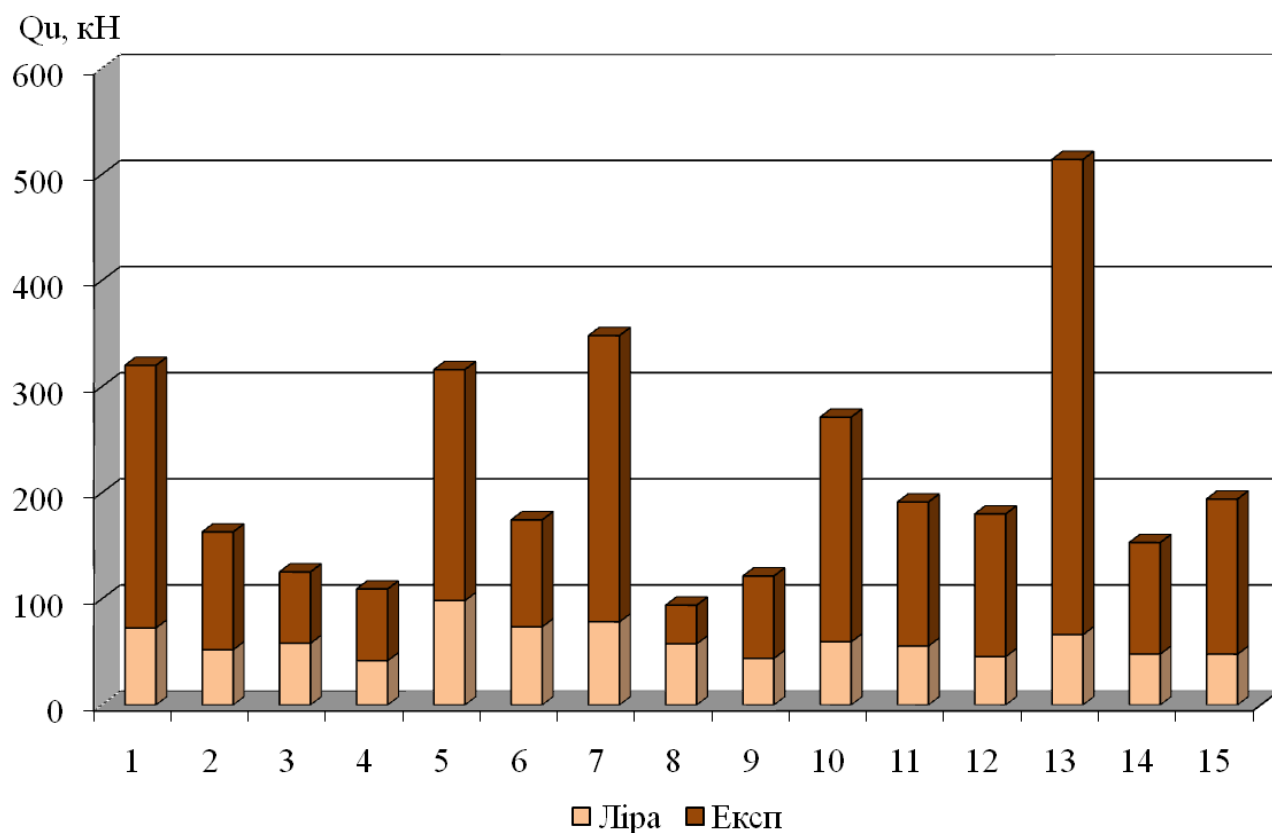


Рис.4.7. Гістограма експериментального та теоретичного, визначеного за Ліра 9.4, зусилля зрізу зразків-стінок

Згідно результатів зрозуміло, що експериментально визначене значення зусилля зрізу суттєво більше ніж теоретичне, визначене в ПК Ліра 9.4. Це свідчить про некоректність прийняття умов міцності для плоского напруженого стану. Кладка вважалась монолітним, пружно-пластичним тілом, а критерії міцності були введені як для одноосного стиску – розтягу. Але поля розподілу напружень відповідають чітко експериментальним. Напруження стиску поступово зростають від верхнього і до нижнього шару кладки біля стику, та поступово зменшуються та виникають напруження розтягу на ділянці від стику стін і до найбільш віддаленого від стику перерізу.

4.2. Застосування варіаційного методу теорії пластичності в дослідженні роботи цегляної кладки на зріз

4.2.1. Основні положення варіаційного методу теорії пластичності. При розв'язанні задач міцності треба віддавати перевагу методиці розрахунку, яка б базувалась на загальній основі, так як емпіричні залежності мають загальновідомі

недоліки. Варіаційний метод теорії пластичності, запропонований в ПолтНТУ імені Ю. Кондратюка [71] і апробований на бетонних і залізобетонних конструкціях та їх елементах [68-70], можна віднести до інженерних методів розрахунку, які знаходять широке застосування в практиці проектування та не потребують залучення складних комп'ютерних програм. З нашої точки зору застосування варіаційного методу теорії пластичності при розв'язанні задач міцності кам'яних конструкцій та їх елементів при неодносних неоднорідних НДС можна вважати доцільним, оскільки він є:

1) достатньо загальним, що необхідно для розв'язання різнобічних задач міцності, і має необхідну точність визначення граничного навантаження;

2) порівняно простим і доступним широкому колу проектувальників і студентів.

Для його розробки використовувалися наступні передумови:

1. Для кам'яної кладки в стадії руйнування застосовується передумова про пластичність і використовується модель жорстко-пластичного тіла.

При виборі моделі деформування матеріалу і методів розрахунку їх рівнянь слід керуватися критеріями ефективності моделей, до яких відносяться: цільова спрямованість, загальність, повнота експериментальної перевірки, рівень компромісу між точністю і простотою, зручність використання (фізична ясність і наочність, простота засвоєння, простота розрахунку).

На даний час набуває популярності деформаційна модель. Однак викликає сумніви точність описання низхідної гілки в фізичних залежностях, які застосовуються зараз; вона повинна бути достатньою, оскільки екстремальний критерій міцності, котрий використовується в даній моделі, пов'язаний із визначенням похідних функції параметру навантаження, коли особливо загострюється питання про точність чисельного диференціювання. При цьому експериментальні дослідження показують складну залежність характеру низхідної гілки від ряду факторів і особливо від гідростатичного напруження σ , із зростанням якого в області стиску низхідна гілка стає менш крутою, наближається до паралельної осі деформацій, значення її напружень все менше відхиляються від максимального. При переході на інтервал пластичного руйнування низхідна гілка відсутня, її замінює ділянка, що відповідає стану ідеальної пластичності.

Таким чином, на даний час низхідна гілка залежності « $\sigma_b - \epsilon_b$ » недостатньо вивчена і особливо при неоднорідних НДС це може обумовити неточність рівнянь, що використовуються, і відповідну похибку підрахування граничного навантаження. Тому в умовах недостатньої інформації про складну поведінку кам'яних матеріалів для досягнення компромісу між точністю і простотою в розрахунках міцності є сенс:

1) відмовитися від спостереження за процесом розвитку деформацій в процесі навантаження і обмежитися описанням схем тільки граничного стану руйнування;

2) використовувати прості деформаційні моделі, компенсуючи похибку спрощених фізичних залежностей застосуванням достатньо близьких до дійсності кінематичних схем (механізмів руйнування) елементів.

Можливість наближення ділянки кривих фізичних залежностей, котрі розташовані біля їх максимуму, площадкою умовної текучості підштовхує до використання передумови про ідеальну пластичність і простої моделі жорстко-пластичного тіла для розрахунку граничного навантаження кам'яних елементів в умовах складних НДС.

Однак при цьому виникає застереження внаслідок: 1) обмеженості довжини ділянок умовної пластичності; 2) співвідношення пружних і непружних деформацій на довжині цих ділянок; 3) можливості завищення граничного навантаження в зв'язку з перевищенням напружень на цих ділянках, що є максимальними, над середніми дійсними напруженнями в небезпечній зоні елементів.

Застосування теорії ідеальної пластичності до розрахунку граничного навантаження дуже привабливе внаслідок її порівняної простоти і розробленості відповідних методів розрахунку. На перший погляд може видатися навіть абсурдним спроба застосовувати до кам'яних матеріалів якість ідеальної пластичності. Однак, великий обсяг експериментальних даних [68...70] підтверджують таку можливість для широкого кола бетонних і залізобетонних конструкцій та їх елементів. Також зрозуміло, що ця можливість обмежена, але до нині немає послідовного обґрунтування умов можливості застосування до бетону передумови ідеальної пластичності, що стримує розповсюдження у практиці порівняно простих розрахунків міцності.

Розглянемо положення теорії ідеальної пластичності і її найпростішої моделі жорстко-пластичного тіла, важливі з точки зору застосування їх до кам'яних матеріалів у розрахунках міцності при складних нерівномірних НДС:

1) граничному пластичному стану тіла передують розвиток пластичних деформацій в його небезпечній – найбільш деформованій і напруженій області, яка повністю перетинає тіло і розділяє його на частини; пластичний стан визначається умовою пластичності як зв'язку між граничними напруженнями, які досягаються в області пластичних деформацій, що повністю перетинає тіло;

2) в стані пластичного руйнування тіло являє собою кінематичний механізм, який включає частини, що розділені локальною областю пластичних деформацій і взаємно переміщуються як жорсткі диски за рахунок локалізації пластичних деформацій;

3) розвиток пластичних деформацій в небезпечній зоні тіла до моменту досягнення граничного навантаження відбувається в деякому, практично кінцевому інтервалі їх величини, довжина якого буває різною і залежить від специфіки задачі, обумовлена геометричною формою тіла, граничними умовами та іншими факторами, які стримують або заохочують розвиток пластичних деформацій.

Існує клас кам'яних конструкцій та їх елементів, для розрахунку міцності яких може застосовуватися передумова ідеальної пластичності і модель жорстко-пластичного тіла. У таких конструкціях і елементах необхідний до моменту

досягнення граничного навантаження кінцевий інтервал розвитку необоротних деформацій менше, дорівнює або хоч би близький до довжини площадки умовної текучості. Цей клас конструкцій виділяється в експериментах формуванням кінематичного механізму, котрий якраз і свідчить про близькість моделі жорстко-пластичного тіла і необхідній при цьому свободі розвитку необоротних деформацій. Кінематичні механізми в стадії руйнування стержневих, плитних та просторових ЗБК добре відомі. Для трьохмірних (масивних) елементів із бетону та кам'яної кладки кінематичні механізми також чітко спостерігаються в багатьох експериментах при різних НДС.

Розвиток кінематичних механізмів у псевдопластичних тілах часто пов'язаний з формуванням шару локалізації необоротних деформацій, який також можуть називати поверхнею зсуву. Найважливіше значення шару локалізації необоротних деформацій полягає в тому, що вони слугують обґрунтуванням для використання поверхонь розриву швидкостей, відомих в теорії пластичності як таких, що дозволяють порівняно просто отримати розв'язання задач міцності.

Важлива для енергетики кінематичних механізмів обставина полягає в тому, що необоротні деформації зосереджені в шарі локалізації, а пружні – в розділених цим шаром частинах, які є не абсолютно жорсткими, а скоріше пружними, в них накопичена порівняно велика енергія пружних деформацій.

В процесі деформування кінематичного механізму в межах довжини умовної ділянки текучості зовнішні сили виконують роботу на необоротних деформаціях більш піддатливого шару, а в більш жорстких пружних частинах деформації залишаються приблизно постійними, зберігаючи практично незмінною накопичену пружну енергію. Тому в межах майданчиків умовної текучості пружні деформації частин кінематичного механізму, хоч і є урівноваженими з непружними, не мають значного впливу на опір навантаженню, котре визначається опором локальних зон пластичності. В результаті з'являються умови для застосування моделі жорстко-пластичного тіла. В елементах з вільним розвитком непружних областей розміри останніх визначаються станом руйнування, вони наперед невідомі і знаходяться із розрахунку граничного навантаження. В таких умовах деяке перевищення граничних напружень над середніми дійсними напруженнями в зоні руйнування елемента буде в значній мірі компенсуватися зменшенням розмірів непружних областей і граничне навантаження не буде суттєво завищеним.

Сутність деформування різних ділянок області руйнування, що характерна для неоднорідних НДС, обмежує зростання найбільших деформацій і тим самим обумовлює природне жорстке навантаження найбільш деформованих і найменш міцних ділянок, що стримує їх руйнування за рахунок перерозподілу напружень на більш міцні або менш навантажені ділянки. В результаті наближається можливість одночасного досягнення граничного стану на всіх різнонапружених і різноміцних ділянках області руйнування елемента і покращуються умови можливості застосування моделі ідеально пластичного тіла.

2. Приймається умова міцності кам'яної кладки відповідно [72].

Ця умова міцності належить до механічної теорії, яка феноменологічно описує макроскопічну поведінку твердого тіла і робить ідеалізуючі припущення. В таких теоріях приймається, що руйнування залежить тільки від напруженого і деформованого станів.

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

$$F(\sigma_{ij}) = T^2 + m \cdot \sigma - T_{sh}^2, \quad (4.1)$$

де $m = R - R_t$; $T_{sh}^2 = RR_t/3$,

T – інтенсивність дотичних напружень,

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

σ – середнє напруження, $\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$, і є параболою (рис. 4.6).

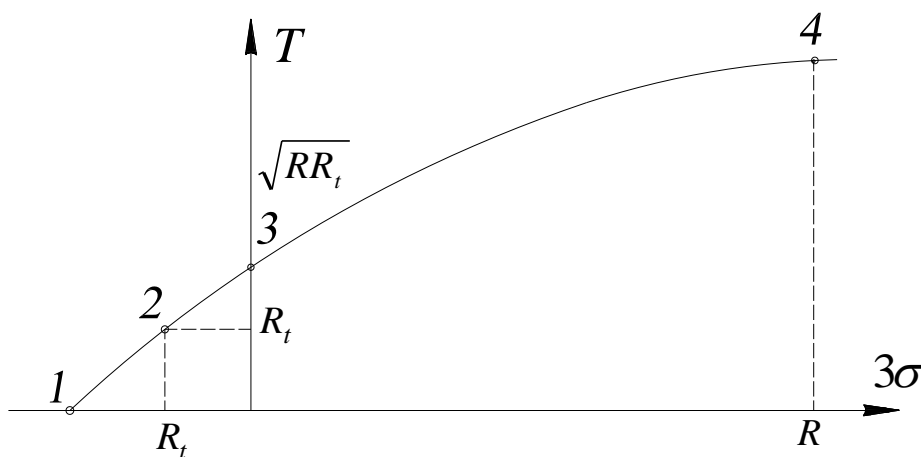


Рис. 4.6. Умова міцності Баландіна - Генієва:

т. 1 – всебічний розтяг, т. 2 – осьовий розтяг, т. 3 – чистий зсув, т. 4 – осьовий стиск.

Якісним критерієм застосування теорії пластичності до кам'яних конструкцій є можливість хоча б миттєвого існування умови пластичності по всій області граничного стану кладки, розвиток якої необхідний для перетворення тіла в кінематичний механізм.

3. Зв'язок швидкостей деформацій з напруженнями знаходиться із асоційованого закону плинності

$$\xi_{ij} = \lambda \partial F / \partial \sigma_{ij},$$

де $\lambda = \xi/m$ - коефіцієнт пропорційності (параметр Лоде - Надаї),

ξ – швидкість деформацій.

4. Використовується розв'язання задач у розривних функціях швидкостей. Функціонал методу при відсутності інерційних і масових сил має вигляд

$$J = \int_{S_{h'_f}} W_{b'_f h'_f} dS - \int f_i^* V_i dS - \int f_i V_i^* dS, \quad (4.2)$$

де $W_{b'_f h'_f}$ - питома потужність пластичного деформування матеріалу;

$$J = \int_{S_{h'_f}} m \left[2B \sqrt{1 + \frac{1}{4} \left(\frac{\Delta V_t}{\Delta V_n} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_n ds - \int f_i^* V_i ds_f - \int f_i V_i^* ds_v, \quad (4.3)$$

де $B^2 = (1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3$, $\chi = R_t / R$,

f_i^*, V_i^* – задані сили і швидкості відповідно на ділянках S_f і S_v поверхні тіла;

$S_{h'_f}$ – поверхня руйнування;

$\Delta V_t, \Delta V_n$ – розриви (стрибки) дотичної та нормальної до S_f складових швидкості.

Найпростішим є розв'язок задачі в розривних функціях швидкостей, що отримується якщо припустити пластичні деформації зосередженими лише на поверхні $S_{h'_f}$. Для плоских напружених станів перший додаток функціоналу (4.2) приймає вигляд

$$I_{h'_f} = \int_{S_{h'_f}} m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_t}{\Delta V_n} \right)^2} - 1 \right] \times \Delta V_n dS. \quad (4.4)$$

4.2.2. Розрахунок міцності стиків цегляних стін при зрізі. При теоретичному розв'язанні задачі міцності стиків цегляних стін використовується кінематична можлива схема руйнування зразка, що включає два диски (рис. 4.7). Диск I переміщується відносно диска II зі швидкістю $V(V_x, V_y)$. Диски розмежовані між собою поверхнею руйнування ABC (поверхнею розриву швидкостей). На площадці BC діють граничні нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження, які визначаються згідно умови міцності бетону Баландіна-Генієва. Площадку AB вважаємо за головну з напруженнями розтягу $\sigma_u = R_t$.

Невідомими даної задачі є граничне навантаження q_w , кут нахилу α площадки AB до вертикалі, кут нахилу β площадки BC до вертикалі, відношення швидкостей $k = V_x / V_y$ (при розв'язанні задачі оперуємо відносними швидкостями, а не їх абсолютними значеннями).

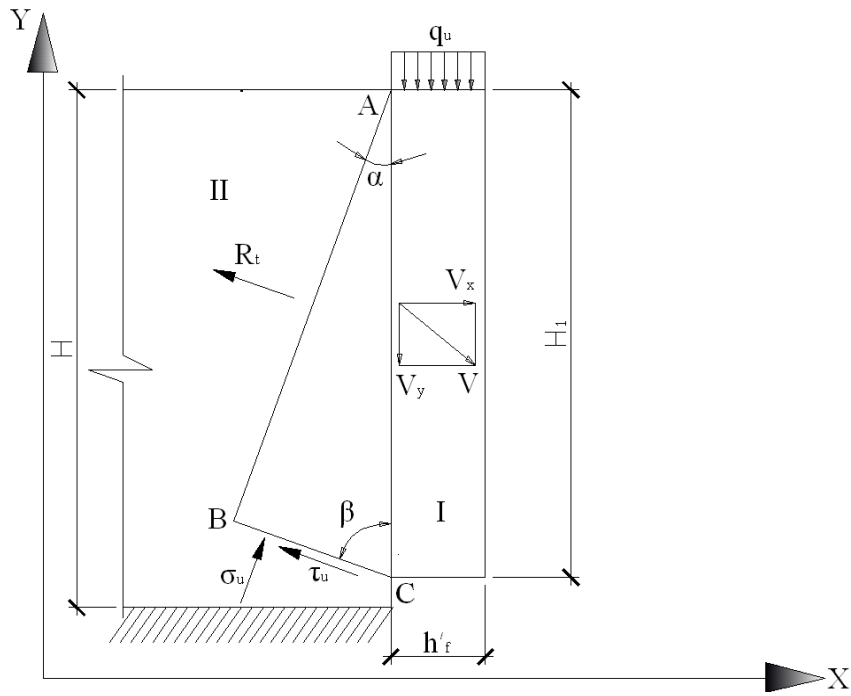


Рис. 4.7. Кінематично можлива схема руйнування стику цегляних стін при зрізі

Розв'язання задачі здійснюється в наступній послідовності:

1. Знаходяться розриви (стрибки) нормальної ΔV_n і дотичної ΔV_t складових швидкості на поверхні руйнування.

Розрив нормальної та дотичної складової швидкості на площадці AB та BC

$$\Delta V_n^{AB} = V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha, \quad \Delta V_t^{AB} = V_y \cos \alpha - V_x \sin \alpha,$$

$$\Delta V_n^{BC} = V_x \cos \beta - V_y \sin \beta, \quad \Delta V_t^{BC} = V_x \sin \beta + V_y \cos \beta.$$

2. Площі майданчиків AB та BC дорівнюють

$$S^{AB} = \frac{bHtg\beta}{(tg\alpha + tg\beta) \cos \alpha}, \quad S^{BC} = \frac{bHtg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta) \cos \beta}.$$

Знаходяться частини виразу функціоналу, що відповідають поверхням розриву швидкостей в цегляній кладці

$$I_{AB} = R_{bt} (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha) \times \frac{bHtg\beta}{(tg\alpha + tg\beta) \cos \alpha},$$

$$I_{BC} = m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_y \sin \beta - V_x \cos \beta} \right)^2} - 1 \right] \times (V_y \sin \beta - V_x \cos \beta) \times \frac{bHtg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta) \cos \beta}.$$

Функціонал (4.2) із урахуванням (4.4) для плоского напруженого стану має вигляд

$$I_{h'_f} = m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_x \cos \beta - V_y \sin \beta} \right)^2} - 1 \right] \times (V_x \cos \beta - V_y \sin \beta) \times \\ \frac{bH \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \cos \beta} + R_{br} (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha) \times \frac{bH \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \cos \alpha} - q_u h'_f b'_f V_y = 0.$$

Виразимо $V_x = kV_y$ та $\sin \alpha = \operatorname{tg} \alpha \cos \alpha$, $\sin \beta = \operatorname{tg} \beta \cos \beta$, тоді

$$\begin{aligned} \Delta V_n^{AB} &= V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha = (k + \operatorname{tg} \alpha) V_y \cos \alpha, \\ \Delta V_t^{AB} &= V_y \cos \alpha - V_x \sin \alpha = (1 - k \operatorname{tg} \alpha) V_y \cos \alpha, \\ \Delta V_n^{BC} &= V_x \cos \beta - V_y \sin \beta = (k - \operatorname{tg} \beta) V_y \cos \beta, \\ \Delta V_t^{BC} &= V_x \sin \beta + V_y \cos \beta = (k \operatorname{tg} \beta + 1) V_y \cos \beta. \end{aligned}$$

З введенням змін функціонал матиме вигляд

$$I_{h'_f} = m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \times \frac{bH \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} V_y + \\ + R_{br} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{bH \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} V_y - q_u h'_f b'_f V_y = 0.$$

Вводячи позначення $y = \frac{h'_f}{H}$, $h'_f = yH$ та скорочуючи рівняння на HbV_y маємо

$$I_{h'_f} = m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \times \frac{b \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \\ + R_{br} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{b \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} - q_u y b'_f = 0. \quad (4.5)$$

4. Знаходимо граничне навантаження q_u , виражене через невідомі параметри

$$q_u = \left(m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \right. \\ \left. + R_{br} (k + \operatorname{tg} \alpha) \cdot \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right) \cdot \frac{b}{y b'_f}. \quad (4.6)$$

5. Нормальні напруження, що діють на площадці BC , виражені через розриви швидкостей записуються у вигляді

$$\frac{\sigma_u}{m} = 2 \left(0,5 \pm \frac{B \Delta V_n^{BC}}{\sqrt{(\Delta V_n^{BC})^2 + 0,25(\Delta V_t^{BC})^2}} \right) = 2 \left(0,5 \pm \frac{B(k - tg\beta)}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right).$$

Аналогічно, дотичні напруження, що діють на площадці BC, виражені через розриви швидкостей записуються у вигляді

$$\frac{\tau}{m} = \pm \frac{0,5 \cdot B \Delta V_t}{\sqrt{(\Delta V_n)^2 + 0,25(\Delta V_t)^2}} = \pm \frac{0,5B(ktg\beta + 1)}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}}.$$

6. Додатковою умовою при пошуках $q_u \rightarrow \min$ приймаємо умову рівноваги – рівності нулю суми моментів усіх зовнішніх та внутрішніх зусиль відносно осі, яка проходить через точку B та суму проєкцій всіх зовнішніх та внутрішніх зусиль на вісі X та Y; $\sum M_B = 0$; та $\sum X = 0$, $\sum Y = 0$.

$$\sum M_B = 0; \quad \frac{R_t AB \cdot S_{AB}}{2} + \frac{\sigma BC \cdot S_{AB}}{2} - q_u b'_f h'_f \left(0,5h'_f + \frac{Htg\alpha \cdot tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} \right) = 0. \quad (4.7)$$

Після підстановки та відповідних скорочень рівняння (4.7) матиме вигляд

$$\sum M_B = 0; \quad \frac{R_t}{2} \frac{bH \cdot tg^2 \beta}{\cos^2 \alpha (tg\alpha + tg\beta)^2} + \left(0,5 + \frac{B(k - tg\beta)}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right) \times$$

$$\times \frac{bHm \cdot tg^2 \alpha}{\cos^2 \beta \cdot (tg\alpha + tg\beta)^2} - q_u \gamma b'_f \left(0,5h'_f + \frac{Htg\alpha \cdot tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} \right) = 0, \quad (4.8)$$

$$\sum X = 0; \quad -R_t \cos \alpha \cdot S_{AB} - \tau \sin \beta \cdot S_{BC} + \sigma \cos \beta \cdot S_{BC} = 0. \quad (4.9)$$

Після підстановки та відповідних скорочень рівняння (4.9) матиме вигляд

$$\sum X = 0; \quad -R_t tg\beta - \frac{0,5Bm(ktg\beta + 1)tg\alpha \cdot tg\beta}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} +$$

$$+ 2m \left(0,5 + \frac{B(k - tg\beta)}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right) tg\alpha = 0, \quad (4.10)$$

$$\sum Y = 0; \quad -q_u b'_f h'_f + R_t \sin \alpha S_{AB} + \tau \cos \beta S_{BC} + \sigma \sin \beta S_{BC} = 0. \quad (4.11)$$

Після підстановки та відповідних скорочень рівняння (4.11) матиме вигляд

$$\sum Y = 0; \quad -q_u b'_f \gamma \frac{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)}{\operatorname{tg} \alpha} + R_t b \operatorname{tg} \beta + \frac{0,5bBm(\operatorname{ktg} \beta + 1)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(\operatorname{ktg} \beta + 1)^2}} +$$

$$+ 2bm \left(0,5 + \frac{B(k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(\operatorname{ktg} \beta + 1)^2}} \right) \operatorname{tg} \beta = 0. \quad (4.12)$$

Значення граничного навантаження отримується шляхом пошуку умовного мінімуму, використовуючи додаткові обмеження: рівняння (4.8), (4.10), (4.12),

$$- \operatorname{tg} \alpha \geq 0;$$

$$- \operatorname{tg} \beta \geq 0;$$

$$- k \geq 0.$$

Розрахунок зразків С1.1-1...С3.3-3 наведений та на рис. 4.8, результати розрахунків [139] зведені в таблиці 4.3, 4.4. За вихідні данні використовуємо розрахункові опори стиску та розтягу, отримані експериментально та за чинними нормами [29]. Дані таблиць вказують на те, що підставляючи R та R_b , отримані експериментальним шляхом, результати мають ліпшу збіжність, ніж при підстановці R та R_b , визначених за [29,30].

Розрахунок у загальному вигляді

Відомі параметри

Характеристики:

цегляної кладки			арматури			зразку					
R	R_t	X	m	B	A_S	σ_y	H_1	$b'f$	$h'f$	$\sigma_{сгма}$	$T_{\alpha\gamma}$
4.65	0.46	0.09892	4.19	0.61151	0	0	72.5	50.5	12	4.19	2.562

Невідомі параметри

tga	α^0	$tg\beta$	β^0	k
0.187149741	0.185009565	0.834637401	0.695507396	0.834639181
	$q_u =$		3.5297413085514400	МПа

10.6003

39.8496

Частини виразу	Частини додаткового виразу	Невідомі
$(k-tg\beta) =$	$(1+tg^2 \alpha) =$	$tg\beta =$
1.78066E-06	1.035025025	0.8346374007251100
$(ktg\beta+1) =$	$(1+tg^2 \beta) =$	$tga =$
1.696621077	1.696619591	0.1871497403945240
$(tg\beta+tga) =$	$tga*tg\beta =$	$k =$
1.021787141	0.156202173	0.8346391813820410
$(k+tga) =$	M_B	0.000000047
1.021788922	X	0.000000006
	Y	0.000000000

Рис. 4.8. Розрахунок міцності зразка С1.1-3 варіаційним методом з вихідними даними за СНиП П-22-81

Таблиця 4.3

Зусилля зрізу зразків-стінок, отримане варіаційним методом з вихідними даними за СНІП П-22-81

№ Дослідч	Серія	Шифр зразка	Розміри зразка, см; $b=25$ см;			Розрахунковий опір кладки, МПа		Теоретично визначене $q_{из}$, МПа (кН/см ²)	$A = b'_f \cdot h'_f$, см ²	$Q_{из}^{теор} = q_{из} A$, кН	$Q_{из}^{експ}$, кН	$\frac{Q_{из}^{експ}}{Q_{из}^{теор}}$
			H_1	h'_f	b'_f	$R_{СНІП}$	$R_f = 2R_f^{СНІП}$					
1	I	C1.1-1	70,5	12	50,5	3,24	0,36	2,54(0,254)	606	153,9	94	0,61
2		C1.3-1	69,5	12	50			2,52(0,252)	600	151,2	174,4	1,15
3		C2.2-1	73,5	25	50,2			0,97(0,097)	1255	121,7	153	1,25
4	II	C3.1-1	69,5	38	49,8	3,51	0,36	0,45(0,045)	1892,4	85,16	109,3	1,28
5		C3.3-1	69	38	50			0,45(0,045)	1900	85,5	163	1,90
6		C1.2-2	70,5	12	50,5			2,62(0,262)	606	158,8	271,2	1,70
7	III	C2.1-2	73,5	25	50,2	4,65	0,46	0,99(0,099)	1255	124,2	180	1,44
8		C2.2-2	73,5	25	50,2			0,99(0,099)	1255	124,2	194	1,56
9		C2.3-2	73,5	25	50,2			0,99(0,099)	1255	124,2	191,2	1,53
10	III	C3.2-2	69,5	38	49,8	4,65	0,46	0,46(0,046)	1892,4	87,05	121,5	1,39
11		C1.1-3	72,5	12	50,5			3,53(0,353)	606	213,9	348	1,62
12		C1.3-3	71,5	12	50			3,50(0,350)	600	210	316	1,50
13	III	C2.2-3	72,5	25	50,5	4,65	0,46	1,25(0,125)	1262,5	157,8	514	3,25
14		C3.1-3	72,5	38	50,7			0,63(0,063)	1926,6	121,4	125,3	1,03
15		C3.3-3	72,5	38	50,5			0,63(0,063)	1919	120,9	320	2,64

Розрахунок у загальному вигляді

Відомі параметри										
Характеристики:										
цегляної кладки			арматури			зразку				
R	R_t	X	m	B	A_S	σ_y	H1	$b'f$	$h'f$	T_{ay}
5.9	0.59	0.1	5.31	0.61195	0	0	72.5	50.5	12	3.249
Невідомі параметри										
$tg\alpha$	α^0	$tg\beta$	β^0				k			
0.188522305	0.186335352	0.832405826	0.694190645				0.832402548			
			$q_u =$			4.5071010316153100				
						МПа				

10.6762

39.7742

Частини виразу	Частини додаткового виразу	Невідомі
$(k-tg\beta) =$	$(1+tg^2 \alpha) =$	$tg\beta =$
$(k-tg\beta) =$	$(1+tg^2 \alpha) =$	$tg\alpha =$
$(k+tg\alpha) =$	$tg\alpha * tg\beta =$	$k =$
$(k+tg\alpha) =$	MВ	
	X	
	Y	

Рис.4.9. Розрахунок міцності зразка С1.1-3 варіаційним методом з експериментальними вихідними даними

Таблиця 4.4

Зусилля зрізу зразків-стіжок, отримане варіаційним методом з експериментальними вихідними даними

№ досліду	Серія	Шифр зразка	Розміри зразка, см; $b = 25$ см;			Розрахунковий опір кладки, МПа		Теоретично визначене $q_{из}$, МПа (кН/см ²)	$A = b'_f \cdot h'_f$	$Q_{из}^{теор} = q_{из} A$, кН	$Q_{из}^{експ}$, кН	$\frac{Q_{из}^{експ}}{Q_{из}^{теор}}$
			H_1	h'_f	b'_f	$R_{експ}$	$R_t = 0,1 R_{експ}$					
1	I	C1.1-1	70,5	12	50,5	3,2	0,32	2,36(0,236)	606	143,0	94	0,66
2		C1.3-1	69,5	12	50			2,34(0,234)	600	140,4	174,4	1,24
3		C2.2-1	73,5	25	50,2			0,89(0,089)	1255	111,7	153	1,37
4	II	C3.1-1	69,5	38	49,8	4,6	0,46	0,41(0,041)	1892,4	77,6	109,3	1,41
5		C3.3-1	69	38	50			0,41(0,041)	1900	77,9	163	2,09
6	III	C1.2-2	70,5	12	50,5	5,9	0,59	3,39(0,339)	606	205,4	271,2	1,32
7		C2.1-2	73,5	25	50,2			1,28(0,128)	1255	160,6	180	1,12
8		C2.2-2	73,5	25	50,2			1,28(0,128)	1255	160,6	194	1,21
9	III	C2.3-2	73,5	25	50,2	5,9	0,59	1,28(0,128)	1255	160,6	191,2	1,19
10		C3.2-2	69,5	38	49,8			0,60(0,060)	1892,4	113,5	121,5	1,07
11		C1.1-3	72,5	12	50,5			4,51(0,451)	606	273,3	348	1,27
12	III	C1.3-3	71,5	12	50	5,9	0,59	4,47(0,447)	600	268,2	316	1,18
13		C2.2-3	72,5	25	50,5			1,60(0,160)	1262,5	202	514	2,54
14		C3.1-3	72,5	38	50,7			0,81(0,081)	1926,6	156,0	125,3	0,80
15	III	C3.3-3	72,5	38	50,5	0,81(0,081)	1919	155,4	320	2,06		

4.3. Застосування інженерного методу розрахунку в дослідженні роботи цегляної кладки на зріз

Згідно чинних норм [29] площу зрізу цегляної кладки розраховують за формулою

$$A_{\zeta\delta} = A_{f\delta} = 0,5\dot{A}_{i\delta\delta},$$

де $A_{зр}$ – площа зрізу, m^2 ;

$\dot{A}_{i\delta\delta}$ - площа зрізу бруто, без вирахування вертикальних швів.

В розрахунок рекомендуємо ввести коефіцієнт перев'язки $k_{пер}$, оскільки площа зрізу, визначена за чинними нормами [29,30], відповідає дійсності лише при ланцюжковій перев'язці кладки та значно відрізняється при інших варіантах перев'язки. При цьому площа зрізу буде визначатися

$$A_{\zeta\delta} = k_{i\delta\delta} \dot{A}_{i\delta\delta},$$

$$k_{пер} = \frac{n_{пер.рядів}}{n_{рядів}}, \quad (4.13)$$

де $n_{пер.рядів}$ – кількість перев'язаних рядів в одному сегменті кладки;

$n_{рядів}$ – загальна кількість рядів в одному сегменті.

Згідно рис.2.4 для однорядної (ланцюжкової) перев'язки в одному сегменті 2 ряди, з них перев'язаний 1 ряд. Для трирядної посиленої - 4 ряди, з них перев'язаних 3. Для п'ятирядної посиленої - 6 рядів, з них 5 перев'язаних.

Таблиця 4.5

Визначення коефіцієнту перев'язки

Система перев'язки	$n_{пер.рядів}$	$n_{рядів}$	$k_{пер}$
Ланцюжкова	1	2	0,5
Трирядна посилена	3	4	0,75
П'ятирядна посилена	5	6	0,83

Для порівняння площі, отриманої за СНиП II-22-81 з площею, отриманою інженерним методом складено табл. 4.6.

Таблиця 4.6

**Розрахункова площа зрізу, отримана експериментально, за
СНП П-22-81[29] та інженерним методом**

Шифр зразка	$A_{зрізу}^{експ} = b_{ц} h_{ц} n_{пер}, \text{см}^2$		$A_{зрізу}^{СНП}, \text{см}^2$	$A_{зрізу}^{інж} = k_{пер} A, \text{см}^2$			$Q_u^{інж},$ кН
	$n_{пер}, \text{шт}$	$A_{зрізу}^{експ}$		$k_{пер}$	$A_{перерізу}$	$A_{зрізу}^{інж}$	
C1.1-1	10	840	881,25	0,5	1762,5	881,25	114,56
C1.3-1	18	1512	868,75	0,83	1737,5	1442,1	187,47
C2.2-1	16	1344	918,75	0,75	1837,5	1378,1	179,15
C3.1-1	10	840	868,75	0,5	1737,5	868,75	112,94
C3.3-1	18	1512	862,5	0,83	1725	1431,8	186,13
C1.2-2	16	1344	881,25	0,75	1762,5	1321,9	171,85
C2.1-2	10	840	918,75	0,5	1837,5	918,75	119,44
C2.2-2	16	1344	918,75	0,75	1837,5	1378,1	179,15
C2.3-2	18	1512	918,75	0,83	1837,5	1525,1	198,26
C3.2-2	16	1344	868,75	0,75	1737,5	1303,1	169,40
C1.1-3	10	840	906,25	0,5	1812,5	906,25	163,13
C1.3-3	18	1512	893,75	0,83	1787,5	1483,6	267,05
C2.2-3	16	1344	906,25	0,75	1812,5	1359,4	244,69
C3.1-3	10	840	906,25	0,5	1812,5	906,25	163,13
C3.3-3	18	1512	906,25	0,83	1812,5	1504,4	270,79

В табл. 4.6 експериментальну розрахункову площу перерізу визначено з урахуванням перев'язки та без врахування вертикальних швів за формулою:

$$A_{зрізу}^{експ} = b_{ц} h_{ц} n_{пер},$$

де $b_{ц}$ та $h_{ц}$ відповідно розміри цегли по тичку з урахуванням горизонтальних швів $(12) \times (6,5+0,5)$, тобто $(12 \times 7,0)$ см,

$n_{пер}$ – кількість перев'язаної цегли в площині зрізу:

$n_{пер} = 10$ при ланцюжковій перев'язці;

$n_{пер} = 16$ при трьохрядній перев'язці;

$n_{пер} = 18$ при п'ятирядній перев'язці (див. рис.2.4).

4.4. Експериментально-статистичне моделювання

При дослідженні роботи цегляних стін на зріз ефективним засобом її аналізу є експериментально-статистичне моделювання (ЕСМ). Застосування ЕСМ, при аналізі отриманих експериментальним шляхом даних, дозволило виявити характерну особливість ступеню сумісного впливу перев'язки, міцності матеріалів та товщини стіни на несучу здатність цегляних стін при зрізі.

При проведенні дослідів, з метою отримання оптимальних параметрів товщини стіни h'_f/h та системи перев'язки (див. табл.2.1), визначали величину руйнуючого навантаження 15 зразків стін при зрізі (табл.4.7). В результаті досліджень отримане зусилля зрізу (несуча здатність) змінювалось в діапазоні від 94 до 514кН.

Зміна значення зусилля зрізу під впливом трьох факторів: h'_f/h , $k_{пер}$, $R_{кладки}$ адекватно описується за допомогою експериментально-статистичної моделі (4.14) (зі значимими при рівні ризику 0,2 коефіцієнтами), з вісьмома ненульовими коефіцієнтами (при $s\{\ln\{Q_u^{екс}\}\}=0,21$) та двома нульовими.

$$\begin{aligned} \ln\{Q_u^{екс}\} = & 5,39 - 0,174x_1 - 0,175x_1^2 \pm 0 x_1x_2 - 0,134x_1x_3 \\ & + 0,193x_2 - 0,185x_2^2 \pm 0 x_2x_3 \\ & + 0,394x_3 + 0,215x_3^2 \end{aligned} \quad (4.14)$$

Несуча здатність сягає максимального значення $\ln\{Q_u^{екс}\}_{max} = 6,138$ (з урахуванням похибки експерименту) при $x_1=-0,67$; $x_2=0,34$; $x_3=+1$ та мінімального значення $\ln\{Q_u^{екс}\}_{min} = 4,456$ при $x_1=+1$; $x_2=-1$; $x_3=-0,6$.

Вплив кожного фактору на несучу здатність стін при зрізі вказано на рис. 4.10. Аналізуючи отримані залежності зрозуміло, що при збільшенні першого фактору x_1 несуча здатність стін при зрізі зменшується, при збільшенні другого фактору x_2 – збільшується, при зростанні третього фактору x_3 – збільшується.

**Результати експериментальних та теоретичних даних для розрахунку в
ПК COMPEX**

Марка зразку	Кодовані значення факторів			Зусилля зрізу, кН	
	X_1	X_2	X_3	$Q_u^{екс}$	$Q_u^{теор}$
3.3-3	+1	+1	+1	320	120,9
3.3-1	+1	+1	-1	163	85,5
3.1-3	+1	-1	+1	125,3	121,4
3.1-1	+1	-1	-1	109,3	85,16
1.3-3	-1	+1	+1	316	210
1.3-1	-1	+1	-1	174,4	151,2
1.1-3	-1	-1	+1	348	213,9
1.1-1	-1	-1	-1	94	153,9
3.2-2	+1	0	0	121,5	87,05
1.2-2	-1	0	0	271,2	158,8
2.3-2	0	+1	0	191,2	124,2
2.1-2	0	-1	0	180	124,2
2.2-3	0	0	+1	514	157,8
2.2-1	0	0	-1	153	121,7
2.2-2	0	0	0	194	124,2

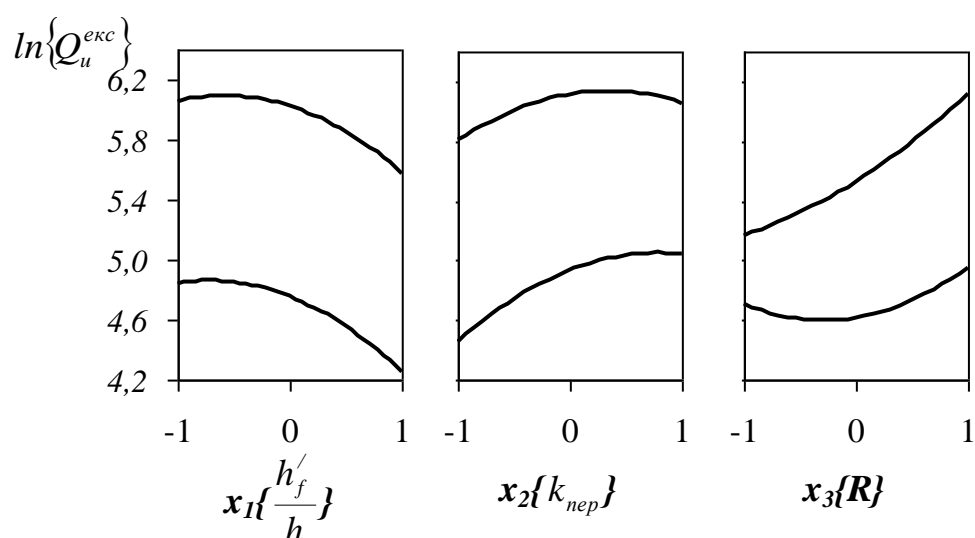


Рис. 4.10. Однофакторні залежності впливу факторів на несучу здатність стін при зрізі

Для графічного відображення сумісного впливу всіх факторів на несучу здатність використовуємо рис.4.11.

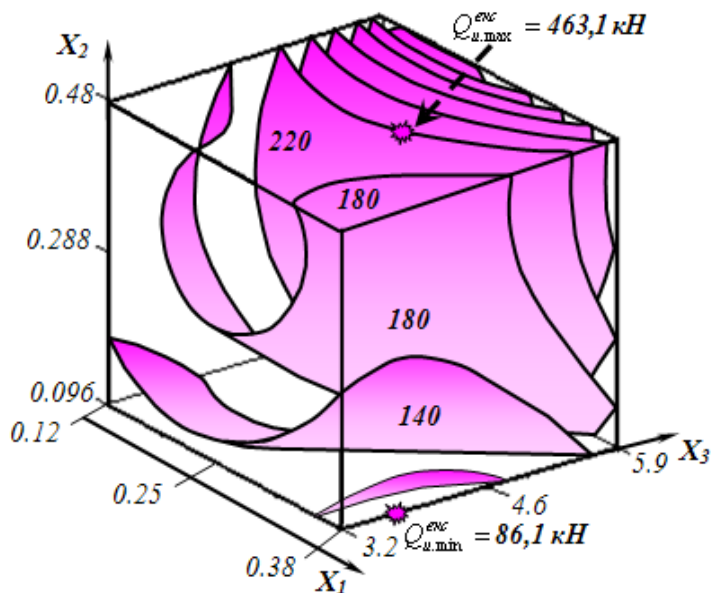


Рис. 4.11. Трифакторна залежність впливу факторів на Q_u^{exc}

Проаналізуємо вплив товщини стіни та міцності кладки на несучу здатність при зрізі Q_u^{exc} при фіксованому значенні другого фактору $x_2=0$ ($k_{nep} = 0,288$) (рис.4.12).

при $x_2 = 0$ ($X_2 = 0,288$)

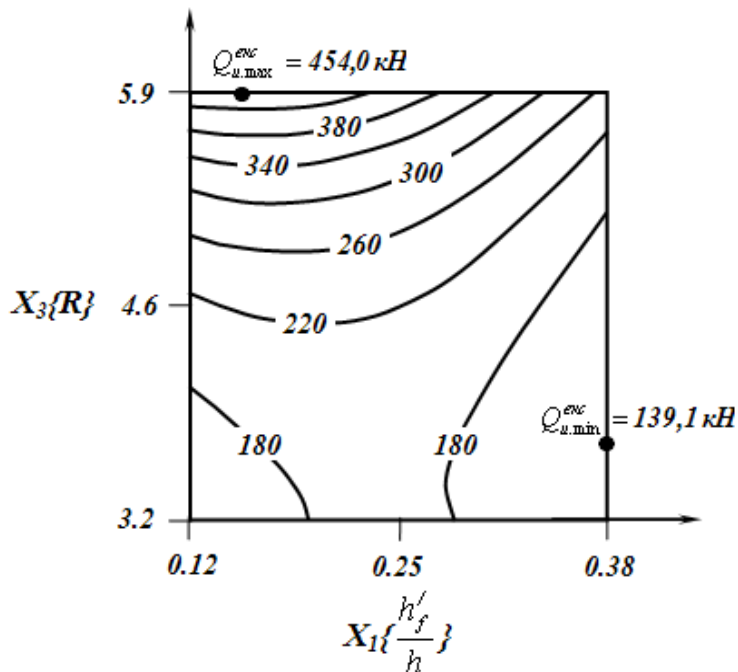


Рис. 4.12. Локальне поле в координатах « $X_1 - h_f' / h$ » и « $X_3 - R$ »

Несуча здатність Q_u^{exc} по відношенню до міцності кладки R має прямо пропорційну залежність, тобто при збільшенні міцності кладки її несуча здатність

на зріз зростає і навпаки. Якщо аналізувати перший фактор h'_f/h , то згідно рис.4.12 при зростанні h'_f/h від 0,12...0,25, $Q_u^{екс}$ зростало пропорційною. Найгірше на зріз працюють стіни з товщиною 380мм ($x_1 = +1$, $h'_f/h = 0,38$).

Проаналізуємо сумісний вплив товщини стіни та варіанту перев'язки на несучу здатність при зрізі $Q_u^{екс}$ при фіксованому значенні третього фактору $x_3 = +1$ ($R = 5,9$). Згідно рис.4.13 при збільшенні $k_{пер}$ від 0,096...0,288 несуча здатність кладки на зріз збільшується. При подальшому зростанні $k_{пер}$ до 0,48 несуча здатність зменшується. Отже найефективнішим варіантом є стіна товщиною 250мм, виконана трирядною перев'язкою з цегли марки М175 та розчину марки М50 з розрахунковим опором кладки стиску 5,9МПа.

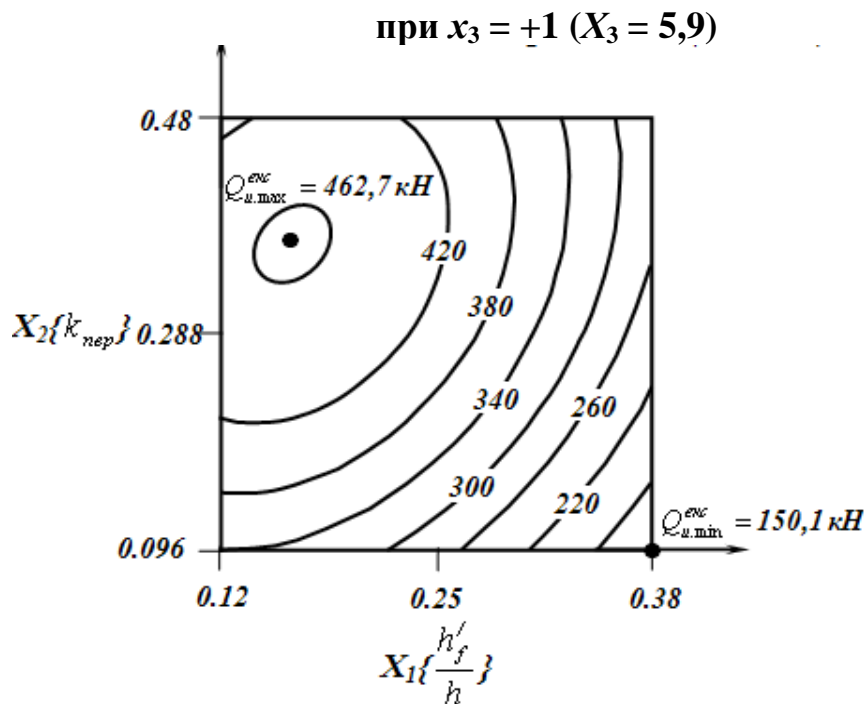


Рис. 4.13. Локальне поле в координатах « $X_1 - h'_f/h$ » и « $X_2 - k_{пер}$ »

Для порівняння збіжності експериментально отриманих значень з теоретично визначеними варіаційним методом, в програмному комплексі СОМРЕХ побудована трифакторна залежність впливу всіх факторів на теоретичну визначену несучу здатність стін при зрізі $Q_u^{теор}$ (рис.4.14). Залежності (рис.4.11, рис.4.14) добре співпадають.

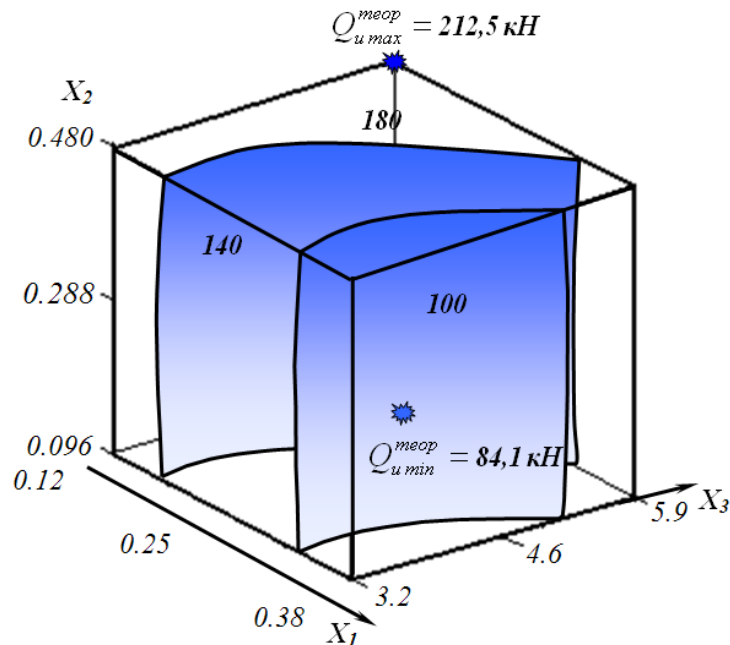


Рис. 4.14. Трифакторна залежність впливу всіх факторів на теоретично визначену несучу здатність стін при зрізі $Q_u^{теор}$

4.5. Аналіз збіжності отриманих теоретичних рішень з результатами експерименту та існуючою нормативною методикою

При статистичній обробці результатів досліджень слід виконати наступні операції:

- виключити відомі систематичні похибки з результатів досліджень (виключити викиди);
- обчислити оцінку середнього арифметичного відхилення виправлених результатів досліджень;
- обчислити оцінку середнього квадратичного відхилення результатів досліджень;
- обчислити значення відсотка (коефіцієнта) варіації.

Викидом є результат спостережень, який найбільш відхиляється від середнього значення та не належить генеральному розподілу властивостей (нормальному розподілу).

Мірою відстані результатів вимірів z_i від середнього значення \bar{z} є нормоване відхилення

$$\zeta_i = (z_i - \bar{z}) / s_z, i = \overline{1, N},$$

де середня оцінка S_z обчислюється по всім N точкам сукупності

$$s_z = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (z_i - \bar{z})^2}{N-1} \right]^{0.5}.$$

Спостереження z_j , яке характеризується максимальним значенням $|\zeta_j|$, може бути викидом ($z_i \in \text{Im}Z$).

Якщо априорі вважати вірогідним появу не більш одного викиду, то для його виявлення рекомендується використовувати критерій Смірнова – Груббса [140], заснований на припущенні про те, що $z_i \sim N\{v_{z_i}, \sigma_z^2\}, i = \overline{1, N}$. Нульова гіпотеза має вигляд

$$H_0 : v_{z_i} = v_z = \text{const}, i = \overline{1, N}. \quad (4.15)$$

Альтернативна гіпотеза

$$H_1 : v_{z_i} = v_z, i = 1, 2, \dots, j-1, j+1, \dots, N; v_{z_j} = v_z + \delta, \quad (4.16)$$

де $\delta \neq 0$ - викид.

Гіпотезу H_0 (4.15) відхиляють, якщо $|\zeta_j| > \zeta_{\alpha, N}$,

$$\zeta_{\alpha, N} = 1,41 + 0,5 \left\{ t^2 + 4E \lg(N/3) \right\}^{0,5} - t / E; \quad (4.17)$$

де $\zeta_{\alpha, N}$ - верхня α - межа розподілу Смірнова - Груббса [140], залежність якого від α та N для зручності обчислення апроксимована в [141] формулою (4.17);

$$t = 0,1672 + 4,7857\alpha; E = 0,16266 + 2,9569\alpha - 31,246\alpha^2;$$

$$0,1 \geq \alpha \geq 0,001; 3 \leq N \leq 1500.$$

Похибка апроксимації (4.17) не перевищує 5%.

Причиною появи викиду може бути похибка в вимірах та розрахунках; в дану вибірку може бути помилково прийнятий результат, який є елементом іншої сукупності.

Найбільш зручним є тривіальне преображення $z_i = y_i$. В ході досліджень міцності цегляних конструкцій на зріз отримані відношення: $\frac{Q_u^{\hat{\alpha}\hat{\epsilon}\hat{\eta}}}{Q_u^{\hat{C}\hat{I}\hat{E}\hat{I}}}, \frac{Q_u^{\hat{\alpha}\hat{\delta}\hat{\eta}}}{Q_u^{\hat{\delta}\hat{\alpha}\hat{\delta}}}$.

Визначимо викиди послідовно для кожного відношення (табл. 4.8).

Так для першого відношення $\frac{Q_u^{\hat{\alpha}\hat{\epsilon}\hat{\eta}}}{Q_u^{\hat{C}\hat{I}\hat{E}\hat{I}}}$ маємо:

$$\{y_i\}_{i=1}^{15} = \{0,82; 1,54; 1,28; 0,97; 1,45; 2,37; 1,51; 1,62; 1,6; 1,08; 2,13; 1,96; 3,15; 0,77; 1,96\}.$$

Порівняльна таблиця отриманих результатів

№ серії	Шифр зразка	$\frac{Q_u^{\hat{a}\hat{e}\hat{n}}}{Q_u^{\hat{N}\hat{e}\hat{l}}}$	$\frac{Q_u^{\hat{a}\hat{e}\hat{n}}}{Q_u^{\hat{z}\hat{i}\hat{e}}}$	$\frac{Q_u^{\hat{a}\hat{e}\hat{n}}}{Q_u^{\hat{o}\hat{a}\hat{i}\hat{o}}}$	$\frac{Q_u^{\hat{a}\hat{e}\hat{n}}}{Q_{u1}^{\hat{o}\hat{a}\hat{i}\hat{o}}}$	$\frac{Q_u^{\hat{a}\hat{e}\hat{n}}}{Q_u^{\hat{E}\hat{z}\hat{o}\hat{a}}}$
I	C1.1-1	0,82	0,82	0,61	0,66	4,41
	C1.3-1	1,54	0,93	1,15	1,24	3,13
	C2.2-1	1,28	0,85	1,25	1,37	2,16
	C3.1-1	0,97	0,97	1,28	1,41	2,62
	C3.3-1	1,45	0,87	1,90	2,09	3,21
II	C1.2-2	2,37	1,58	1,70	1,32	2,37
	C2.1-2	1,51	1,51	1,44	1,12	4,44
	C2.2-2	1,62	1,08	1,56	1,21	1,63
	C2.3-2	1,60	0,96	1,53	1,19	2,76
	C3.2-2	1,08	0,72	1,39	1,07	4,56
III	C1.1-3	2,13	2,13	1,62	1,27	3,44
	C1.3-3	1,96	1,18	1,50	1,18	3,95
	C2.2-3	3,15	2,1	3,25	2,54	7,76
	C3.1-3	0,77	0,77	1,03	0,80	3,19
	C3.3-3	1,96	1,18	2,64	2,06	4,05
Середнє арифметичне \bar{z}		1,614	1,176	1,59	1,37	3,578
Дисперсія s_z^2		0,634 ²	0,455 ²	0,639 ²	0,497 ²	1,454 ²
Відсоток варіації $v = \frac{s_z}{\bar{z}}, \%$		39,3	38,7	40,2	36,4	40,6

Апріорі було відомо, що викидом може бути тільки максимальне значення даного відношення. Припустимо, що величина Y підкорюється нормальному закону розподілу (нормалізуюче перетворення тривіально: $z_i = y_i$). Оскільки нульова гіпотеза (4.15) є більш підходящою ніж альтернативна (4.16) приймаємо критичний рівень значимості $\alpha_{k_0} = 0,01$ (вірогідність 99%). Обчислюємо статистики: оцінка

середнього арифметичного відхилення $\bar{z} = \frac{\sum_{i=1}^N z_i}{N} = 1,614$; $s_z = 0,634$;

$$\zeta_j = \max_{i \in 1, N} \{\zeta_i\} = 2,42; j=13.$$

Апріорна інформація про викид дозволяє скористатися однобічним критерієм $\zeta_{0,01;15} = 2,85$. Оскільки $\zeta_{13} = 2,42 < \zeta_{0,01;15} = 2,85$, відношення №13, $y_{13} = 3,15$ не є викидом.

Так для другого відношення $\frac{Q_u^{\text{дід}}}{Q_u^{\text{дід}}}$ маємо:

$$\{y_i\}_{i=1}^{15} = \{0,61;1,15;1,25;1,28;1,9;1,7;1,44;1,56;1,53;1,39;1,62;1,5;3,25;1,03;2,64\}$$

$$\bar{z} = 1,59; s_z = 0,639; \zeta_j = \max_{i \in 1, N} \{|\zeta_i|\} = 2,59; j=13.$$

Оскільки $\zeta_{13} = 2,59 < \zeta_{0,01;15} = 2,85$, відношення №13, $y_{13} = 3,25$ не є викидом.

Підозріле спостереження z_j (№13) належить генеральній сукупності властивостей $Z(z_j \in \text{Im}Z)$, а його суттєве відхилення від середнього пояснюється впливом тих самих випадкових факторів, котрі впливають на розкид інших результатів.

Згідно результатів табл. 4.8 з усіх "середніх" тільки середнє арифметичне інтерпретується як оцінка істинного значення вимірювальної величини, а формули (4.6, 4.13) дають результати, які добре співпадають з результатами експерименту. При цьому статистичні показники вказують на незначне розходження між експериментальними та теоретичними результатами.

4.6. Висновки за розділом

1. Запропонована достатньо загальна методика розрахунку міцності цегляних конструкцій при зрізі, яка враховує вплив характеристик міцності кладки на розтяг (R_t) і стиск (R_c), розмірів конструкцій та площі прикладення навантаження.

2. Аналіз збіжності експериментальних даних в порівнянні з результатами, отриманими за нормативною і запропонованими методиками вказує на те, що найкращі статистичні характеристики мають інженерний ($\bar{z} = 1,176; v = 0,387$) та варіаційний методи розрахунку ($\bar{z} = 1,37; v = 0,364$).

3. При розрахунку типових конструкцій відповідно запропонованій методиці встановлено можливість зниження загальних витрат цегли, розчину та оптимізація конструктивних вирішень елементів.

4. Оскільки дані таблиці 4.8. вказують на те, що підставляючи R та R_c , отримані експериментальним шляхом, результати мають ліпшу збіжність, ніж при підстановці R та R_c , визначених за [29,30] пропонуємо визначати розрахунковий опір стиску за результатами випробувань зразків - призм.

5. Згідно розрахунків в ПК СОМРЕХ найефективнішим варіантом є стіна товщиною 250мм, виконана трирядною посиленою перев'язкою з цегли марки М175 та розчину марки М50. Використання п'ятирядної посиленої системи перев'язки стику стін є неефективним, так як руйнування виникає по послабленому швами перерізу кладки та несуча здатність таких стін на зріз не збільшується порівняно зі зразками-стінками, виконаними іншими варіантами перев'язки.

6. При незмінній площині зрізу, але при збільшенні товщини стінки, яка зрізається, несуча здатність на зріз зменшується через дію згинального моменту.

Наприклад, при значній товщині стіни (380мм) руйнування від зрізу відбулось при меншому навантаженні, ніж при товщині 250мм, при цьому площа зрізу обох зразків була однаковою.

5. ПРАКТИЧНІ ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ПЕРЕРІЗІВ НА ЗРІЗ ТА ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

5.1. Приклад розрахунку цегляної кладки на зріз варіаційним методом

Візьмемо за приклад модель С1.3-1. Стіна товщиною 12 см, висотою 69,5 см, довжиною 50 см, завантажена рівномірно розподіленим навантаженням по всій товщині стіни, примикає до стіни товщиною 25 см. Стіни викладені із цегли марки М100 із щілиноподібними пустотами на розчині марки М50. Стіна виконана п'ятирядною (посиленою) системою перев'язки. Необхідно визначити несучу здатність цегляної кладки на зріз.

1. Знаходимо розрахунковий опір кладки стиску
 $R = 3,24$ МПа (за формулою Оніщика п.2.2.3).
2. Знаходимо розрахунковий опір кладки розтягу
 $R_t = 2 \cdot 0,18 = 0,36$ МПа (за табл. 11 [29]).
3. Використовуючи функціонал (4.5) для плоского напруженого стану за відповідною формулою (4.6) знаходимо граничне навантаження зрізу відповідно до кінематичної схеми руйнування (рис.5.1)

$$q_u = \left(\begin{array}{l} m \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \cdot \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + \\ + R_{bt} (k + tg\alpha) \cdot \frac{tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} \end{array} \right) \cdot \frac{b}{\gamma b'_f}. \quad (5.1)$$

4. Значення граничного навантаження отримується за формулою (5.1) шляхом пошуку умовного мінімуму, використовуючи обмеження: $\sum M_B = 0$, $\sum X = 0$, $\sum Y = 0$, $tg\alpha \geq 0$, $tg\beta \geq 0$, $k \geq 0$.

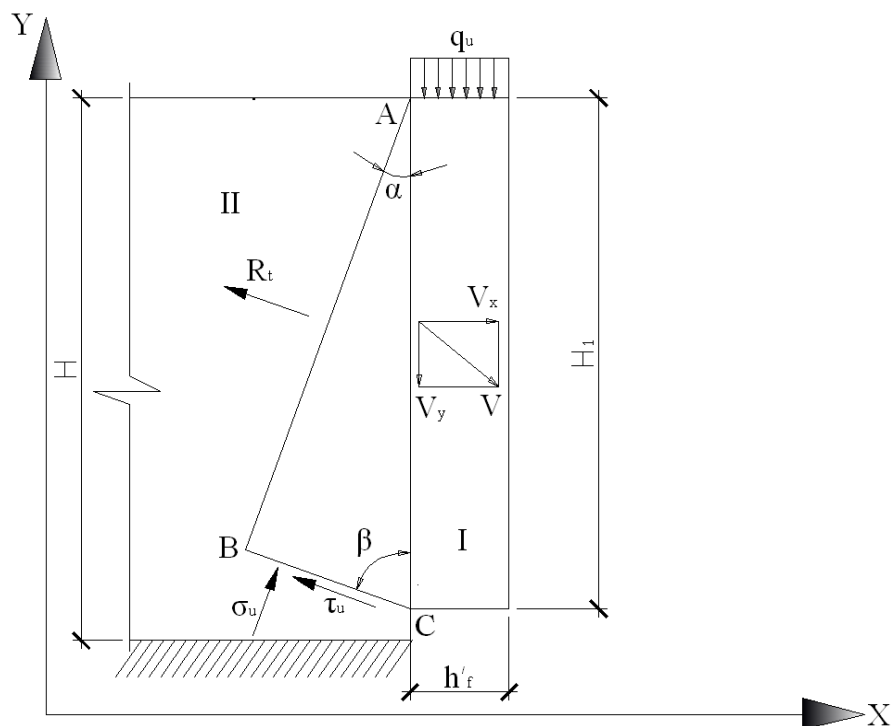


Рис. 5.1. Кінематична можлива схема руйнування стику цегляних стін при зрізі

5. За допомогою програми Microsoft Excel – пошук рішення (рис.5.2), вводячи вихідні дані отримуємо $q_u = 2,52 \text{ МПа}$.

6. Несуча здатність цегляної кладки при зрізі

$$Q_u = q_u A = q_u h'_f b'_f, \quad (5.2)$$

де A – площа, на яку передається навантаження;

h'_f, b'_f – товщина та довжина стіни.

За формулою (5.2) $Q_u = 2,52 \cdot 10^{-1} \cdot 12 \cdot 50 = 151,2 \text{ кН}$

Несуча здатність цегляної стіни С1.3-1 (табл.5.1) при зрізі $Q_u = 151,2 \text{ кН}$.

Таблиця 5.1

Порівняння результатів розрахунку

Марка зразка	$Q_u^{екс}$, кН	$Q_u^{теор}$, кН	$\frac{Q_u^{âêñ}}{Q_u^{ââð}}$	$\frac{Q_u^{âêñ}}{Q_u^{Ñíëĭ}}$
С1.3-1	174,4	151,2	1,15	1,54

Розрахунок у загальному вигляді

Відомі параметри										
Характеристики:										
цегляної кладки			арматури			зразку				
R	R_t	X	m	B	A_s	σ_y	H_1	b'_f	h'_f	T_{ay}
3.24	0.36	0.111111	2.88	0.61661	0	0	69.5	50	12	1.776
Невідомі параметри										
$tg\alpha$	α^0	$tg\beta$	β^0	k						
0.198878578	0.196317037	0.803127965	0.67664533	0.803129556						
$q_u =$				2.5163125494733700						
				МПа						

11.2481

38.7689

Частини виразу	Частини додаткового виразу	Невідомі
$(k-tg\beta) =$	$(1+tg^2 \alpha) =$	$tg\beta =$
1.5917E-06	1.039552689	0.8031279647522550
$(ktg\beta+1) =$	$(1+tg^2 \beta) =$	$tg\alpha =$
1.645015806	1.645014528	0.1988785780976190
$(tg\beta+tg\alpha) =$	$tg\alpha * tg\beta =$	$k =$
1.002006543	0.159724948	0.8031295564475500
$(k+tg\alpha) =$	M_B	
1.002008135	0.00000001	
	X	0.00000001
	Y	0.00000000

Рис.5.2. Розрахунок граничного навантаження зрізу в Microsoft Excel варіаційним методом

5.2. Приклад розрахунку цегляної кладки на зріз інженерним методом

1. Згідно чинних норм елементи цегляної кладки розраховують на зріз за формулою

$$Q \leq R_{sq} A_{\zeta\delta}, \quad (5.3)$$

де Q - розрахункове зусилля зрізу;

R_{sq} - розрахунковий опір цегляної кладки зрізу, знаходиться за табл.11[29],

$$R_{sq} = 0,65 \cdot 2 = 1,3 \text{ МПа};$$

$A_{зр}$ - площа зрізу.

2. В розрахунок рекомендуємо ввести коефіцієнт перев'язки $k_{пер}$. При цьому площа зрізу буде визначатися

$$A_{\zeta\delta} = k_{i\ddot{a}\delta} \dot{A}_{i\ddot{a}\delta}, \quad (5.4)$$

де $\dot{A}_{i\ddot{a}\delta}$ - площа зрізу бруто, без вирахування вертикальних швів,

$$\dot{A}_{i\ddot{a}\delta} = 25 \cdot 69,5 = 1737,5 \text{ м}^2;$$

$k_{пер}$ - коефіцієнт перев'язки, який визначається за формулою (4.13)

$$k_{пер} = \frac{n_{пер.рядів}}{n_{рядів}}, \quad (5.5)$$

де $n_{пер.рядів}$ - кількість перев'язаних рядів в одному сегменті кладки;

$n_{рядів}$ - загальна кількість рядів в одному сегменті.

За формулою (5.5) для п'ятирядної перев'язки $k_{пер}$ дорівнюватиме

$$k_{пер} = 5/6 = 0,83;$$

$$A_{\zeta\delta} = 0,83 \cdot 1737,5 = 1442,125 \text{ м}^2,$$

$$Q \leq R_{sq} \cdot A_{\zeta\delta} = 0,13 \cdot 1442,125 = 187,5 \text{ кН}.$$

Несуча здатність цегляної стіни С1.3-1 (табл.5.2) при зрізі $Q_u = 187,5 \text{ кН}$.

Таблиця 5.2

Порівняння результатів розрахунку

Марка зразка	$Q_u^{екс}$, кН	$Q_u^{інж}$, кН	$\frac{Q_u^{\dot{a}\delta\tilde{n}}}{Q_u^{\ddot{a}\delta\tilde{n}}}$	$\frac{Q_u^{\dot{a}\delta\tilde{n}}}{Q_u^{\ddot{a}\delta\tilde{n}}}$
С1.3-1	174,4	187,5	0,93	1,54

Висновок: Аналіз таблиць 5.1 та 5.2 свідчить про ліпшу збіжність з експериментальними даними результатів, отриманих варіаційним та інженерним методами, ніж результатів, отриманих згідно чинних норм.

5.3. Практичні пропозиції щодо удосконалення методики розрахунку перерізів на зріз

Для зручності знаходження коефіцієнта перев'язки пропонується використовувати таблицю 5.3. Обравши необхідний різновид перев'язки та відповідний коефіцієнт можна більш точно визначити площу зрізу, шляхом корегування площі перерізу брунто на коефіцієнт перев'язки.

Таблиця 5.3

Коефіцієнт перев'язки для різних видів перев'язки стиків кладки

Вид перев'язки	Ескіз	$n_{пер.рядів}$	$n_{рядів}$	$k_{пер} = \frac{n_{пер.рядів}}{n_{рядів}}$
1	2	3	4	5
Однорядна (ланцюжкова, дворядна*)		1	2	0,5
Дворядна (трирядна*)		1	3	0,33
Трирядна (чотирирядна*)		1	4	0,25
Чотирирядна (п'ятирядна*)		1	5	0,2

1	2	3	4	5
П'ятирядна (шестирядна*)	4 <input type="text"/> 3 <input type="text"/> 2 <input type="text"/> 1 <input type="text"/> 6 <input type="text"/> 5 <input type="text"/> 4 <input type="text"/> 3 <input type="text"/> 2 <input type="text"/> 1 <input type="text"/>	1	6	0,17
Трирядна посилена**	2 <input type="text"/> 1 <input type="text"/> 4 <input type="text"/> 3 <input type="text"/> 2 <input type="text"/> 1 <input type="text"/> 4 <input type="text"/> 3 <input type="text"/> 2 <input type="text"/> 1 <input type="text"/>	3	4	0,75
П'ятирядна посилена**	4 <input type="text"/> 3 <input type="text"/> 2 <input type="text"/> 1 <input type="text"/> 6 <input type="text"/> 5 <input type="text"/> 4 <input type="text"/> 3 <input type="text"/> 2 <input type="text"/> 1 <input type="text"/>	5	6	0,83

* різновиди назв систем перев'язки в деяких довідниках;

** варіанти перев'язки, запропоновані автором.

5.4. Висновки за розділом

1. Запропонований інженерний метод дозволяє розраховувати кам'яні конструкції на зріз з урахуванням системи перев'язки швів шляхом введення коефіцієнту перев'язки, отримуючи при цьому більш достовірні результати.

2. Використання табл.5.3 для визначення $k_{пер}$ є простим та зручним.

3. Наведені приклади розрахунку ілюструють практичну реалізацію запропонованих методик. Порівняння результатів розрахунків за розробленою та нормативною методиками вказує на суттєве заниження нормами дійсної несучої здатності.

4. Результати експериментально-теоретичних досліджень були впроваджені в практику проектування та будівництва, що призвело до значного економічного ефекту.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Монографія присвячена дослідженню напружено-деформованого стану стиків цегляних стін при зрізі. У роботі проаналізовані передумови експериментально-теоретичних досліджень даної проблеми.

На підставі отриманих автором в ході експериментально-теоретичних досліджень результатів розроблена науково обґрунтована методика оцінювання міцності стиків кам'яних стін при зрізі, що базується на експериментально підтвердженому напружено-деформованому стані. При розрахунку типових конструкцій відповідно запропонованій методиці встановлено можливість зниження загальних витрат цегли, розчину та оптимізація конструктивних вирішень елементів.

Методика та рекомендації, розроблені на підставі, як власних досліджень, так і експериментів інших авторів, щодо оцінювання міцності кам'яних конструкцій дозволяють проектувати такі конструкції економічними та надійними. Варіаційний метод пропонується використовувати при дослідженні напружено-деформованого стану конструкцій при зрізі, а інженерний, завдяки своїй простоті, дозволяє вдосконалити чинну методику розрахунку. Рекомендації щодо визначення коефіцієнту перев'язки кладки слід використовувати для проектування нових конструкцій при визначенні міцності їх стиків на зріз, а також під час експлуатації будівель та споруд при оцінюванні їх залишкової несучої здатності.

Основні результати та висновки роботи зводяться до наступного:

1. Існуючі норми розрахунку міцності перерізів цегляних конструкцій на зріз не враховують фактичного НДС та систему перев'язки кладки і суттєво занижують несучу здатність.

2. Досліджено особливості НДС цегляних зразків при зрізі. Характер руйнування зразків крихкий.

3. Для підвищення міцності перерізів на зріз необхідно використовувати трирядну посилену перев'язкою стику стін (утвореної чергуванням трьох тичкових рядів та одного ложкового), оскільки несуча здатність таких зразків на зріз за результатами випробувань найвища.

4. На основі варіаційного методу теорії пластичності бетону запропонована вдосконалена методика розрахунку міцності на зріз стиків цегляних стін, яка ураховує характер руйнування та вплив основних визначальних факторів: характеристик міцності кладки на розтяг (R_t) і стиск (R), геометричних розмірів конструкцій та площі прикладання навантаження.

5. ПК Ліра 9.4. достовірно прогнозує НДС кладки, а отримані значення несучої здатності зразків на зріз відрізняються від експериментальних через некоректність прийняття умов міцності для плоского напруженого стану.

6. Запропонований інженерний метод розрахунку уточнює чинні норми шляхом урахування системи перев'язки кладки та є простим для широкого використання. Порівняння розрахункових даних з результатами дослідів вказує на

те, що найкращі статистичні характеристики мають інженерний ($\bar{z}=1,176$; $v = 0,387$) та варіаційний методи розрахунку ($\bar{z}=1,37$; $v = 0,364$).

Додаток А

Розподіл напружень σ_x та σ_y зразків-стінок

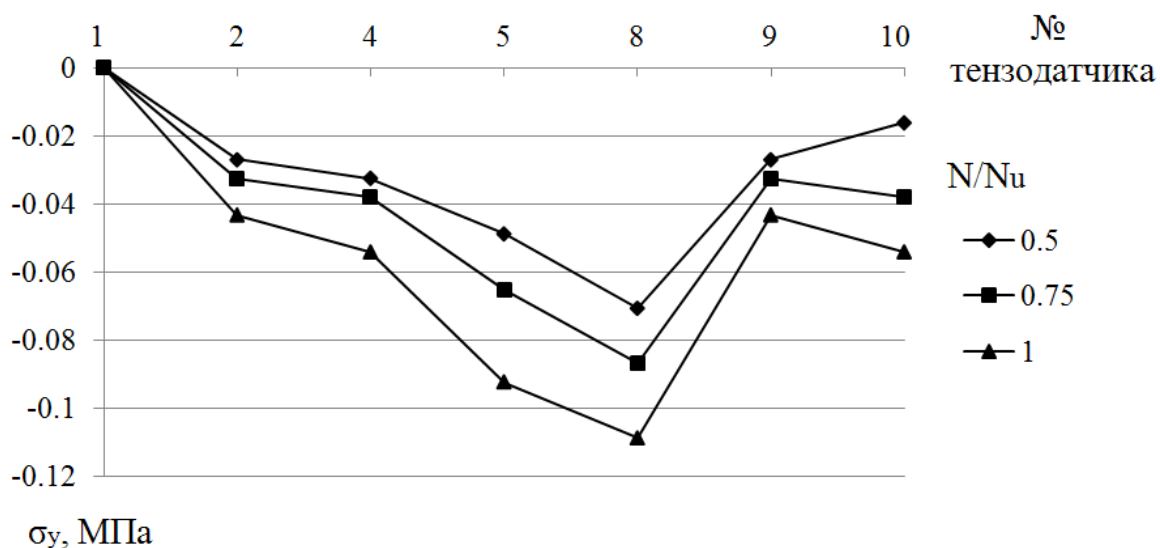


Рис. А.1. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С1.1-1

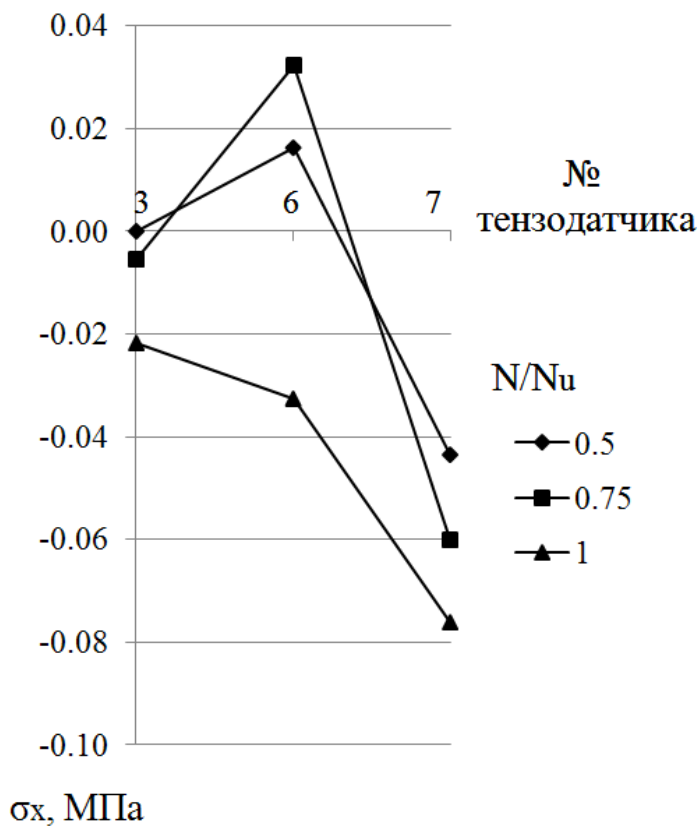


Рис. А.2. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С1.1-1

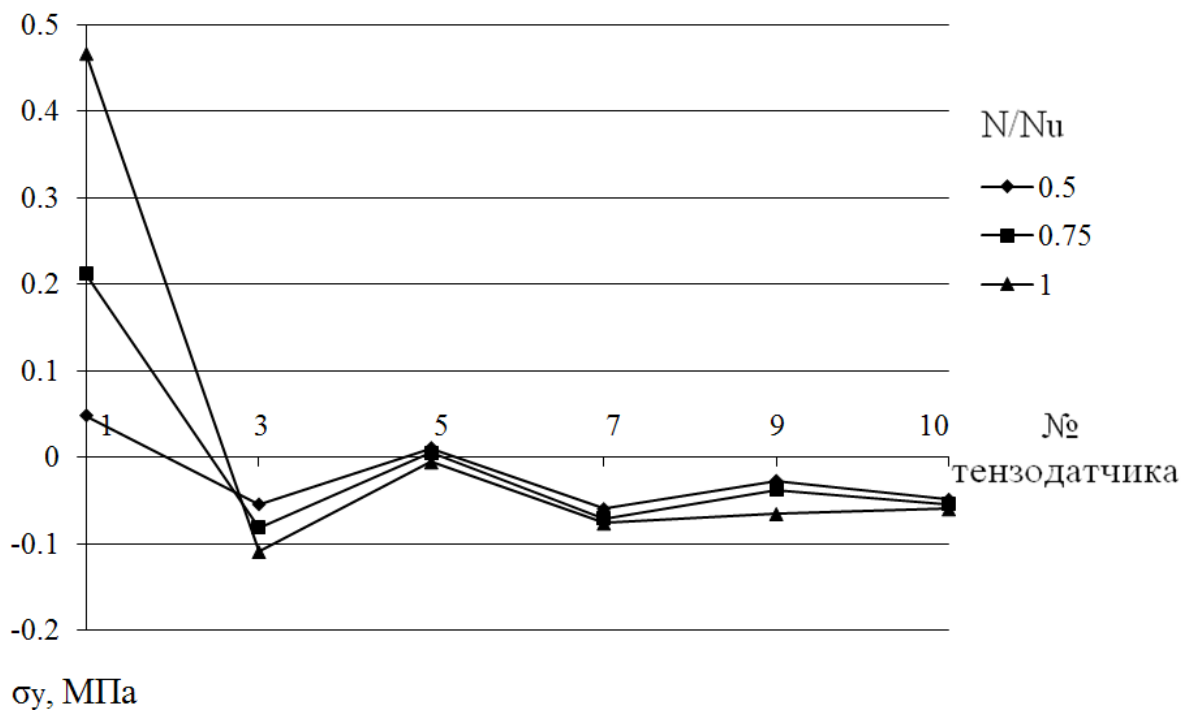


Рис. А.3. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С1.3-1

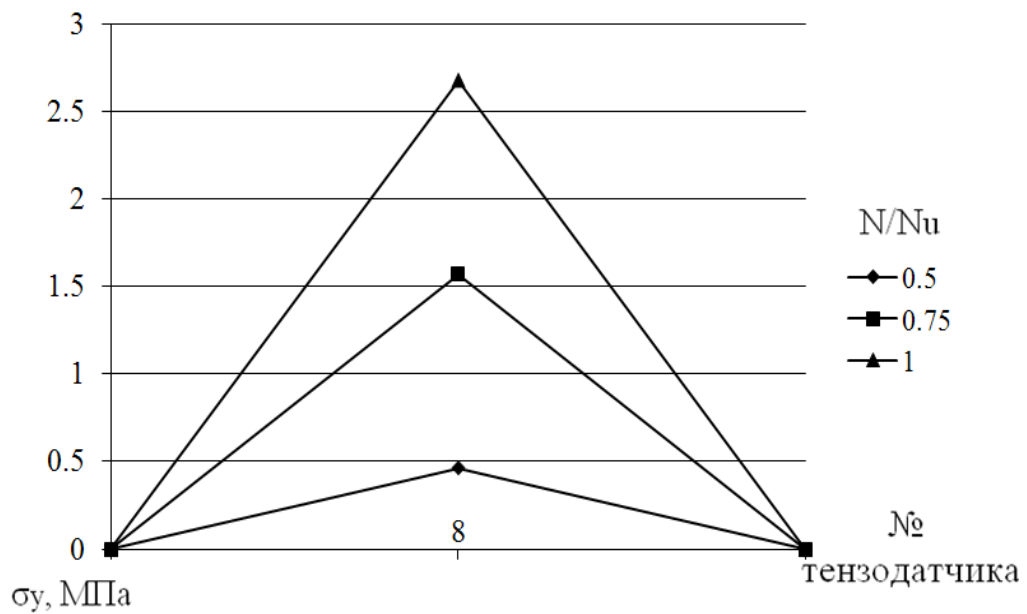


Рис. А.4. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С1.3-1

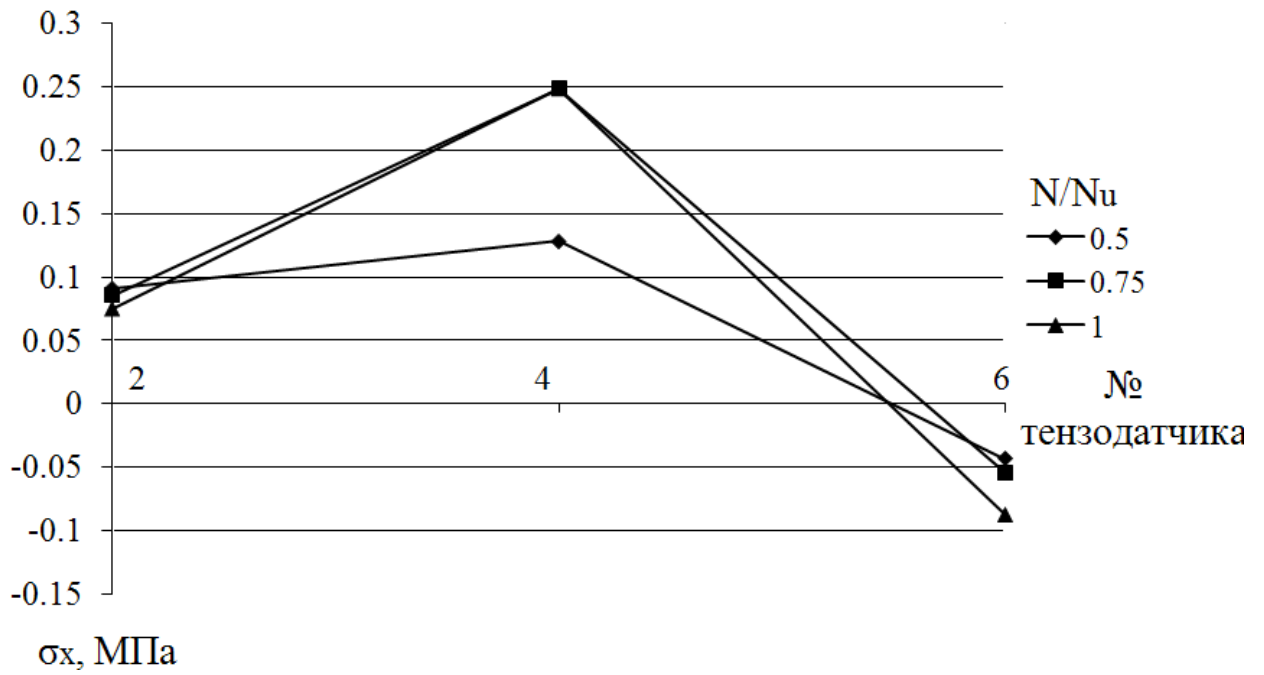


Рис. А.5. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С1.3-1

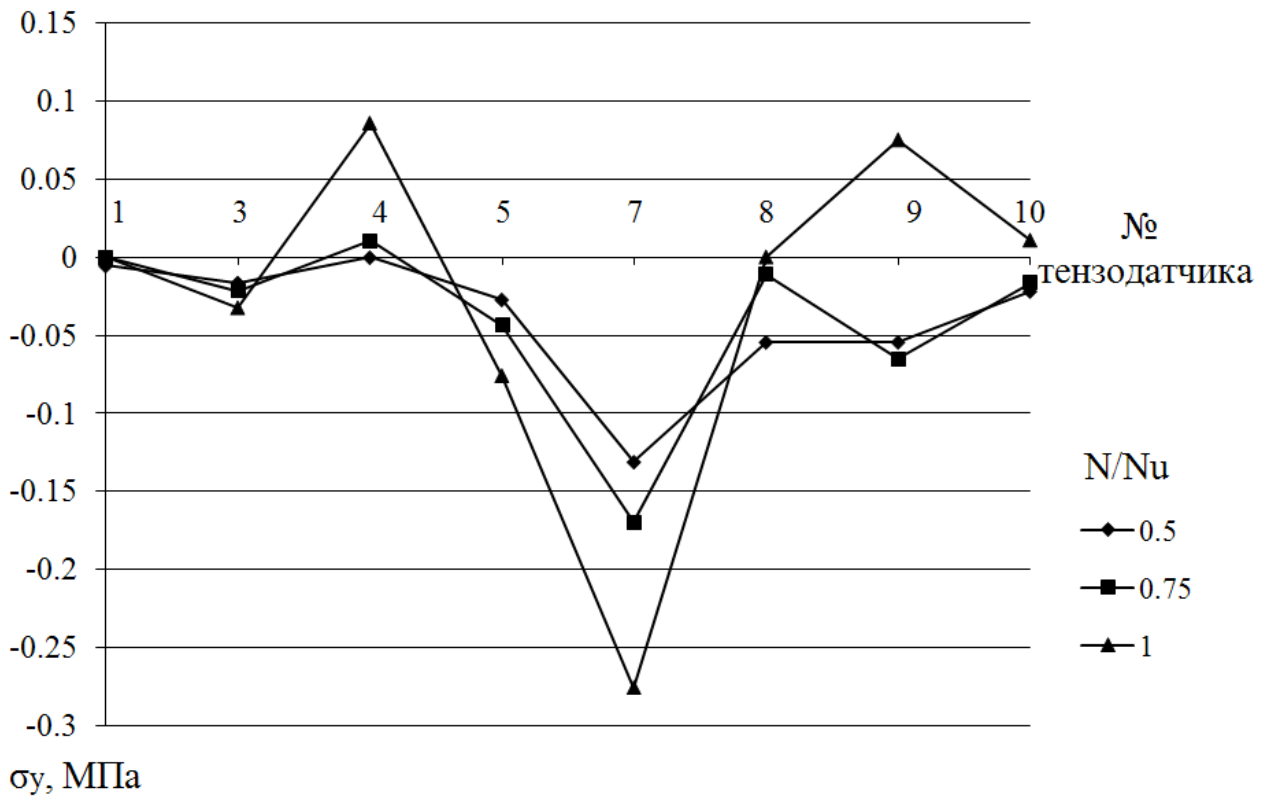


Рис. А.6. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С3.1-1

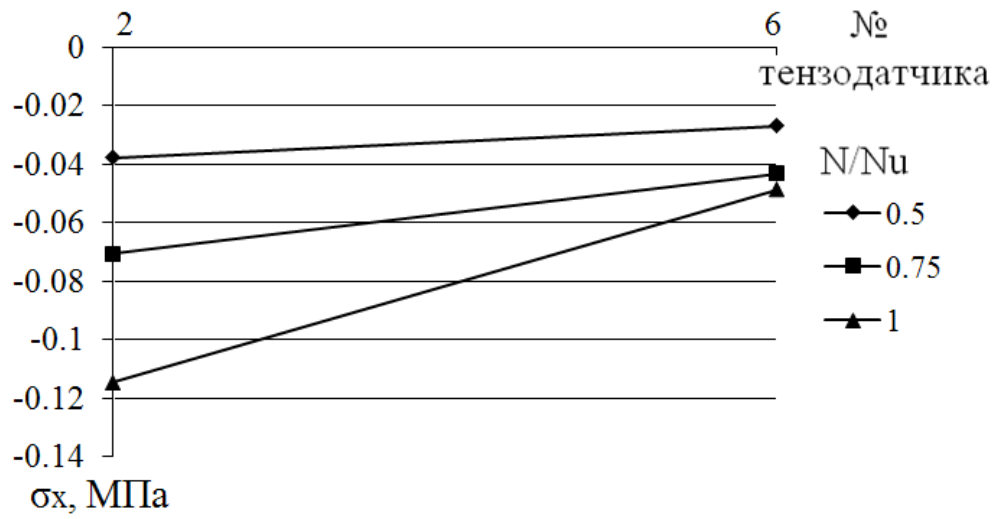


Рис. А.7. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С3.1-1

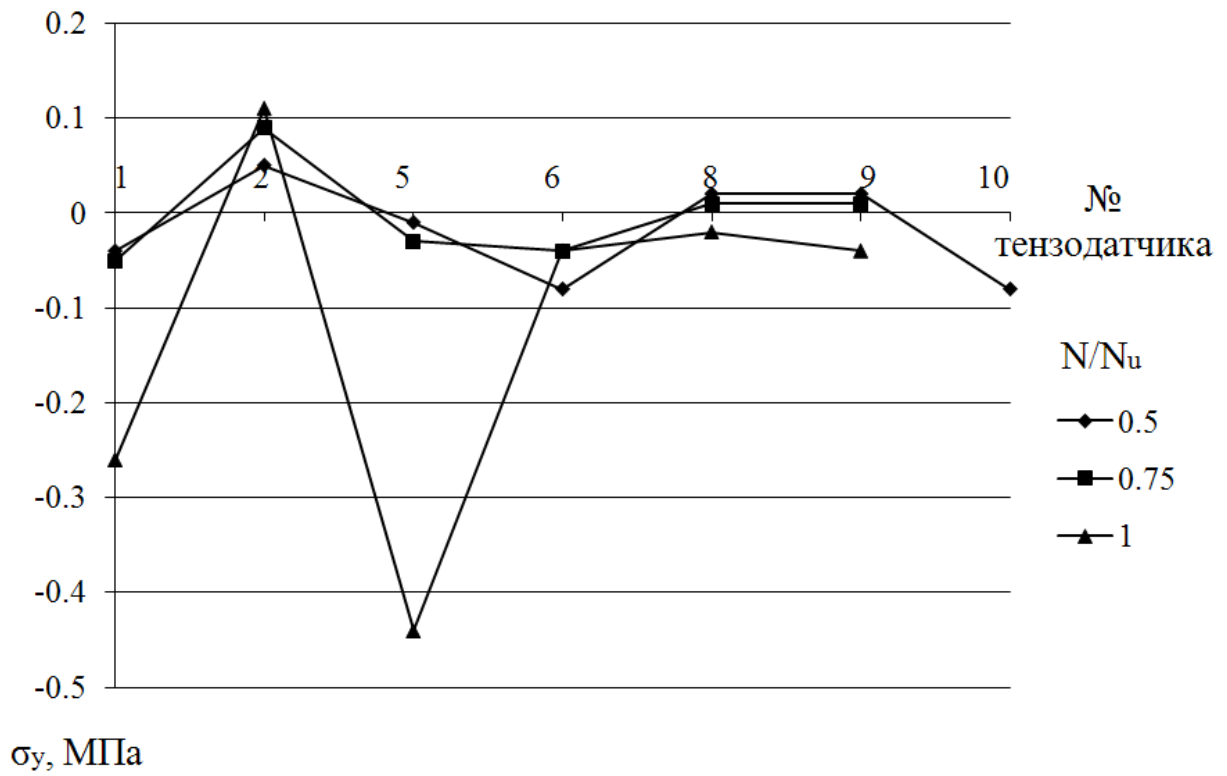


Рис. А.8. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С3.3-1

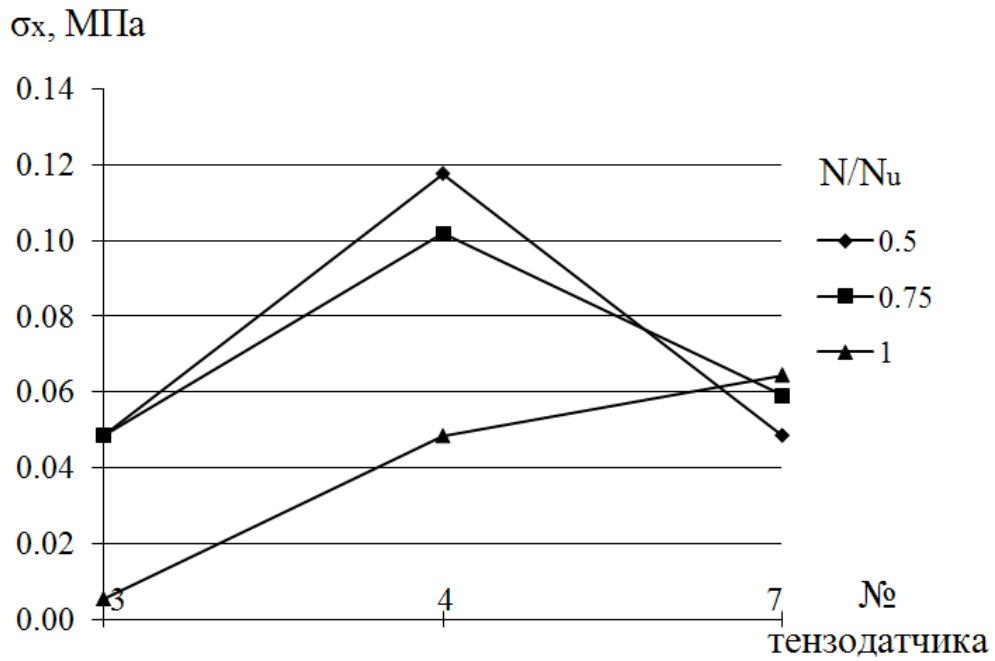


Рис. А.9. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С3.3-1

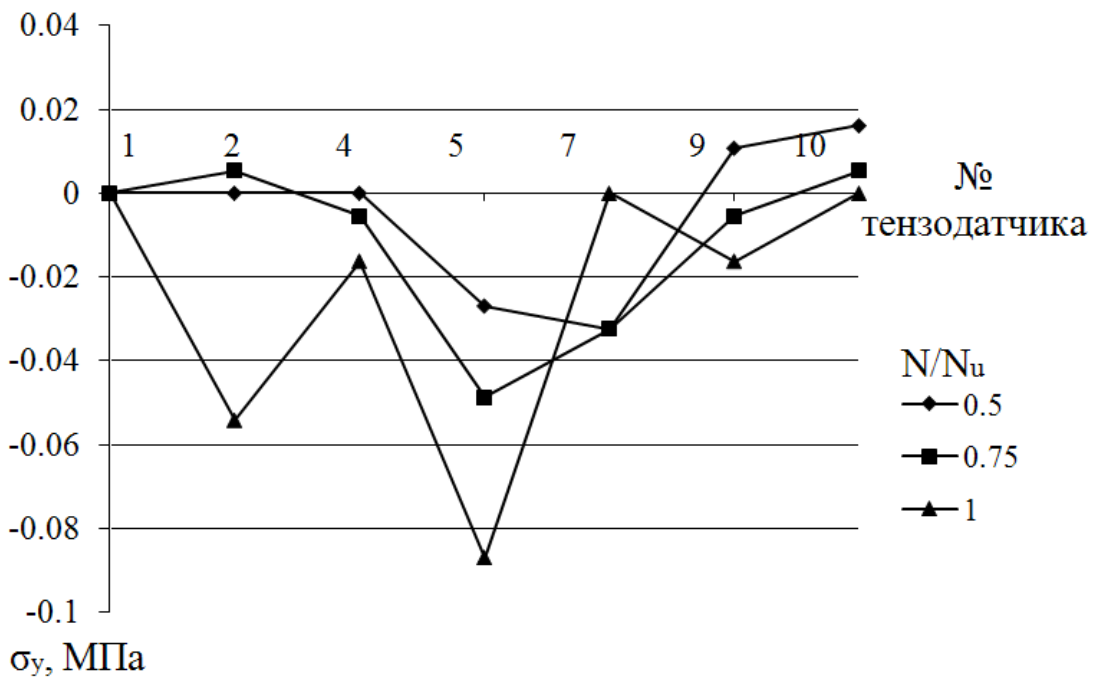


Рис. А.10. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С2.2-1

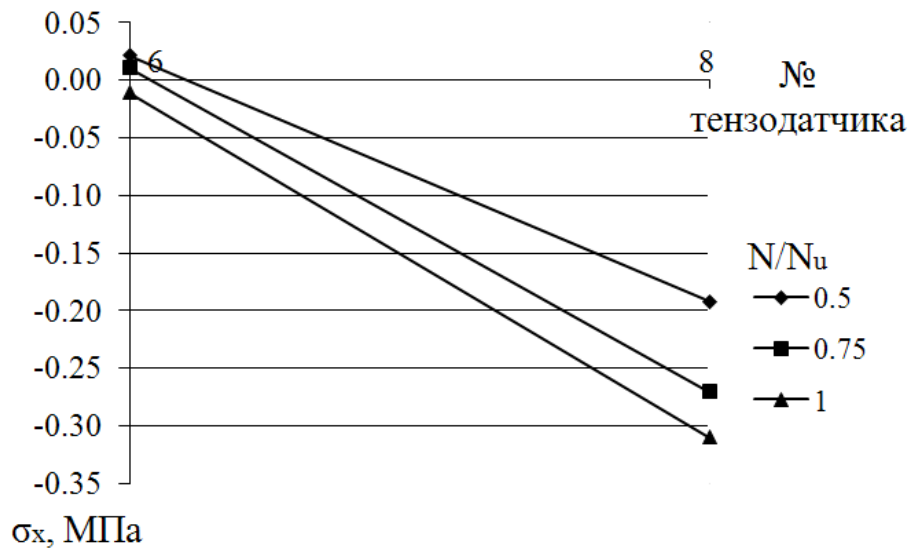


Рис. А.11. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С2.2-1

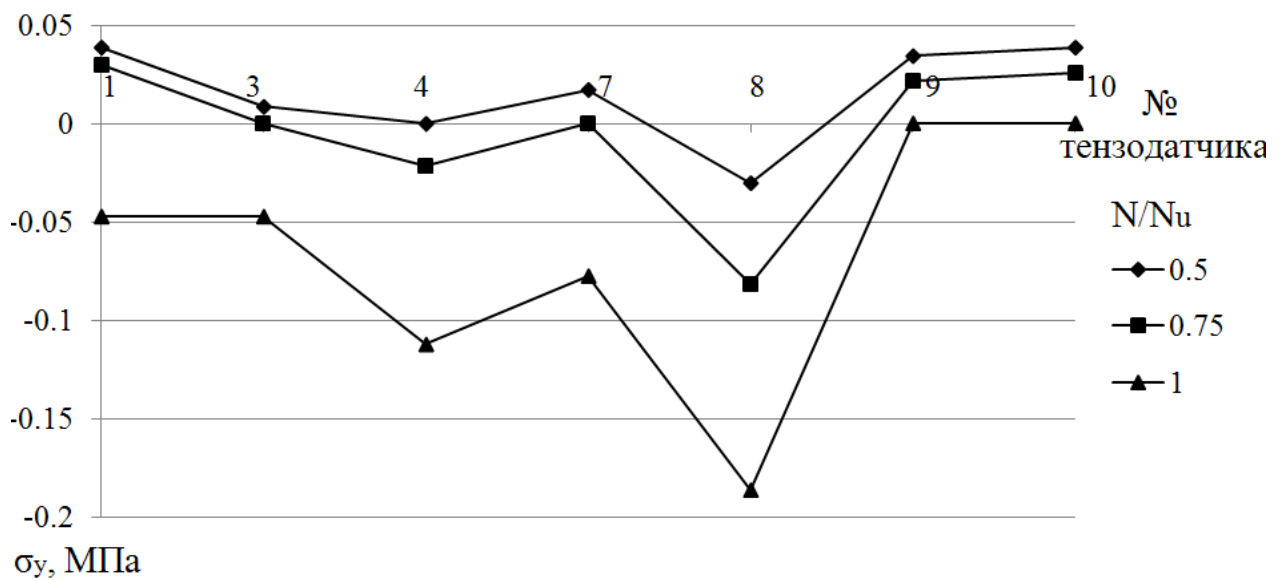


Рис. 3.12. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С1.2-2

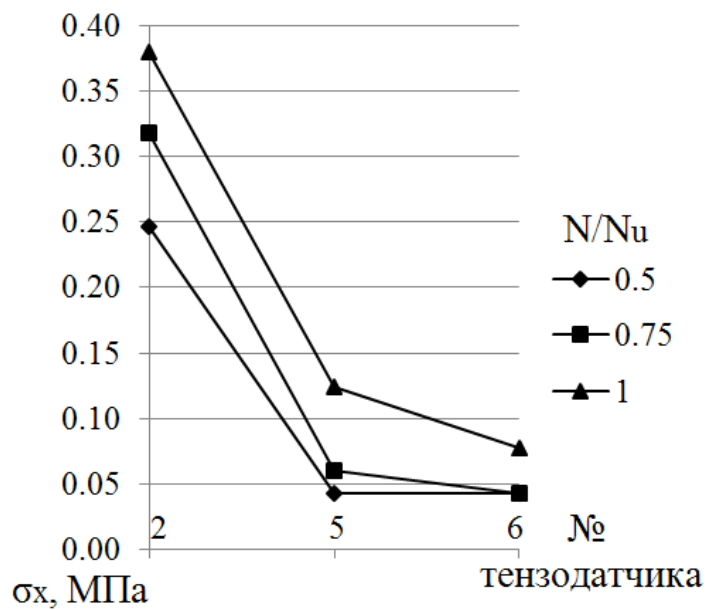


Рис. А.13. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С1.2-2

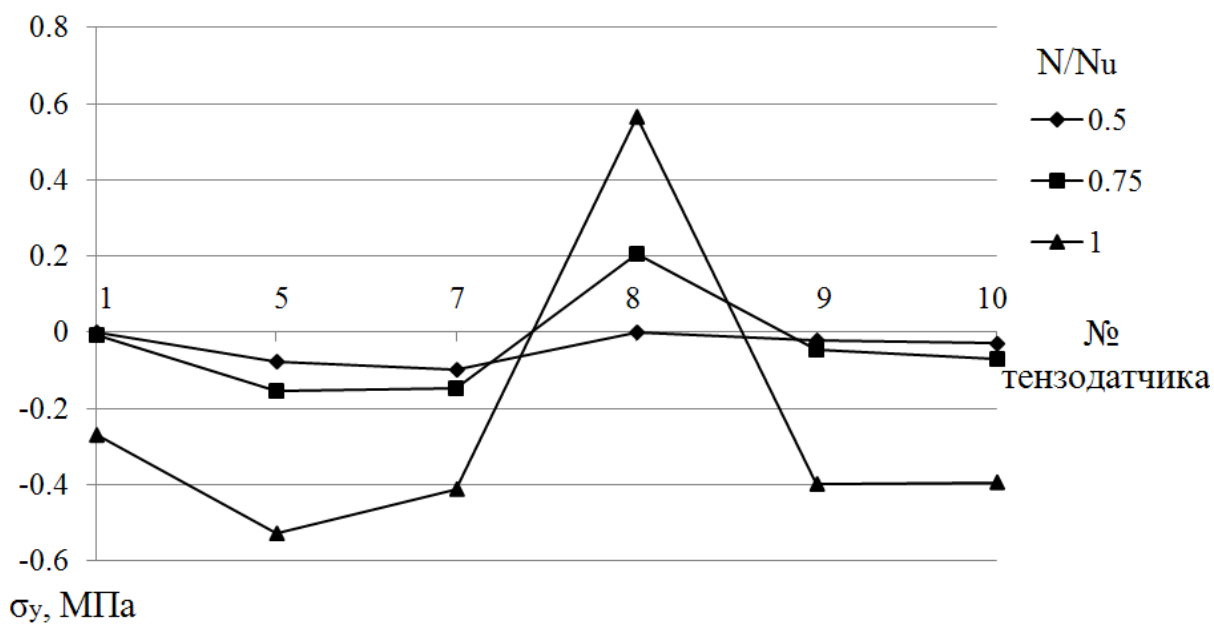


Рис. А.14. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С2.1-2

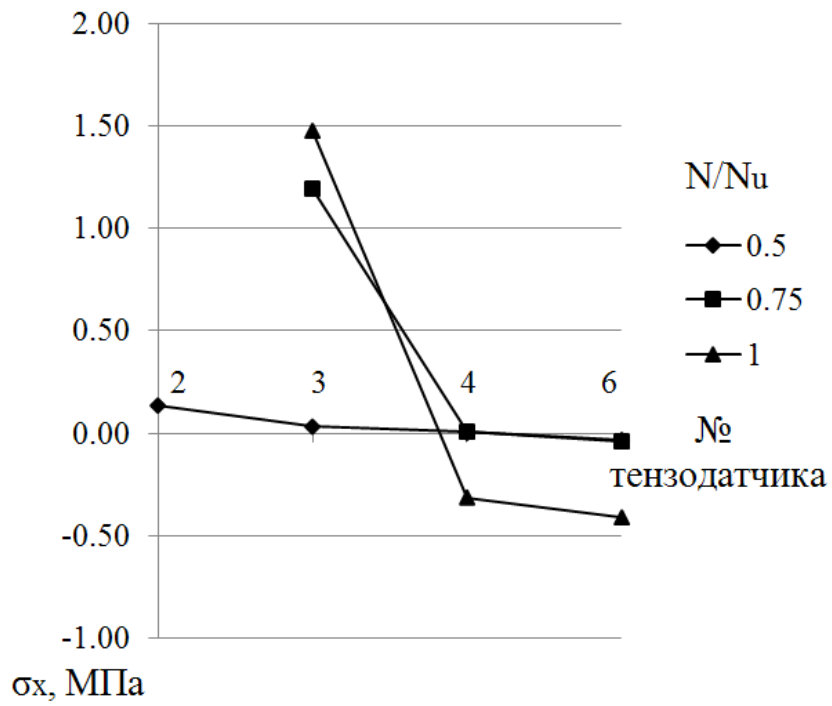


Рис. А.15. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С2.1-2

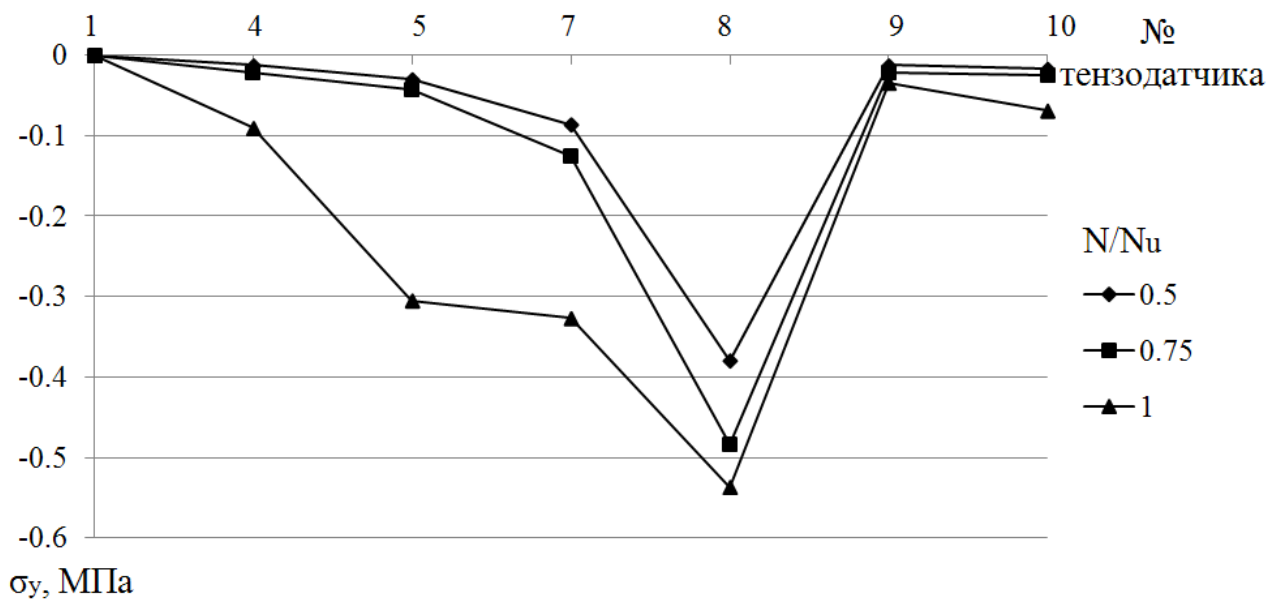


Рис. А.16. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С2.2-2

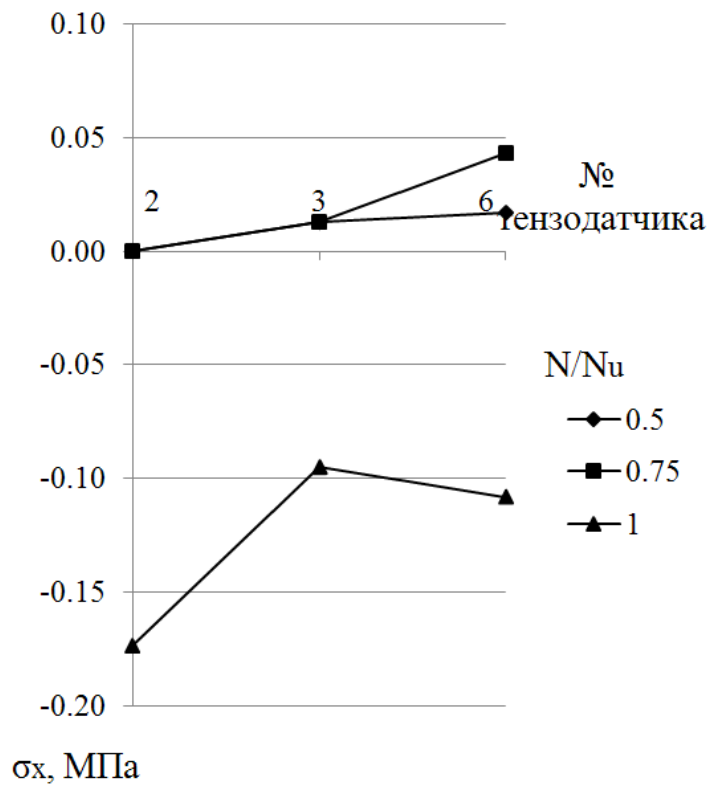


Рис. А.17. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С2.2-2

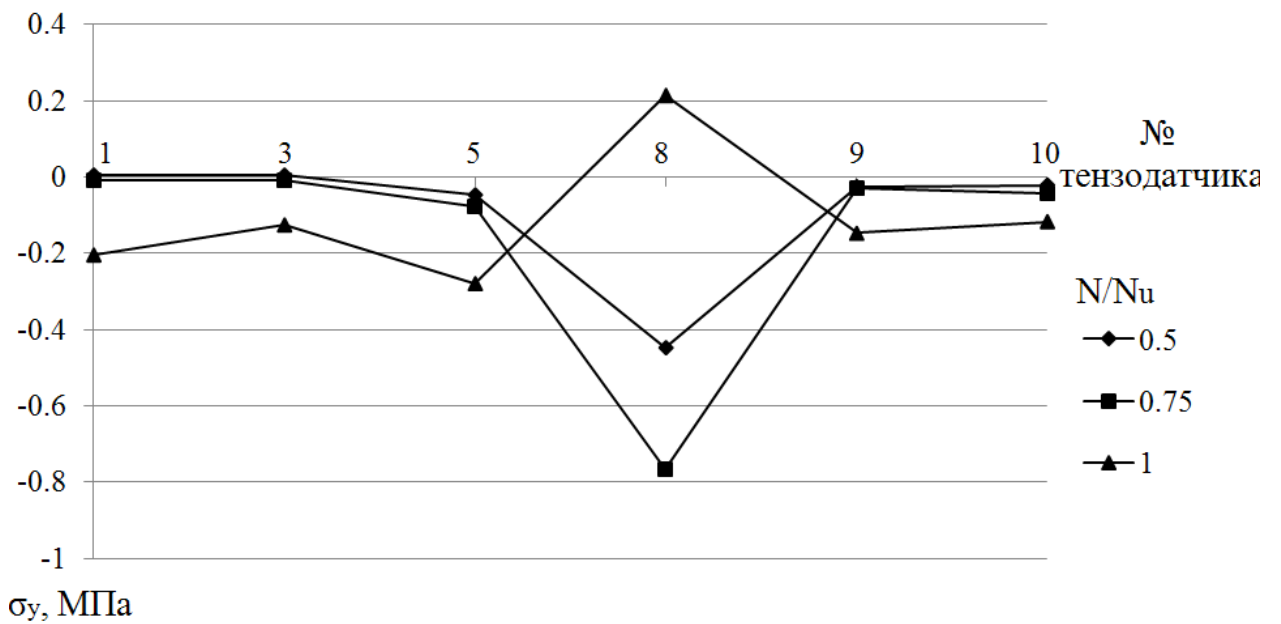


Рис. А.18. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С2.3-2

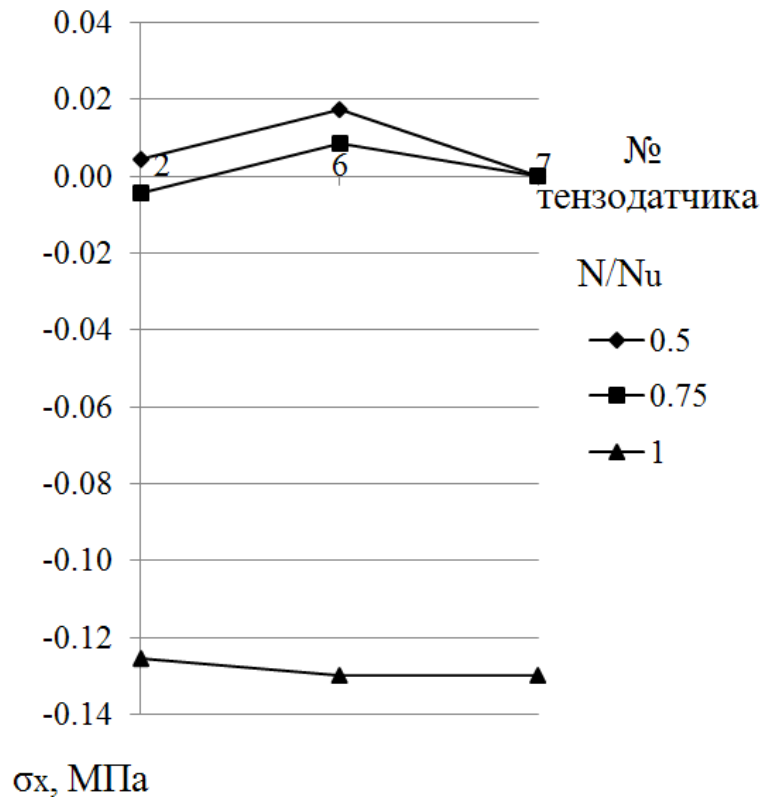


Рис. А.19. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С2.3-2

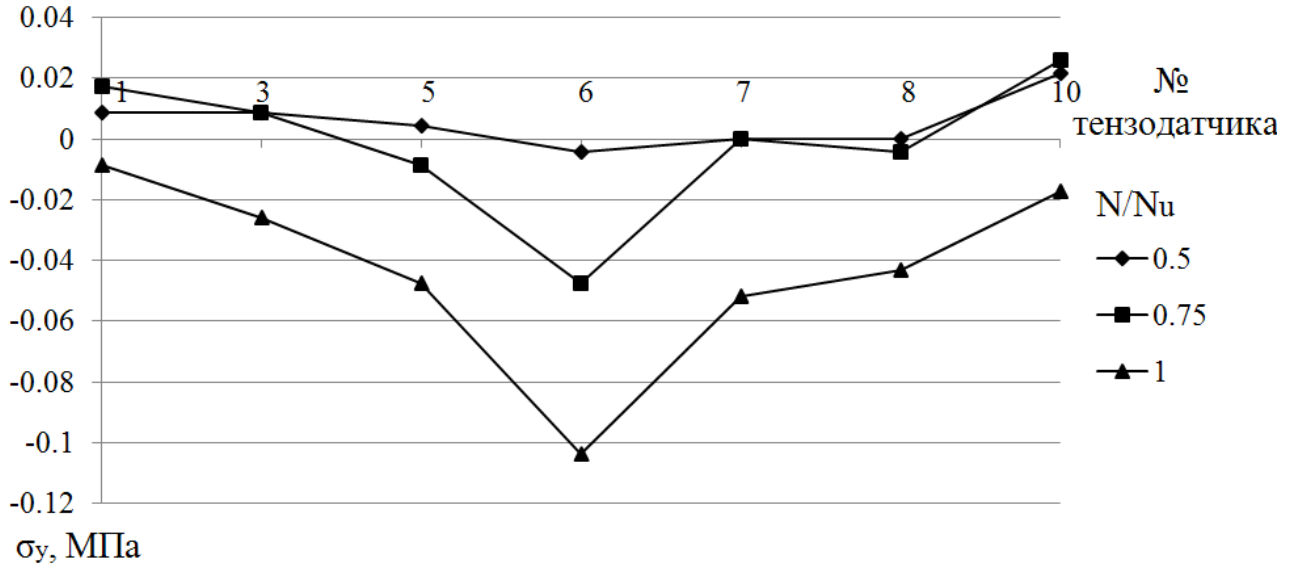


Рис. А.20. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С3.2-2

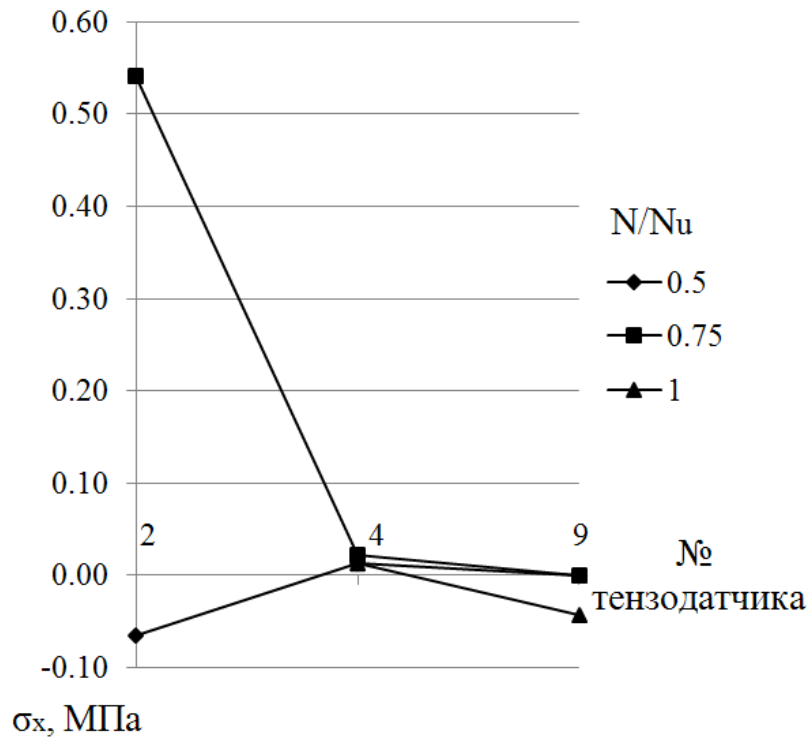


Рис. А.21. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С3.2-2

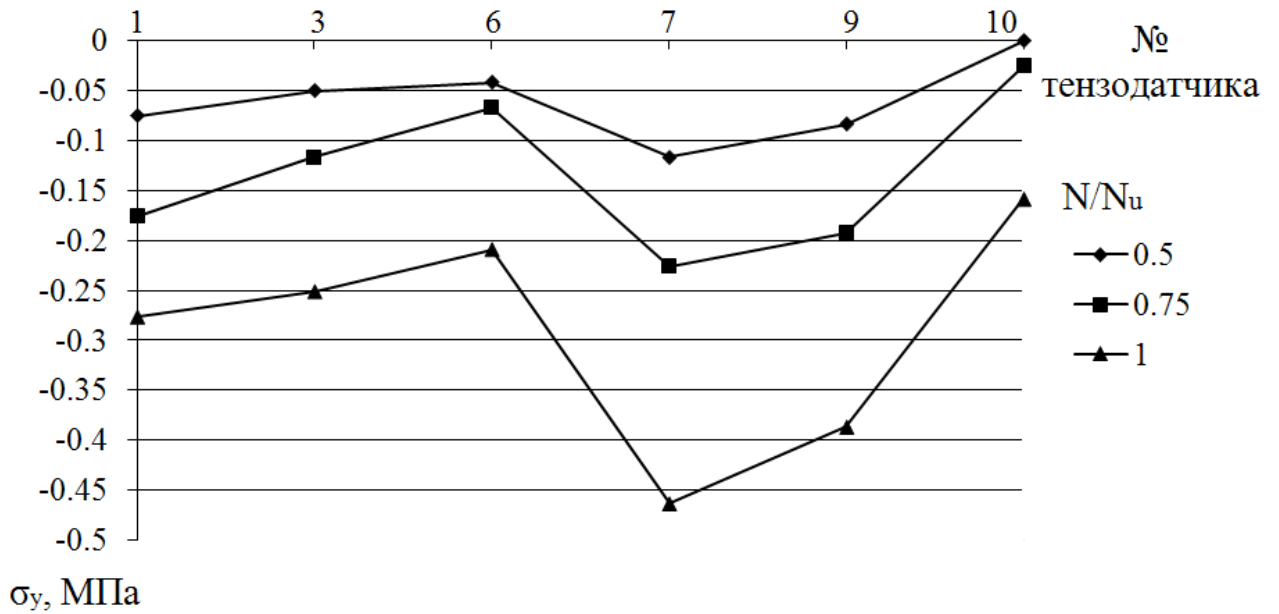


Рис. А.22. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С1.1-3

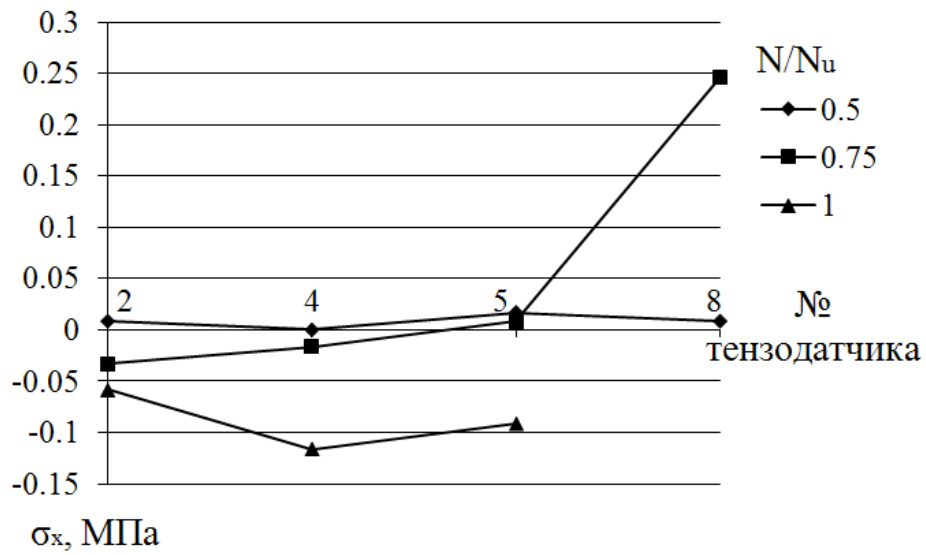


Рис. А.23. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С1.1-3

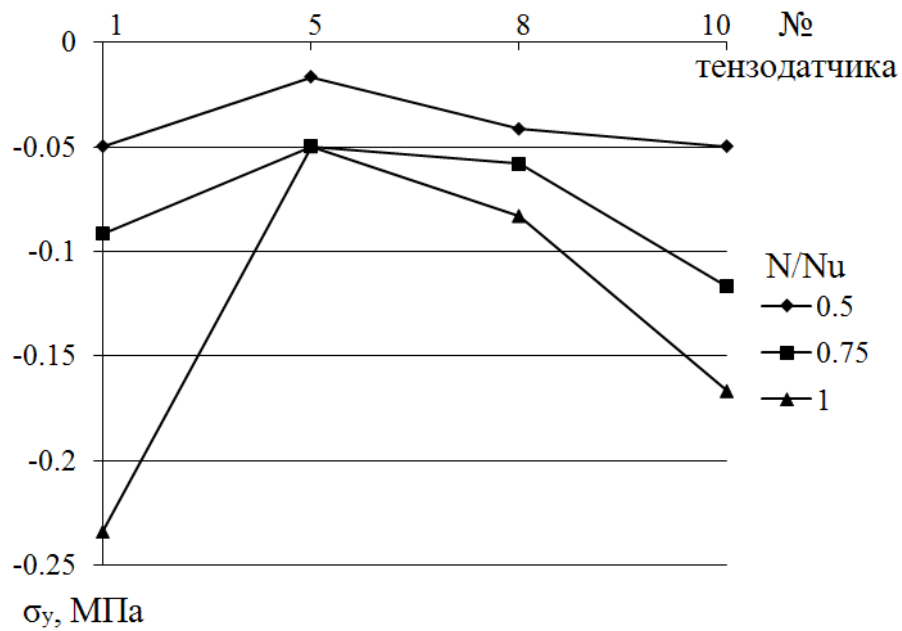


Рис. А.24. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С1.3-3

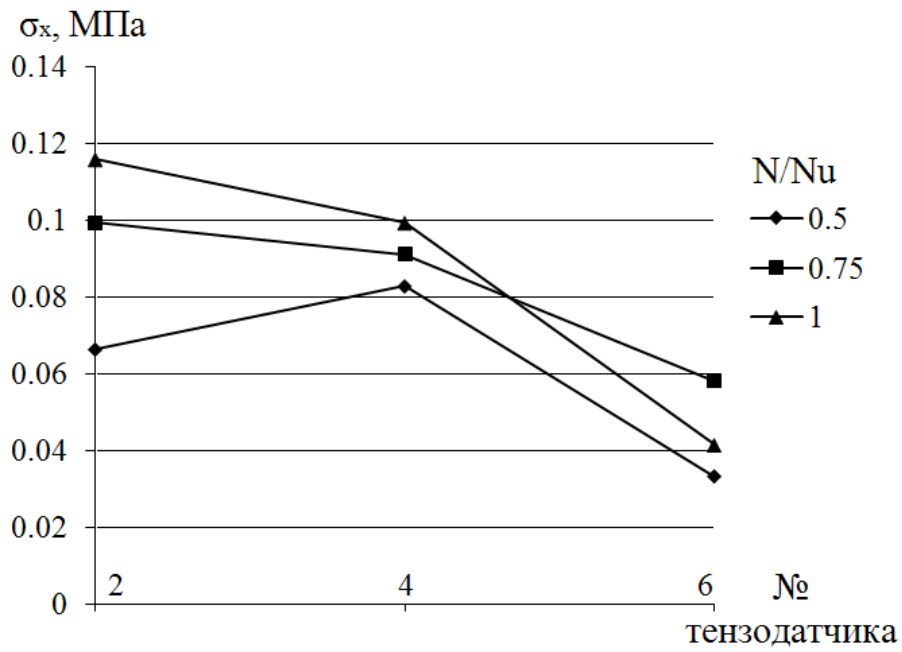


Рис. А.25. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С1.3-3

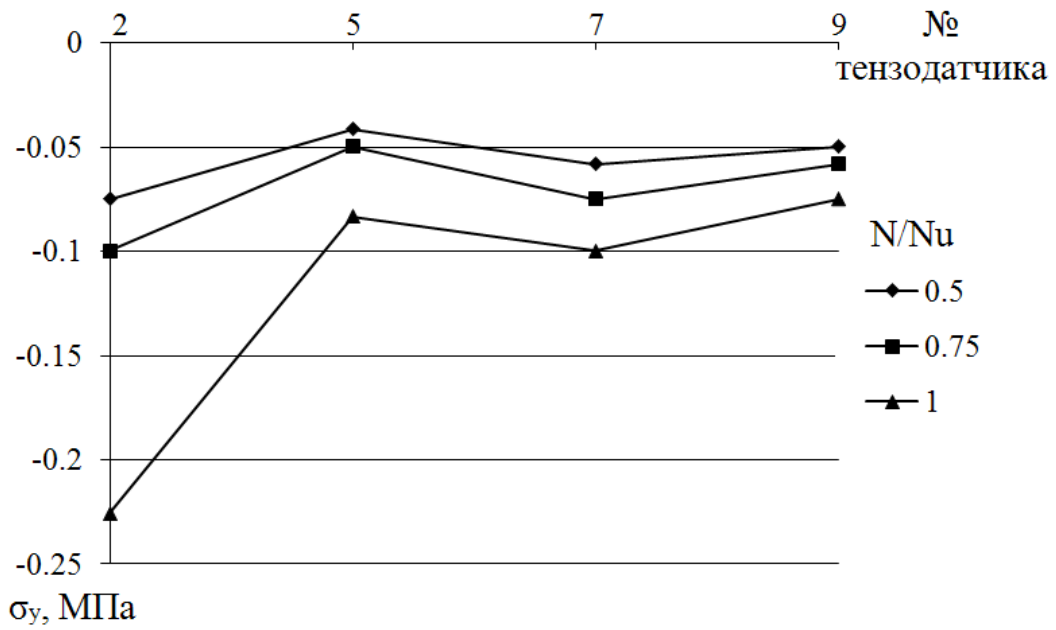


Рис. А.26. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С3.1-3

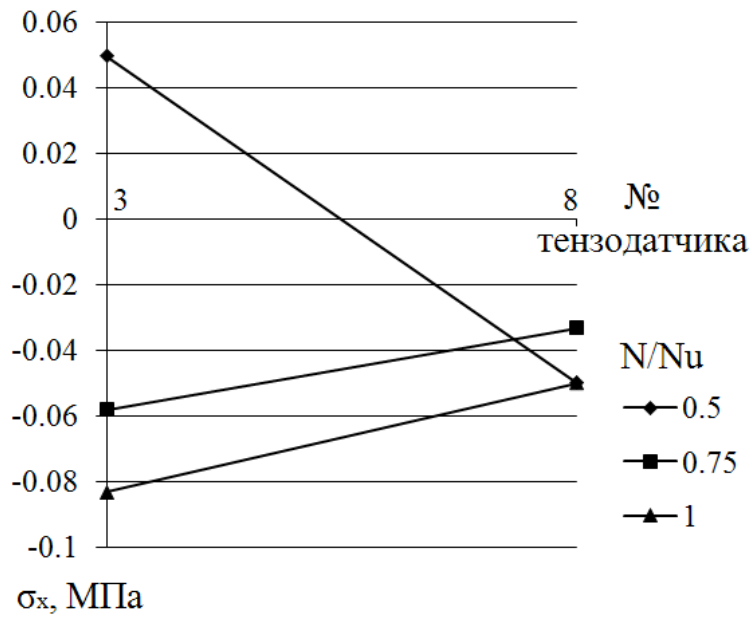


Рис. А.27. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С3.1-3

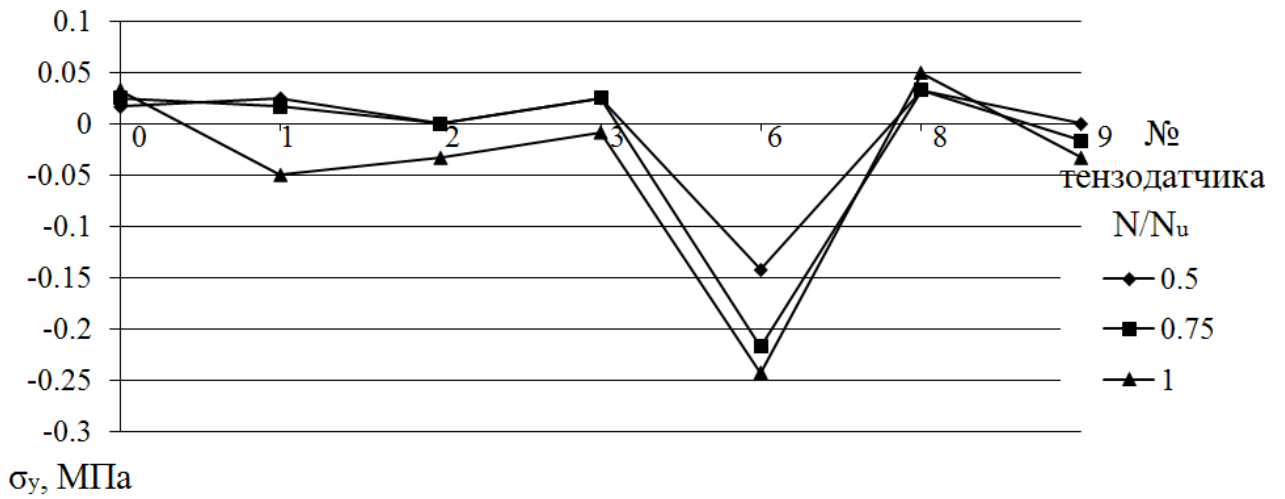


Рис. А.28. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С3.3-3

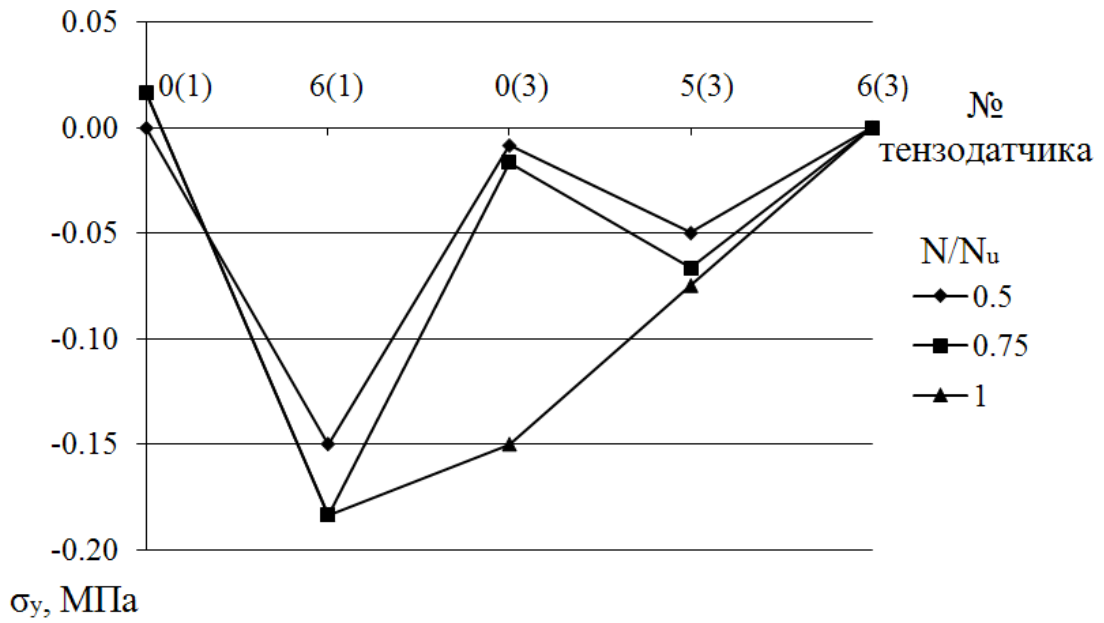


Рис. А.29. Залежність напружень σ_y від рівня навантаження N/N_u зразка С2.2-3 (в дужках вказаний номер распушки)

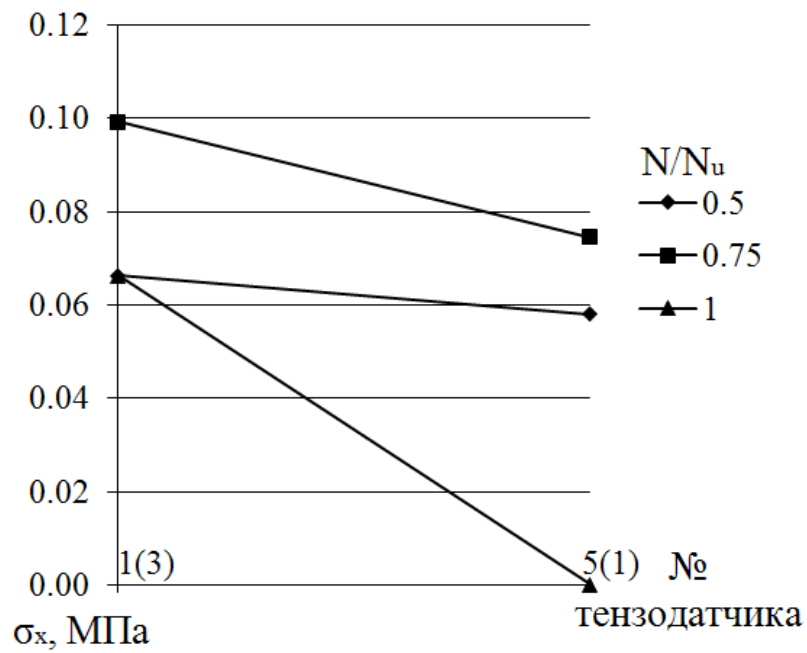


Рис. А.30. Залежність напружень σ_x від рівня навантаження N/N_u зразка С2.2-3 (в дужках вказаний номер распушки)

Додаток Б

Результати теоретичних досліджень НДС експериментальних зразків за допомогою МСЕ в ПК Ліра 9.4

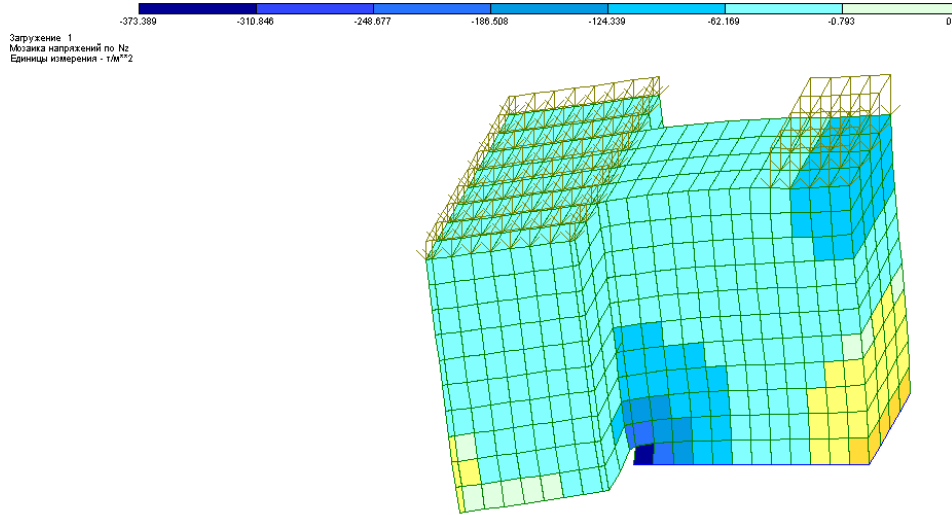


Рис.Б.1. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка С3.3-3

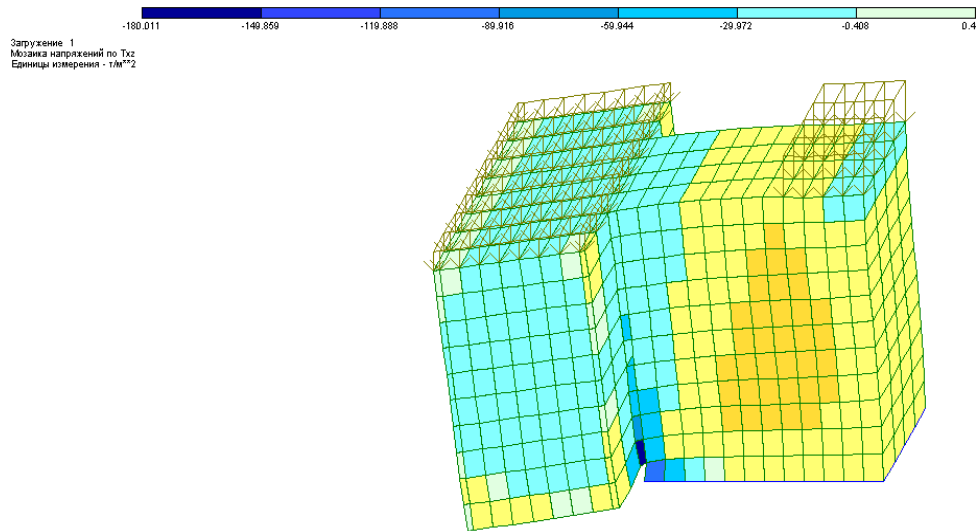


Рис.Б.2. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка С3.3-3

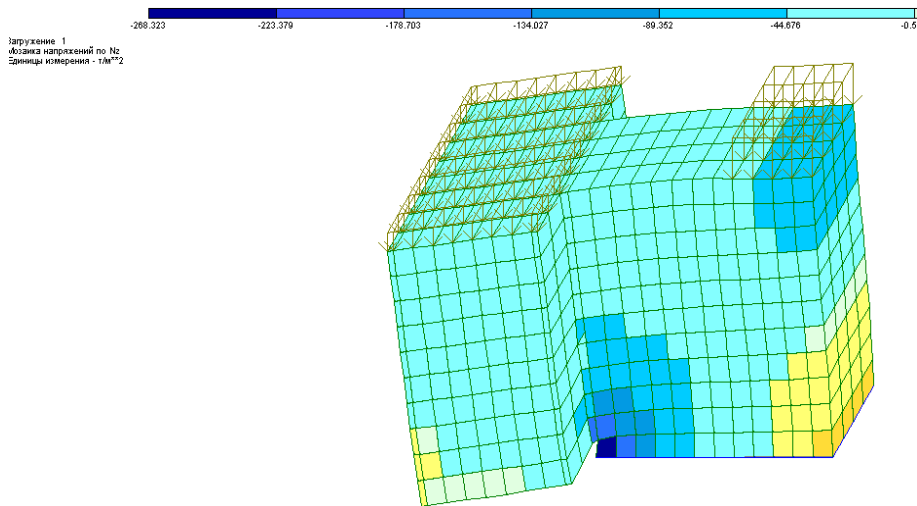


Рис.Б.3. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка СЗ.3-1

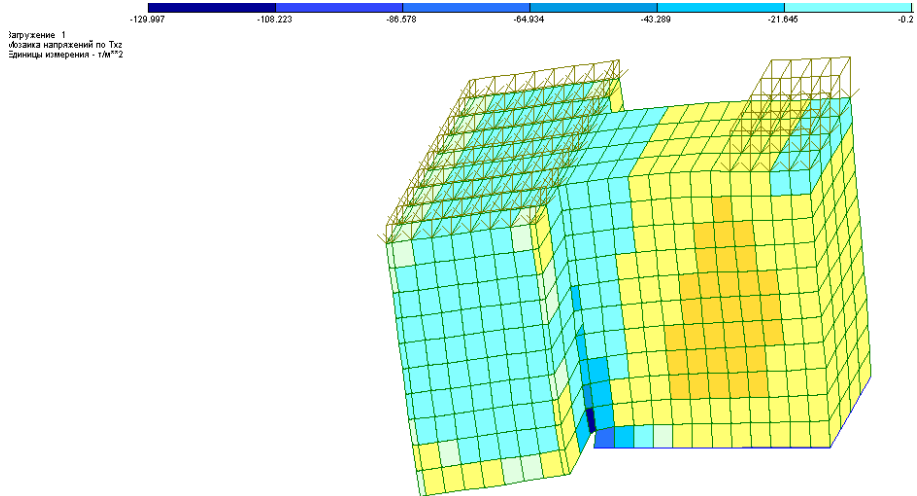


Рис.Б.4. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка СЗ.3-1

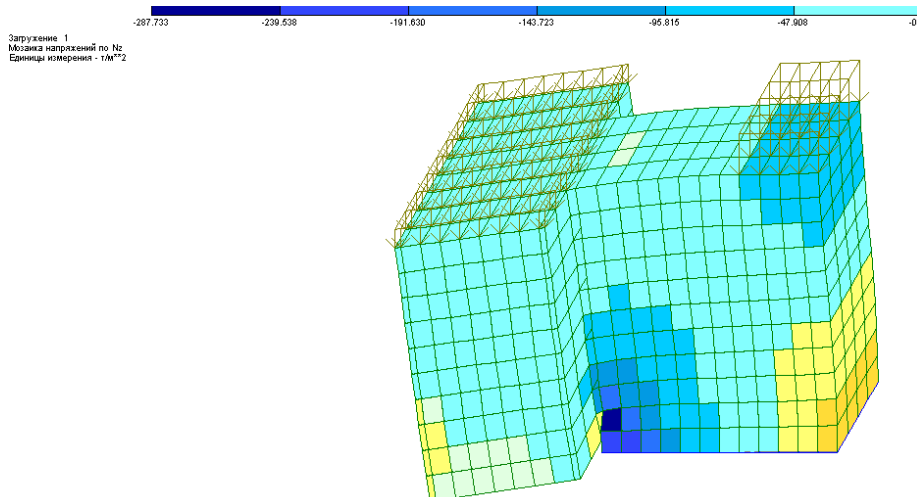


Рис.Б.5. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка СЗ.1-3

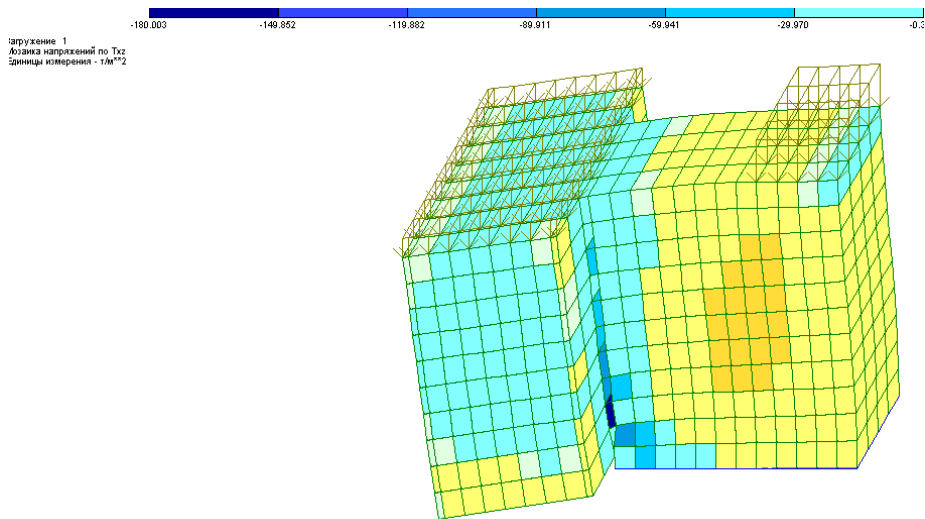


Рис.Б.6. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка С3.1-3

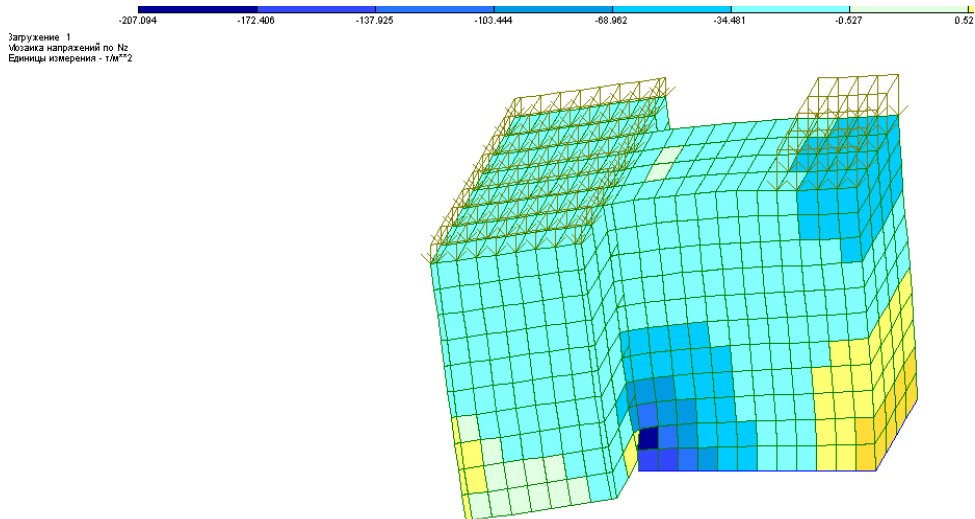


Рис.Б.7. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка С3.1-1

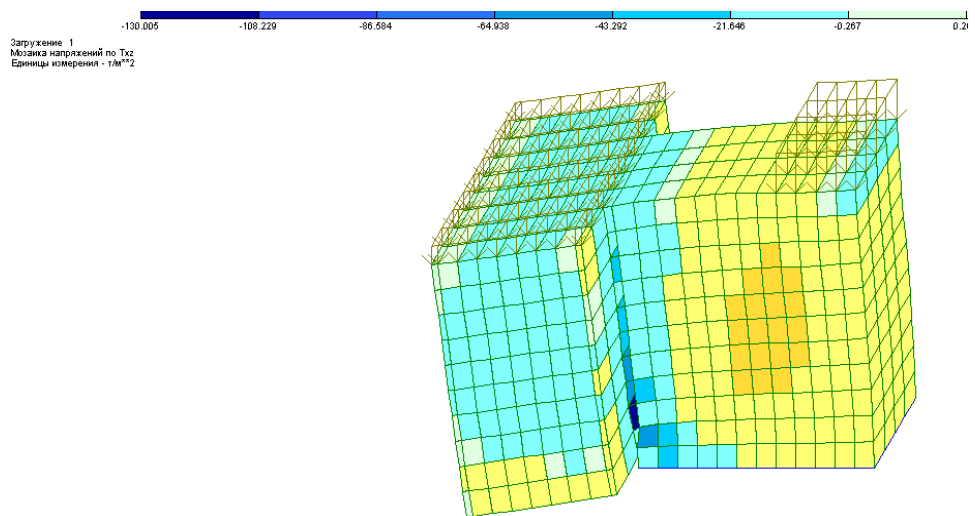


Рис.Б.8. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка С3.1-1

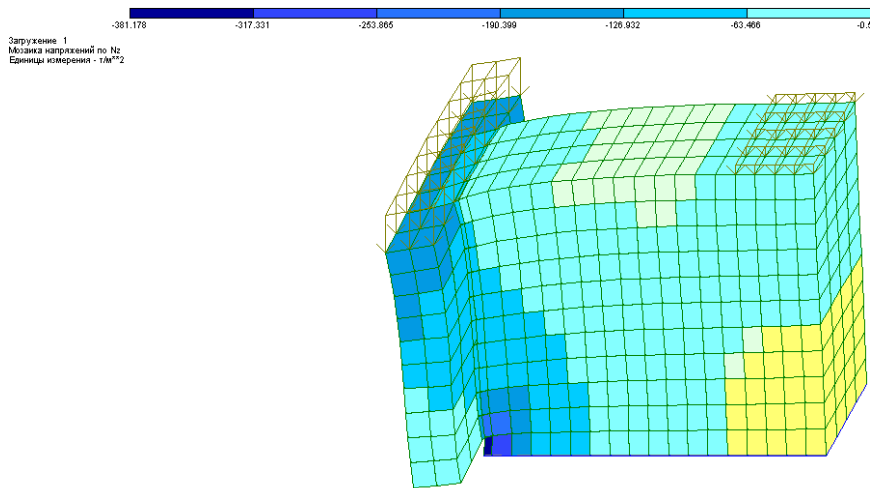


Рис.Б.9. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка C1.3-3

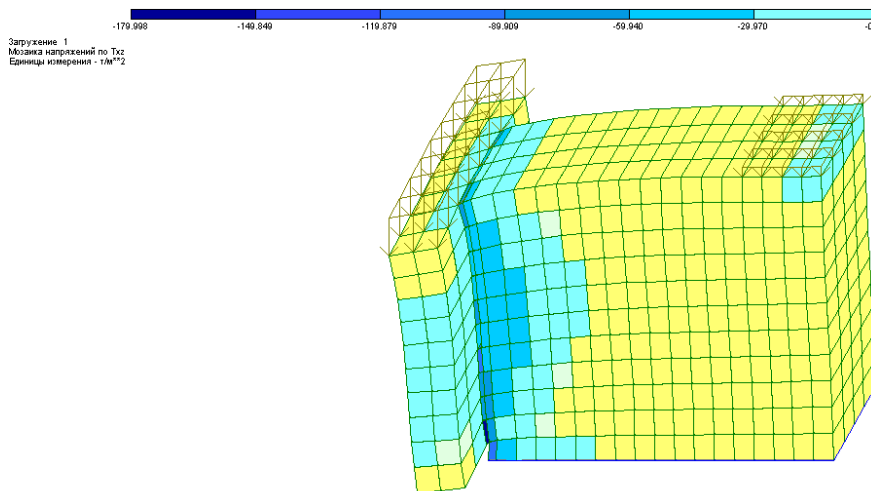


Рис.Б.10. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка C1.3-3

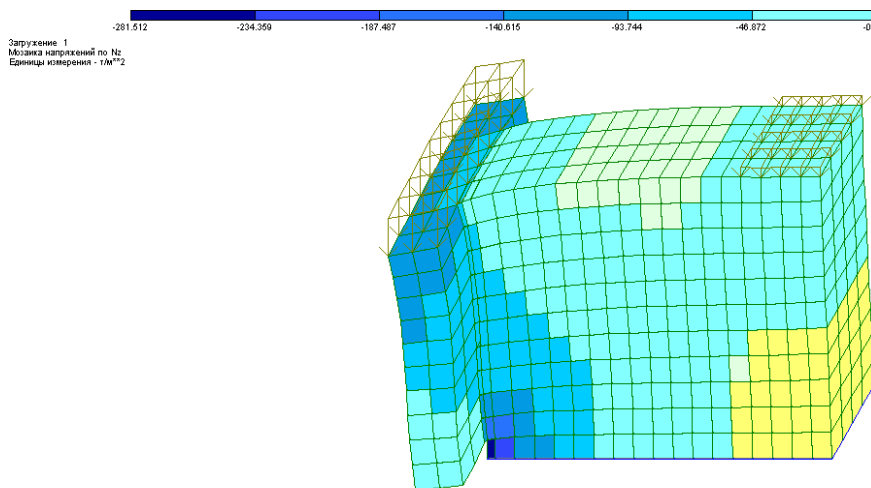


Рис.Б.11. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка C1.3-1

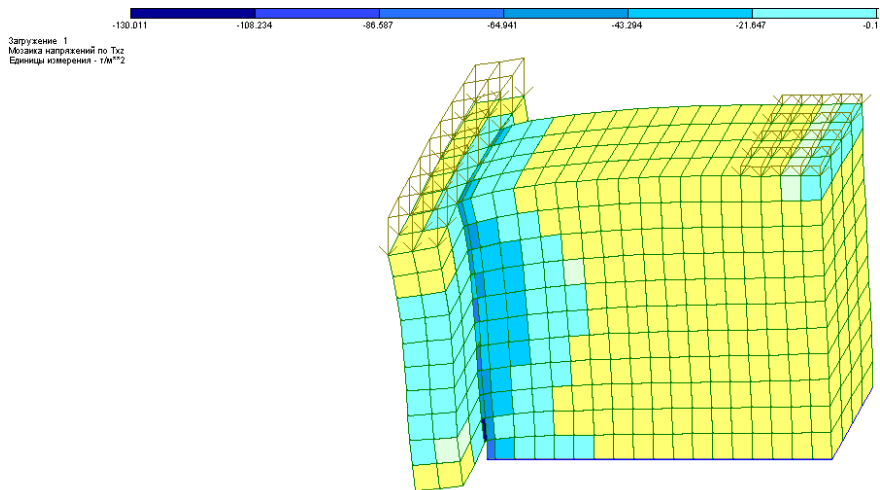


Рис.Б.12. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка C1.3-1

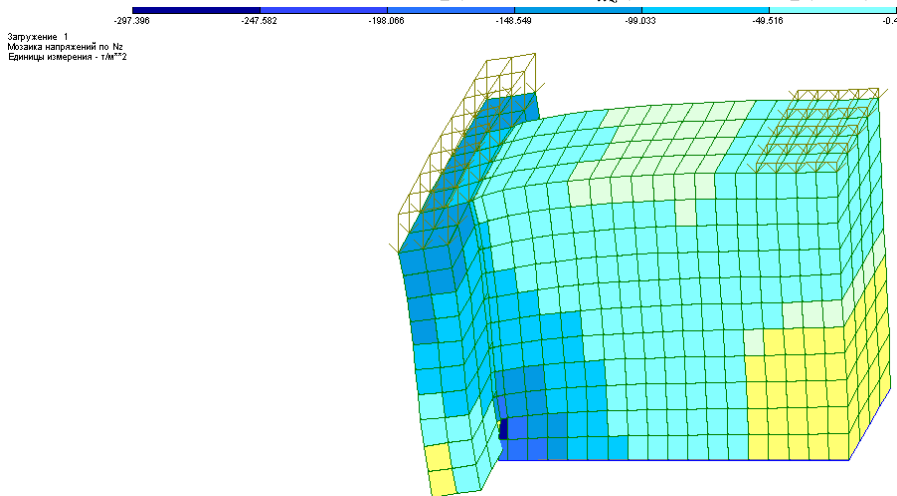


Рис.Б.13. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка C1.1-3

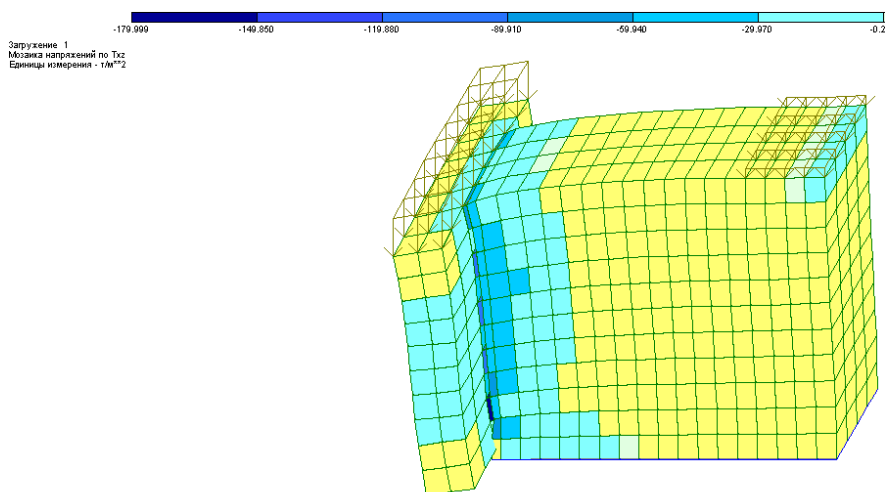


Рис.Б.14. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка C1.1-3

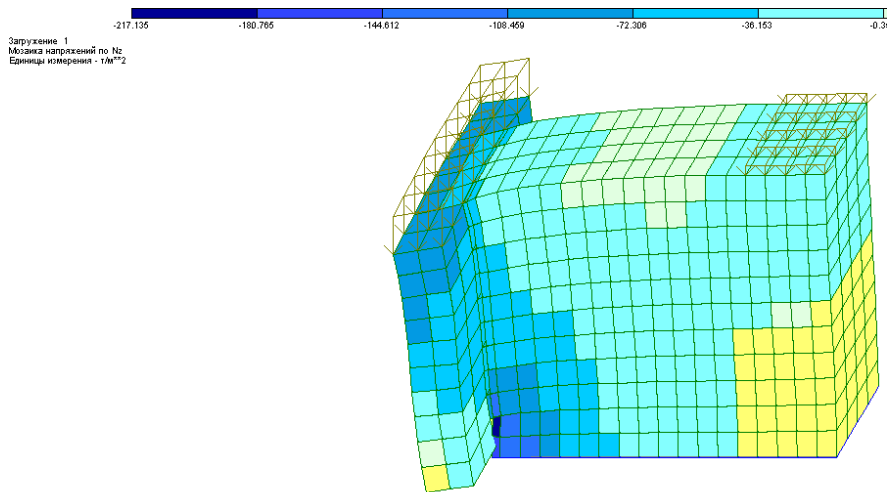


Рис.Б.15. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка C1.1-1

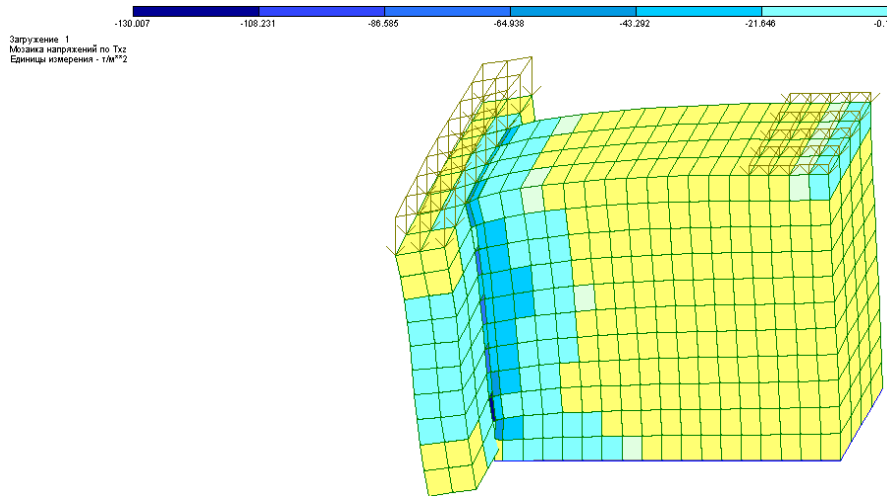


Рис.Б.16. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка C1.1-1

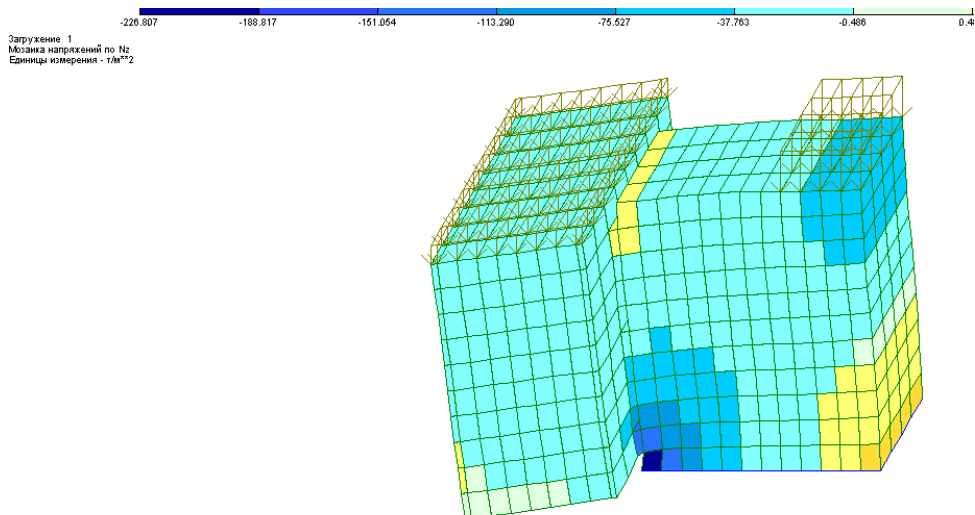


Рис.Б.17. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка C3.2-2

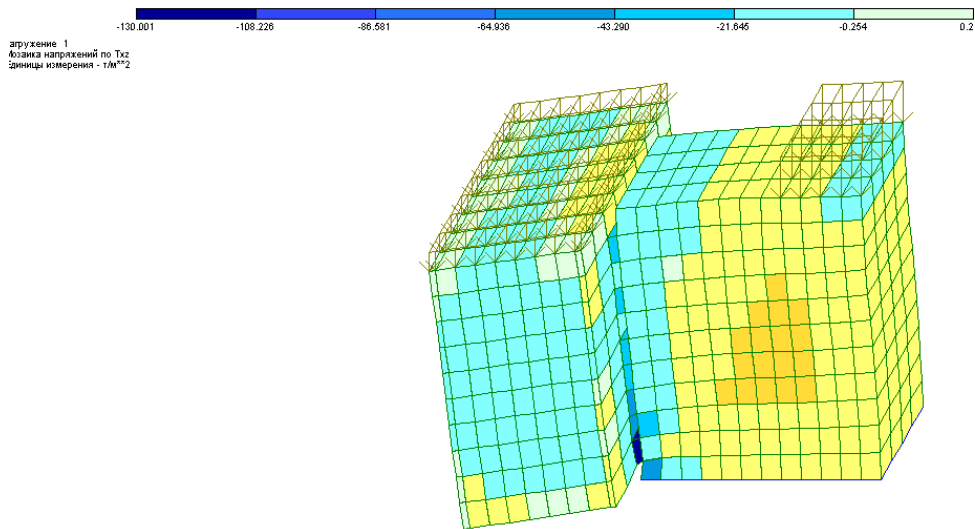


Рис.Б.18. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка С3.2-2

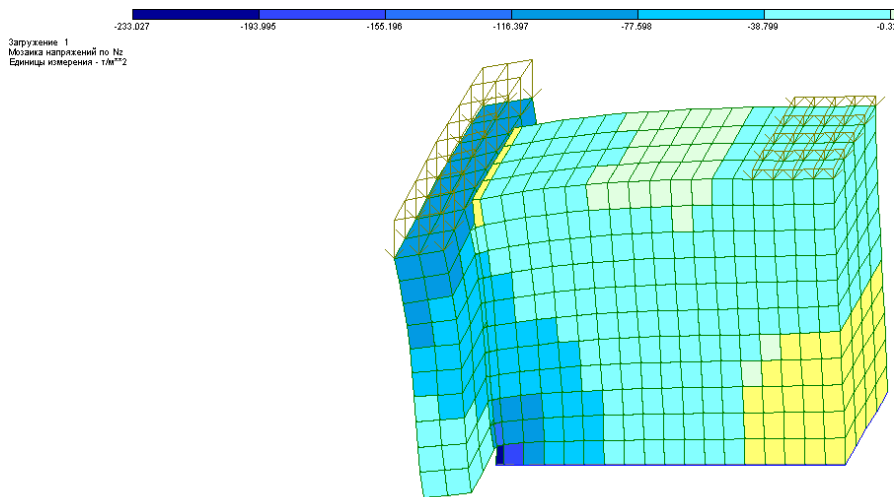


Рис.Б.19. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка С1.2-2

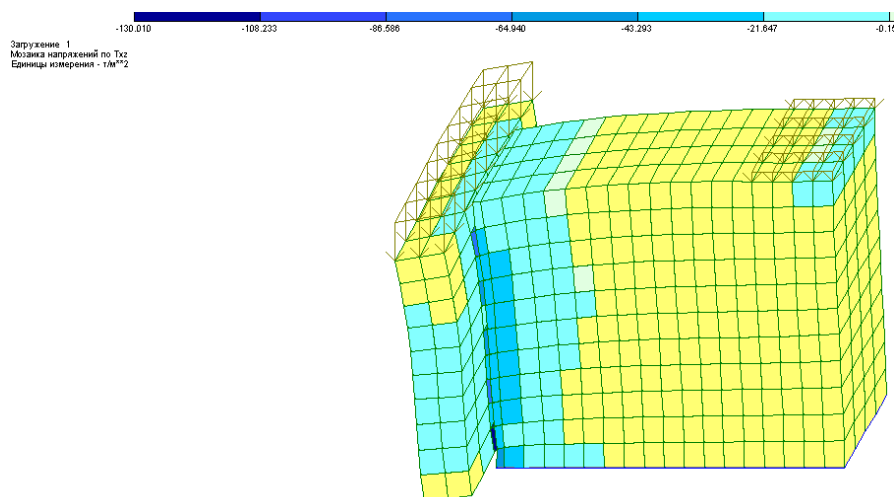


Рис.Б.20. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка С1.2-2

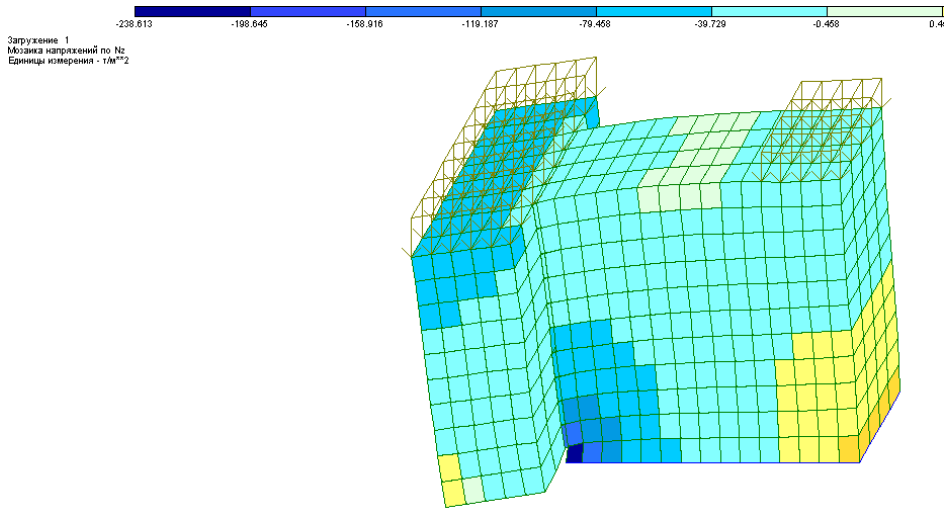


Рис.Б.21. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка С2.3-2

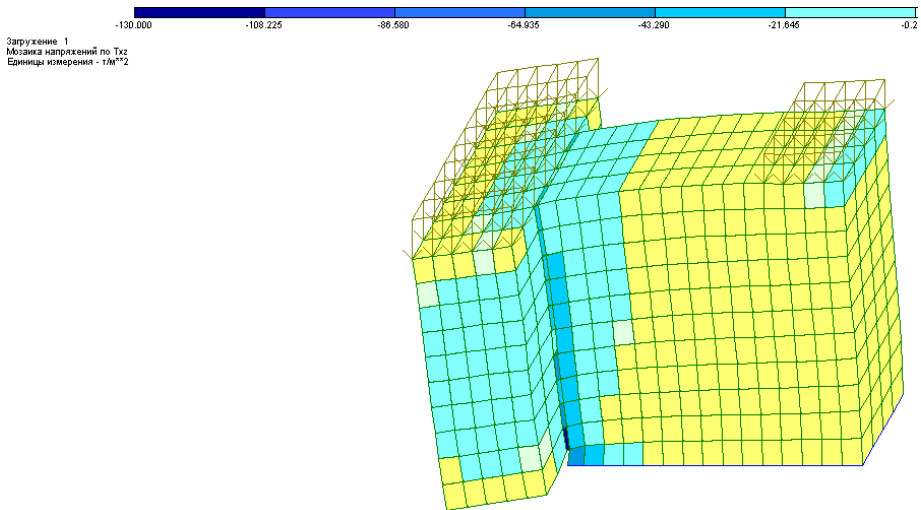


Рис.Б.22. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка С2.3-2

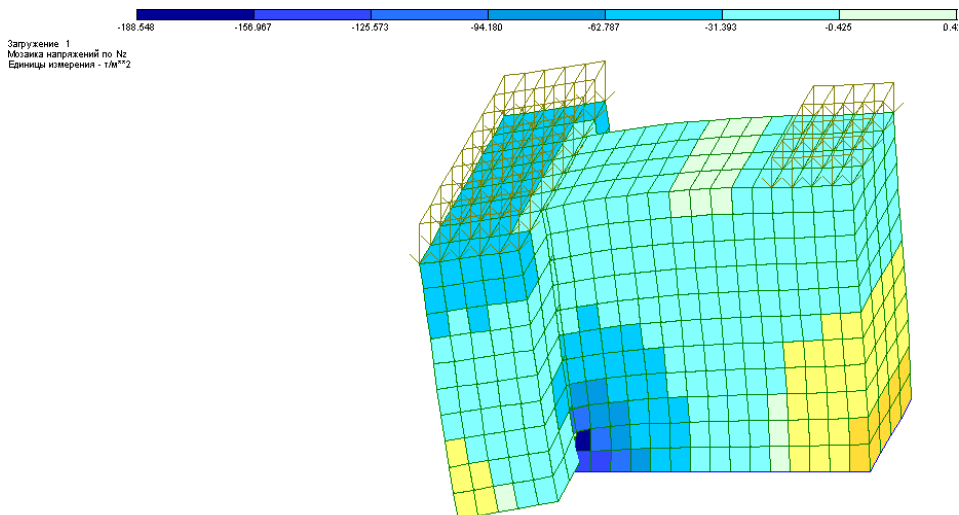


Рис.Б.23. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка С2.1-2

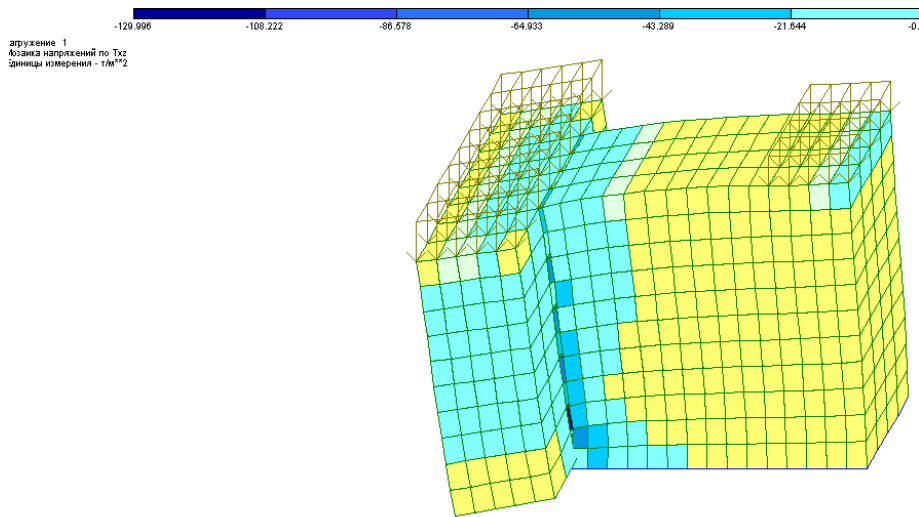


Рис.Б.24. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка С2.1-2

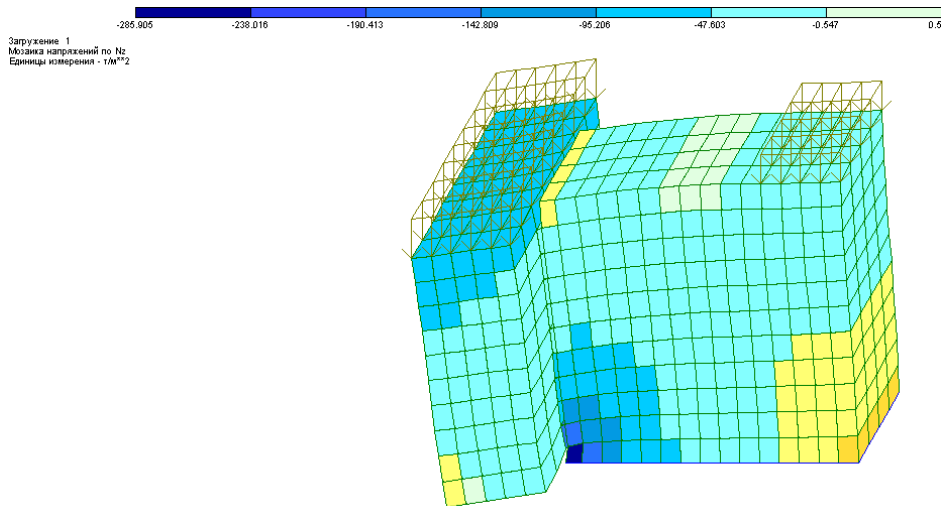


Рис.Б.25. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка С2.2-3

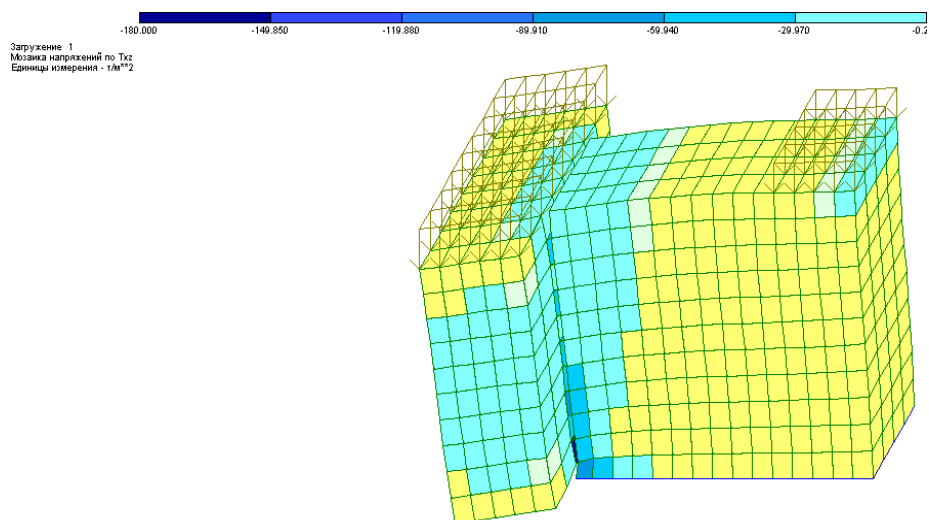


Рис.Б.26. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка С2.2-3

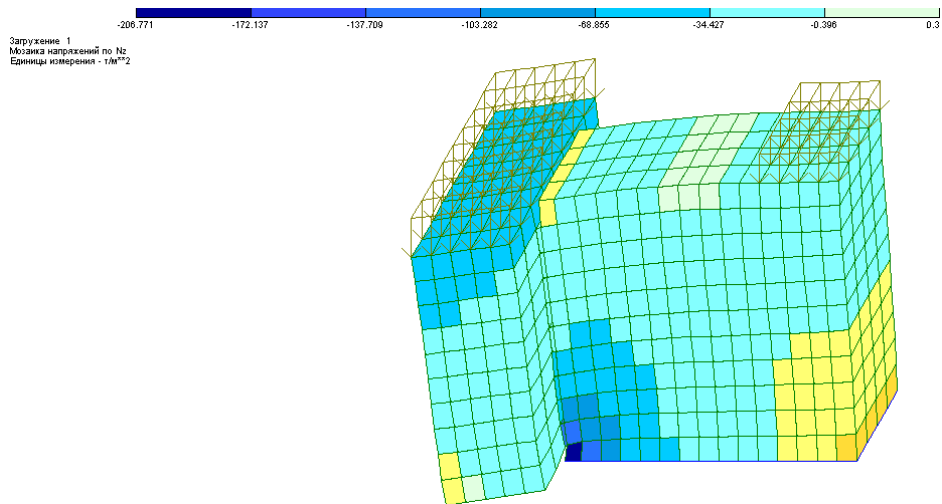


Рис.Б.27. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка C2.2-1

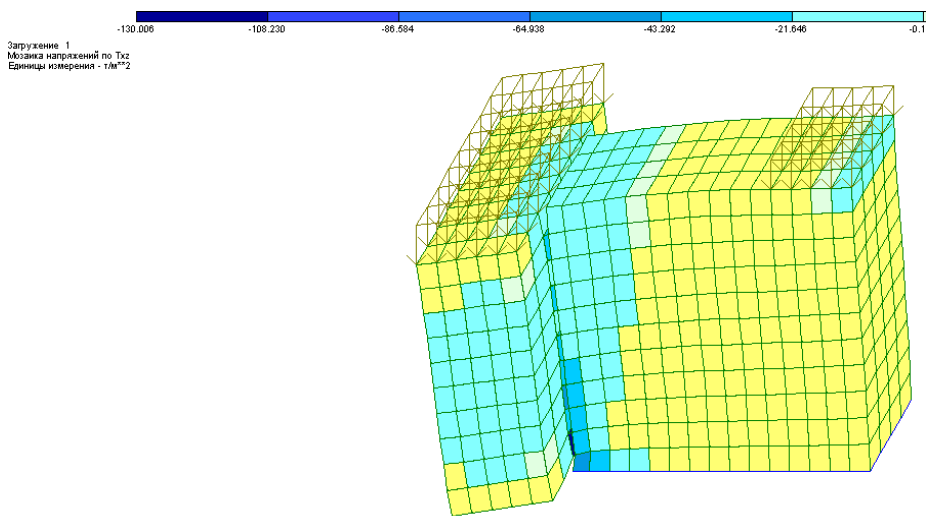


Рис.Б.28. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка C2.2-1

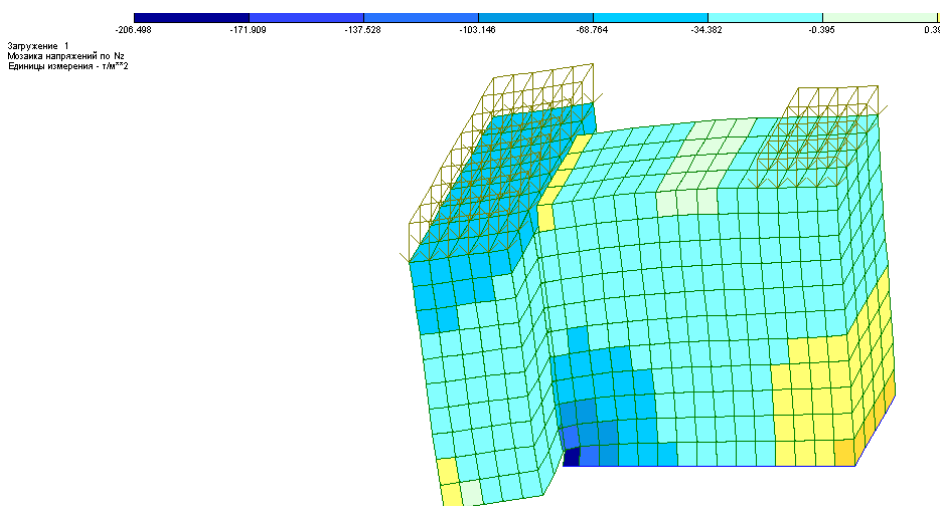


Рис.Б.29. Розподіл напружень σ_z у момент руйнування зразка C2.2-2

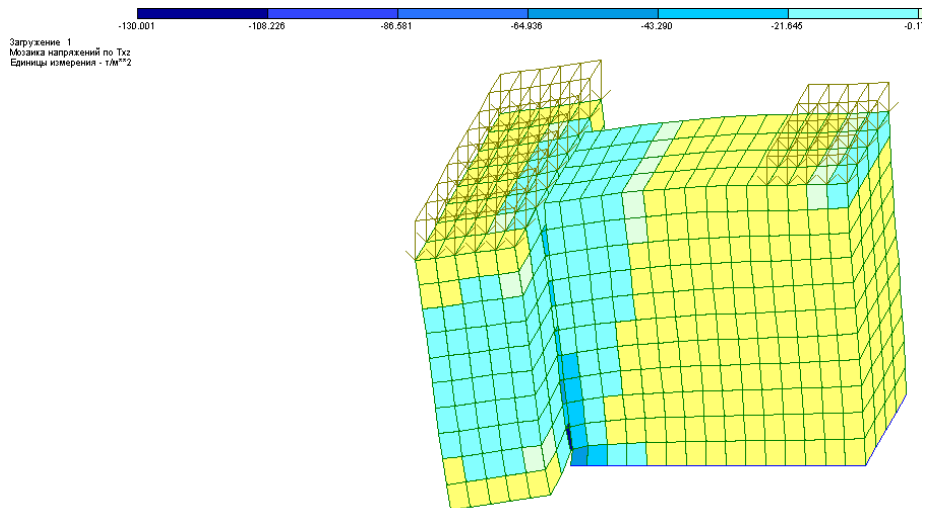


Рис.Б.30. Розподіл напружень τ_{xz} у момент руйнування зразка С2.2-2

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. *Онищук Л.И. Каменные конструкции / Л.И. Онищук. – М.: Стройиздат, 1939. - 208 с.*
2. *Онищук Л.И. Облегченные кирпичные стены / Л.И. Онищук: // Материалы 2-й сессии общего собрания членов Академии стр. и архит. СССР. - М., 1957. - С.42–51.*
3. *Онищук Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций / Л.И. Онищук. – М.–Л.: Главная редакция строит. литературы, 1937. - 290 с.*
4. *Онищук Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций / Л.И. Онищук. - М.–Л.: Госстройиздат, 1937. Т.1. – 1937. – 291с.*
5. *Онищук Л.И. Теория прочности кирпичной кладки на экспериментальной основе / Л.И. Онищук // Экспериментальные исследования каменных конструкций: труды ЦНИИПС. – М., 1939.– С. 6 – 15.*
6. *Семенов С.А. Каменные конструкции / С.А. Семенов. - М.: Гос. изд. лит. по строительству и архитектуре, 1953. – 176 с.*
7. *Семенов С.А. Состояние и основные направления исследования прочности каменных конструкций / С.А. Семенов, В.А. Камейко // Теоретические и экспериментальные исследования каменных конструкций: сб. трудов ЦНИИ строительных конструкций им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1978. – С.6 - 8.*
8. *Камейко В.А. Несущая способность узлов сопряжения тонких кирпичных стен с пустотными плитами перекрытий / В.А. Камейко, М.В. Образцова // Теоретические и экспериментальные исследования каменных конструкций: сб. трудов ЦНИИ строительных конструкций им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1978. – С.86 – 89.*
9. *Вахненко П.Ф. Кам'яні та армокам'яні конструкції / П.Ф. Вахненко. - [2-е узд.]. – К.: Будівельник, 1990. - 260 с.*
10. *Вахненко П.Ф. Про міцність масивної кам'яної кладки при її місцевому завантаженні / П.Ф. Вахненко, Є.В. Клименко, С.Л. Шаповал // Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб.– К.: Техніка, 2001. – Вып.30.– С.75–80.*
11. *Вахненко П.Ф. Багатошарова цегляна стінка з гнучкими в'язями / П.Ф. Вахненко, Р.А. Міщенко // Галузеве машинобудування (будівництво): зб. наук. пр. Полт. держ. техн. ун-ту ім. Юрія Кондратюка. - Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 2000. – Вып. 6.– С.107–111.*
12. *Дорофеев В.С. Прочность и деформации поврежденных армокаменных столбов при внецентренном сжатии / В.С. Дорофеев, Е.А. Яременко // Коммунальное хозяйство городов: науч.–техн. сб.– К.: Харьк. гос. акад. гор. хоз–ва, 2002. –Вып. 39.– С.105–111.*
13. *Дорофеев В.С. Расчет коротких каменных и армокаменных элементов при внецентренном сжатии / В.С. Дорофеев, Е.А. Яременко // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: зб. наук. ст.– Кривий Ріг: КТУ, 2002. – Вып.5.– С.215–219.*

14. Клименко Є.В. Експериментальні дослідження кам'яних конструкцій, підсилених шляхом включення в цегляну обойму / Є.В. Клименко, І.О. Білоус // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: друкарня Укр. Держ. Університету водного господарства та природокористування, 2003. – Вип.9. – С.446 – 452.
15. Еременок П.Л. Каменные и армокаменные конструкции / П.Л. Еременок, И.П. Еременок. – К.: Вища школа. Головное изд-во, 1981. - 224 с.
16. Поляков С.В. Длительное сжатие кирпичной кладки / С.В. Поляков. – М.: Госстройиздат, 1959. – 183 с.
17. Поляков С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях / С.В. Поляков. – М.: Госстройиздат, 1956. – 188 с.
18. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий / С.В. Поляков. – М.: Высш. шк., 1983. –304 с.
19. Савицкий Н.В. Опыт разработки технологий ремонта и восстановления железобетонных и каменных конструкций «Дома техники» в г. Калининграде / Н.В.Савицкий, В.М. Рутштейн, А.Н. Березюк, А.Н. Пшинько, А.Н. Зинкевич // Строительство, материаловедения, машиностроение: сборник научных трудов. - Днепрпетровск: ПГАСА, 2004. - Вып.5.- С. 88-94.
20. Копейко А.Е. Исследования работы комбинированной кладки из бетонных блоков и силикатного кирпича / А.Е. Копейко // Коммунальное хозяйство городов. – К.: Техніка, 2000. – Вип.22. – С.10 – 13.
21. Найчук А.Я. К вопросу разработки ТНПА «Каменные и армокаменные конструкции» / А.Я. Найчук, В.Н. Деркач, В.И. Гашко // Архитектура и строительство. – Минск, 2009. - №5. – С.68-70.
22. Фесик С.П. Справочник по сопротивлению материалов / С.П. Фесик. – К.: Будівельник, 1982. – 280 с.
23. Фролова А.С. Моделирование разрушения фрагментов каменной кладки при осевом сжатии / А.С. Фролова // Вісник ОДАБА. – Одесса: ОДАБА, 2006. - №19. - С.278-281.
24. Кадымов А.К. Исследование влияния системы перевязки на прочность и деформации кладки из пильного известняка-ракушечника Азербайджанской ССР : автореф. дисс. на соискание ученой степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Строительные конструкции, здания и сооружения” / А.К. Кадымов. – Баку, 1969. - 22с.
25. Пангаев В.В. Последовательность разрушения многорядной каменной кладки при сжатии / В.В. Пангаев // Изв. вузов. Строительство. - 2001. - №12. – С.13-17.
26. 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.
27. Соколов Б.С. Физическая модель разрушения каменных кладок при сжатии / Б.С. Соколов // Изв. вузов. Строительство. - 2002. - №9. – С.19-23.

28. Онуфриев Н.М. Курс лекций по каменным конструкциям для факультета повышения квалификации (ФПК) / Н.М. Онуфриев. – Ленинград: Ленуприздат, 1974. – 120 с.
29. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81. – М.: Стройиздат, 1995. – 39 с. – (Діючий стандарт України).
30. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций к СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции: Нормы проектирования/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 150 с. – (Діючий стандарт України).
31. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных конструкций (EN 1996-1-1: 2005): СТБ EN 1996-1-1: 2008. – М.: НПП РУП «Стройтехнорм», 2008. – 96с. – (Національний стандарт Республіки Беларусь).
32. Кирпич и кирпичная кладка в Германии // Transactions of the British Ceram, soc. – 1957. – Vol. 56, № 10. - P.529–550.
33. Brickwork code metric units: 1640 – 1974 SAA. - 1974. - 126 p. – (Australian Standard).
34. Code of practice for structural use of masonry. Part 1. Unreinforced masonry: BS 5628. - [2001-08-15]. – British Standards Institution, 2001. - 132p. – (British Standards).
35. Design of Concrete Structures. General Rules for Building: Eurocode № 2. – British Standards Institution, 1992. – 178p. - (British Standards).
36. Magyar nepekortazsasagi Orsrages Szabrany: MSZ 15023: 1 – 76. – Epitmenyek erotam Terverese Falazott orerkeuetek. – 1987. - 22 s.
37. Mauerwerk nach Eignungsprufung nueu Moglichkeiten im Mauerwerksbau mit: DIN 1053. – Blatt1, 1974. - Teil 2. - 19 s.
38. Masonry Design and Construction for Building: Can 3 – S304 – M78. – Canadian Standards Association, 1978. - 70 p. – (National Standard of Canada).
39. Recommended building code requirements for engineer brick masonry. – Structural Clay Products Institute. - May, 1966. - 54 p.
40. Hendry A.W. Anode on the strength of Brickwork in combined racking shear and compression / A.W. Hendry // Proc. Brit. Ceram. Soc. - 1978. - № 27. - P.47-52.
41. Кожаринов С.В. Исследование деформаций кирпичной кладки при действии горизонтальных загрузок / С.В. Кожаринов // Динам. и сейсмостойкость зданий и сооруж. – Душанбе, 1980. – С.189 – 199.
42. Sinha B. P. Lateral strength of model brickwork panels / B.P. Sinha, M.D. Loftus, R. Temple // Proc. Inst. Civ. Eng. – Mar., 1979. - №67. - P.191 – 197.
43. Schubert Peter. Manerworkversuche zum Einflub der Prufkorpergrobe auf die Druckfestigkeit und Verformungseigenschaften bei kurzzeitiger Lasteinwirkung / P. Schubert, H Glitza. – Bautechnik, 1983. - B. 60, № 10. - P. 349 – 353.
44. Schubert Peter. E – Modul – Werte, Querdehnungszahlen und Bruchdehnungswerte von Mauerwerk / Peter Schubert, Horst Glitza. – Bautechnik, 1981. - B. 58, № 6. - P.181 – 185.

45. Чармадов А.К. Исследование прочности и деформативности кирпичных панелей, изготовленных различными способами, при двухосном напряженном состоянии.: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Строительные конструкции, здания и сооружения” / А.К. Чармадов. – М., 1977. – 20 с.
46. Page A.W. The biaxial compressive strength of brick masonry / A.W. Page // *Proc. Inst. Civ. Eng. - Sept., 1981. - №71. - P.893 – 906.*
47. Samarasinghe W. Behavior of brick masonry shear walls / W. Samarasinghe, A.W. Page, A.W. Hendry // *Struct. Eng. - Sept., 1981. - Vol. 59, № 3. - P.42 – 48.*
48. Тюпин Г.А. Вариант моментной теории упругости применительно к каменной кладке / Г.А. Тюпин // *Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций: труды ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1983. – С.7 – 10.*
49. Тюпин Г.А. Деформационная теория пластичности для некоторых материалов / Г.А. Тюпин // *Теоретические исследования в области строительной механики пространственных систем: труды ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1976. – С.125 – 186.*
50. Тюпин Г.А. Деформационная теория пластичности каменной кладки / Г.А. Тюпин // *Строительная механика и расчет сооружений. – 1980. – № 6. – С.28 – 30.*
51. Брусенцов Г.Н. О развитии методов расчета каменных конструкций с применением МКЭ / Г.Н. Брусенцов // *Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций: труды ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1984.– С.74–86.*
52. Брусенцов Г.Н. Экспериментально–теоретическое исследование фрагментов каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г.Н. Брусенцов, В.Э. Бурдейка // *Исследования и методы расчета строительных конструкций и сооружений: сб. науч. трудов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1988. – С.115–123.*
53. Иевенко В.Г. Алгоритм расчета каменных стен с учетом появления и развития трещин/ В.Г. Иевенко // *Реф. информ. ЦИНИС. – М., 1976. – Вып. 9.– С.5.*
54. Villaggio Piero. Stress diffusion in masonry walls / Piero Villaggio // *J. struct. mech. - 1981. - № 4. - P.439 – 450.*
55. Page A. W. A non – linear analysis of the composite action of masonry walls on beams / A.W. Page // *J. of the Structural Division: Proc. Inst. Civ. Eng. – Mar.,1979. - part 2, № 67 - P.93 – 110.*
56. Page A. W. Finite element model for masonry / A.W. Page // *J. of the Structural Division: Proc. of ASCE. – 1978. - Vol. 104, № ST8. - P. 1267 – 1268.*
57. Чармадов А.К. Исследование прочности вибрированной кладки при двухосном напряженном состоянии / А.К. Чармадов // *Исследование конструкций крупнопанельных зданий: труды ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1974. – С.105 – 111.*
58. Гениев Г.А. О критерии прочности древесины при плоском напряженном состоянии / Г.А. Гениев // *Строит. механика и расчет сооружений. – 1981. – № 3.– С.15 – 20.*

59. Fattal S. Failure hypothesis for masonry shear walls / S. Fattal, F. Jokel // *J. of the Structural Division: Proceedings of ASCE*. – 1976. - Vol. 102, № ST 3. – P.135-156.
60. Шаповал С.Л. Розрахунок міцності елементів із цегляної кладки при місцевому навантаженні на край по всій товщині стіни / С.Л. Шаповал // *Вісник ОДАБА*. – 2006. - №21. - С.270-275.
61. Шаповал С.Л. Міцність на зминання кам'яної кладки конструкцій будівель, що реконструюються / С.Л. Шаповал // *Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб.* – К.: Техніка, 2002. – Вып.38. – С.101–104.
62. Шаповал С.Л. Міцність цегляної кладки при дії зосередженого місцевого навантаження / С.Л. Шаповал // *Бетон и железобетон в Украине*. – 2004. – №3. – С.9–11.
63. Клименко Є.В. Експериментальні дослідження кам'яної кладки при її місцевому стиску / Є.В. Клименко, С.Л. Шаповал // *Зб. „Галузеве машинобудування, будівництво”*: статті. / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 2001. – Вып. 7. – С.58–64.
64. Клименко Є.В. Робота цегляної кладки при її місцевому стиску / Є.В. Клименко, С.Л. Шаповал // *Науковий вісник будівництва: матеріали міжнар. конф.* – Харків: ХДТУБА, 2003. – Вып. 23. – С.136–139.
65. Семенцов С.А. Местное и внецентренное сжатие бетона и кладки / С.А. Семенцов // *Строительная механика и расчет сооружений*. – 1959. – №1. – С.11-19.
66. Шишкин А.А. Исследование причин поврежденных опор под концами балок / А.А. Шишкин, А.Н. Бирюков // *Сборник ЦНИИСК «Анализ причин аварий и поврежденных строительных конструкций»*. – М., 1965. - Вып.3. – С.123-151.
67. Шаповал С.Л. Напружено-деформований стан та міцність цегляної кладки при місцевому її стисненні: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / С.Л. Шаповал. - Полтава, 2005. – 20 с.
68. Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе по данным теории пластичности и экспериментов / В.В. Погребной, О.А. Довженко // *Научно-технический сборник «Коммунальное хозяйство городов»*. Серия: Технические науки и архитектура. – К., 2007. – Вып.79. - С.25-36.
69. Митрофанов В.П. О трактовке понятия «Чистый срез» для бетона / В.П. Митрофанов, В.В. Погребной, О.А. Довженко // *Совершенствование расчетов прочности элементов бетонных, железобетонных и каменных конструкций: сборник научных трудов*. – Полтава, 2007. – С.50-63.
70. Погребной В.В. Совершенствование расчета прочности бетонных и железобетонных элементов при разрушении в форме среза / В.В. Погребной // *Совершенствование расчетов прочности элементов бетонных, железобетонных и каменных конструкций: сборник научных трудов*. – Полтава, 2007. – С.63-81.
71. Митрофанов В.П. Вариационный метод расчета прочности каменной кладки при местном сжатии / В.П. Митрофанов, О.А. Довженко, В.В. Погребной // *Строительство, материаловедения, машиностроение: сборник научных трудов*. – Днепропетровск, 2005. – Вып. №32 – С.76-82.

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

73. Довженко О.О. Міцність цегляної та армоцегляної кладки при місцевому її стисненні / О.О. Довженко, Н.М. Пінчук, Т.М. Мирко // Коммунальное хозяйство городов: научно-технический сборник. Серия: Технические науки и архитектура. - К., 2007. - Вып.79. - С.152-159.

74. Митрофанов В.П. Расчет прочности каменной кладки при местном сжатии вариационным методом / В.П. Митрофанов, О.А. Довженко, Н.М. Пинчук // Совершенствование расчетов прочности элементов бетонных, железобетонных и каменных конструкций: сборник научных трудов. - Полтава, 2007. - С.277-287.

75. Митрофанов В.П. Расчет прочности армокаменной кладки при местном ее сжатии / В.П. Митрофанов, О.А. Довженко, Н.М. Пинчук // Совершенствование расчетов прочности элементов бетонных, железобетонных и каменных конструкций: сборник научных трудов. - Полтава, 2007. - С.287-295.

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

77. Бирюков А.Н. Усиление деформированных опор / А.Н. Бирюков // Анализ причин аварий и поврежденных строительных конструкций. - М: ЦНИИСК, 1965. - Вып. 3. - С.152-159.

78. Губій М.М. Розрахунок несучої здатності розпірних анкерів для кріплення елементів підсилення до кам'яної кладки і бетону / М.М. Губій, О.С. Коваленко, О.А. Тарасенко // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). - Київ: НДІБК, 2007. - Вип.67. - С.148-154.

79. Фомин С.Л. Конструктивные решения усиления кирпичных стен на основе результатов математического моделирования напряженно-деформированного состояния / С.Л. Фомин, Ларби Эль Мутассим, А.Е. Копейко // Коммунальное хозяйство городов: научно-технический сборник. Серия: Технические науки и архитектура. - К., 2002. - Вып.39. - С.93-104.

80. Шагин А. Л. Эффективные способы усиления каменных конструкций / А.Л. Шагин, А.Е. Копейко, Е.Н. Сушко // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). - Київ: НДІБК, 2001. - Вип.54. - С.766-770.

81. Гиришель Г.Б. Эффективная система пропиток кирпичных стен и цементных полов при реконструкции жилых зданий / Г.Б. Гиришель, С.В. Глазкова // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). - Київ: НДІБК, 2001. - Вип.54. - С.188-190.

82. Глуховский В.П. Методическое обеспечение определения прочности кирпичной кладки обследуемых зданий / В.П. Глуховский, Ю.С. Слюсаренко // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). - Київ: НДІБК, 2001. - Вип.54. - С.201-207.

83. Журавлев В.М. Восстановление деформированных каменных стен с

применением полимерных материалов / В.М. Журавлев, А.Н. Селимов, Д.Н. Шиленко // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ: НДІБК, 2001. – Вип.54. – С.264-268.

84. Панкевич О.Д. Автоматизация принятия решения при определении причин трещин кирпичных конструкций / О.Д. Панкевич, И.В. Маевская // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ: НДІБК, 2001. – Вип.54. – С.528-534.

85. Таран Р.А. Техническая диагностика кирпичных зданий и их частей / Р.А. Таран // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ: НДІБК, 2001. – Вип.54. – С.642-648.

86. Хлопко Ю.А. Метод расчета усиления каменных стен при пробивке проемов в реконструируемых зданиях / Ю.А. Хлопко, П.В. Кокошуев // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ: НДІБК, 2001. – Вип.54 – С.740-743.

87. Черних О.А. Деформаційні властивості кам'яної кладки / О.А. Черних // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ: НДІБК, 2001. – Вип.54 – С.761-766.

88. Таран Р.А. Методы технической диагностики кирпичных зданий, эксплуатируемых в обычных и сложных условиях строительства: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Р.А. Таран. – Макеевка, 2002. - 20с.

89. Брусенцов Г.Н. Расчет кирпичных зданий на ЕС ЭВМ / Г.Н. Брусенцов, А.В. Першин // Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций: труды ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1983. – С.87 – 94.

90. Saw C. Linear elastic finite element analysis of masonry walls on beam / C. Saw // Building Science. – 1974. - Vol. 9, № 4. - P.299 – 307.

91. Ganju T.N. Non – linear finite element computer model for structural clay brickwork / T.N. Ganju // Struct. Eng. – 1981. - Vol. 59B, № 3. - P.40.

92. Anand S. C. Finite element model for composite masonry / S.C. Anand, D.T. Young // J. of the Structural Division: Proc. of ASCE. – 1982. - Vol. 108, № ST12. - P.2637 – 2651.

93. Samarasinghe W. A finite element model for in – plane behaviour of brickwork / W. Samarasinghe, A.W. Page, A.W. Hendry // J. of the Structural Division: Proc. of ASCE. - Sept., 1982. - №73. - P.171 – 178.

94. Riadh S. Al-Mahaidi. Coupled Shear wall analysis by Lagrange multipliers / Riadh S. Al-Mahaidi, Arthur H. Nilson // Journal of the structural division: Proceedings of ASCE. – 1975. - Vol. 101, № ST 11. - P.2359-2366.

95. Bungale S. Taranath. Analyses of interconnected open section shear wall structures / S.T. Bungale // Journal of the structural division: Proceedings of ASCE. – 1975. - Vol. 101, № ST 11. - P.2367-2384.

96. Madan M.Gupta. Design aids for cantilever retaining walls / Madan M.Gupta, Leroy L. Friel // Journal of the structural division: Proceedings of ASCE. – 1977. - Vol. 103, № ST 5. - P.1113-1126.

97. Colville James. *Stress reduction design factors for masonry walls* / James Corville // *Journal of the structural division: Proceedings of ASCE*. – 1979. - Vol. 105, № ST 10. - P.2035-2051.
98. Clayford T. Grimm. *Differential movement in composite load-bearing masonry walls* / Clayford T. Grimm, David W. Fowler // *Journal of the structural division: Proceedings of ASCE*. – 1979. - Vol. 105, №ST 7. - P.1277-1288.
99. M^c Kay W.B. *Building constructions* / W.B. M^c Kay, M.Sc. Teck, M.I. Struct. – New York, 2005. - Volume one. – 480p.
100. Haulon J. *Prestressed concrete masonry* / J. Haulon // *Concrete*. - 1970. - Vol. 4, № 9. - P.356-368.
101. Yao James T.R. *Damage assessment of existing structures* / T.R. Yao James // *Journal of the structural division: Proceedings of ASCE*. - 1980. - Vol. 106, №EM 4. - P.785-799.
102. Emmanuel Tesfaye. *Effect of weight on stability of masonry walls* / Tesfaye Emmanuel, Taft H. Broome // *Journal of the structural division: Proceedings of ASCE*. – 1977. - Vol. 103, №ST 5. - P.959 - 970.
103. Wagih M. El-Dakhakhni. *Shear of light-cage partitions in tall buildings* / Wagih M. El-Dakhakhni // *Journal of the structural division: Proceedings of ASCE*. – 1976. - Vol. 102, №ST 7. - P.1431 - 1445.
104. Smith B.S. *Distribution of Stresses in masonry walls subjected to vertical loading* / B.S. Smith, C. Carter // *Proceedings of 2nd international brick masonry conference. Stoke – on – Trent*. - 1970. – P.65-67.
105. Smith B.S. *The diagonal tensile strength of brickwork* / B.S. Smith, C. Carter, I.R. Choudhury // *The Structural Engineer*. - 1970. - Vol. 48, № 6. – P.25-28.
106. Smith B.S. *Hypothesis for shear failure of brickwork* / B.S. Smith, C. Carter // *Proc. Amer. Soc. Civ. Engns.* - 1972. - Vol. 97, № ST 4. – P.12-17.
107. Smith B.S. *The variations of stress in vertically loaded brickwork walls* / B.S. Smith, K.M. Rahman / *Proceedings Institute Civil Engineers*. – 1972. - Vol. 51, №4. – P.26-29.
108. Francis A.J. *The Effectors of Joint Thickness and other Factors on the Compressive Strength of Brickwork* / A.J. Francis, C.B. Horman, L.E. Jerrems // *Proceedings of Second international brick masonry conference. Stoke–on–Trent*. – 1970. - P.31–37.
109. Hailsdof H.K. *Investigation into the Failure Mechanism Compression* / H.K. Hailsdof; [edited by F.B. Jonson]. - Houston, Texas: Gulf Publishing, 1969. – p.80. – (*Designing Engineering and Construction with Masonry Products*).
110. 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. - Vol. 2 – P.705–713.
111. Nielsen M.P. *On the strength reinforced concrete disks* / M.P. Nielsen. - Copenhagen, 1971. – P.25-30.
112. Сафаргалиев С.М. *Сейсмостойкость зданий из индустриальных кирпичных изделий* / С.М. Сафаргалиев. – Алма-Ата: Наука, 1988. – 184с.

113. Ломакин В.А. О теории нелинейной упругости и пластичности анизотропных сред / В.А. Ломакин // *Механика и машиностроение.* – 1960. – № 4. – С. 60 – 64.

114. Дегтярев И.А. Исследование прочностных деформативных свойств каменной кладки на растворах из различных вяжущих: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Строительные конструкции, здания и сооружения” / И.А. Дегтярев. – Минск, 1989. – 20 с.

115. Писаренко Г.С. Уравнения и краевые задачи теории пластичности и ползучести: справ. пособие / Г.С. Писаренко, Н.С. Можаровский. – К.: Наук. думка, 1981. – 496 с.

116. Гениев Г.А. Вариант деформационной теории пластичности бетона / Г.А. Гениев // *Бетон и железобетон.* – 1969. – № 2. – С.14 – 18.

117. Ковальчук Б.И. О деформировании полухрупких тел / Б.И. Ковальчук // *Проблемы прочности.* – 1982. – № 9. – С.51 – 57.

118. Панферов В.М. Теория упругости и деформационная теория пластичности для твёрдых тел с разными свойствами на сжатие, растяжение, кручение / В.М. Панферов // *Докл. АН СССР.* – 1968. – Т. 180, Вып. 1. – С.41–44.

119. Победря Б.Е. Деформационная теория пластичности анизотропных сред / Б.Е. Победря // *Прикладная математика и механика.* – 1984. - Т. 48, №1. – С.29–37.

120. Механика деформируемых твердых тел: направления развития: [сб. статей / пер. с англ.]. – М.: Мир, 1983. – 346с.

121. Чернева Е.С. К вопросу расчета каменных конструкций на срез / Е.С. Чернева // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.* – Одеса, 2007. - №25.- С.290-295.

122. Чернева Е.С. Математическое моделирование каменной кладки при срезе / Е.С. Чернева, Е.В. Клименко, А.Д. Довгань // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.* – Одеса, 2007. - №26.- С.314 - 320.

123. Вплив різних факторів на міцність цегляної кладки при зрізі / Є.В. Клименко, О.С. Чернева, О.Д. Довгань [та ін.] // *Екологічні, технологічні та соціально-економічні аспекти ефективного використання матеріально-технічної бази АПК: матеріали міжнар. науково-практичного форуму, 17-18 вересня 2008р. / Львів нац. агроуніверситет.* – Львів, 2008. – С.535-541.

124. Чернева Е.С. Исследование прочности каменной кладки / Е.С. Чернева // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.* – Одеса, 2008. - №29, ч.2.- С.367-373.

125. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе: ГОСТ 8462–85.– Взамен ГОСТ 8462–75. - [Введ. 1985-07-01]. – М.: Издательство стандартов, 1985.– 27 с. – (Государственный стандарт).

126. Цегла та кам'яні керамічні рядові і лицьові. Технічні умови: ДСТУ Б В. 2.7–61–97. - [Чинний від 1998-01-01]. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 33 с. – (Національні стандарти України).

127. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови: ДСТУ Б В. 2.7–46–96. - [Чинний від 1997-01-01].– К.:

- Держкоммістобудування України, 1996.– 16 с. - (Національні стандарти України).
128. Песок для строительных работ. Методы испытаний: ГОСТ 8735–88* СЭВ 5446–85. - [Введ. 1989-07-01]. – М.: Изд-во стандартов, 1989.– 15 с. - (Государственный стандарт).
129. Розчини будівельні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В. 2.7–23–95. - [Чинний від 1996-01-01]. – К.: Держкоммістобудування України, 1995.– 15 с. - (Національні стандарти України).
130. Растворы строительные. Методы испытаний: ГОСТ 58–02–86. – Взамен ГОСТ 5802–78. - [Введ. 1986-07-01]. – М.: Изд-во стандартов, 1986.– 22 с. - (Государственный стандарт).
131. Бетоны. Правила контроля прочности: ГОСТ 18105–86. – Взамен ГОСТ 18105.0–80, ГОСТ 18105.1–80, ГОСТ 18105.2–80, ГОСТ 13015–75 в части контроля прочности на растяжение. - [Введ. 1987-07-01]. – М.: Изд-во стандартов, 1986.– 18 с. - (Государственный стандарт).
132. Нормы и технические условия проектирования каменных и армокаменных конструкций (НиТУ 120–55): Утв. Гос. комитетом Совета Министров СССР по делам стр. 31.01.1955. – К.: Госстройиздат, 1956. – 152 с.
133. Лыпный М.Д. Справочник производителя работ в строительстве / М.Д. Лыпный, К.Е. Синенький. – К.: Будівельник, 1986. – 400 с.
134. Міщенко Р.А. Міцність цегляної кладки / Р.А. Міщенко // Коммунальное хозяйство городов. – К.: Техніка, 2000. – Вып. 23. – С.34–37.
135. Шишкин А.А. Исследование причин повреждений опор под концами балок / А.А. Шишкин, А.Н. Бирюков // Сборник ЦНИИСК «Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкций». - Москва: Издательство литературы по строительству, 1965. - Вып.3. – С.123-151.
136. Чернева О.С. Напружено-деформований стан зразків-стінок при зрізі / О.С. Чернева, Є.В. Клименко, О.Д. Довгань // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2009. - №34, ч.1.- С.68-71.
137. Клименко Є.В. Застосування комплексу МСЕ ANSYS при дослідженні НДС елементів з кам'яної кладки / Є.В. Клименко, О.С. Чернева, С.Л. Шаповал // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць: статті / НДІБК. – 2007. - №67. – С.162-168.
138. Чернева О.С. Безпека експлуатації кам'яних стін при їх руйнуванні від зрізу / О.С. Чернева, Є.В. Клименко // Науковий вісник будівництва / ХДТУБА. – Х., 2007. – №43. - С.275-279.
139. Чернева О.С. Розрахунок міцності цегляної кладки на зріз варіаційним методом / О.С. Чернева, Є.В. Клименко // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наук. праць. – Рівне, 2009. - №19. – С253-258.
140. Правила оценки анормальности результатов наблюдений: ГОСТ 11.002-73. – М.: Изд. Стандартов, 1973. – 24с. - (Государственный стандарт).
141. Цейтлин Н.А. Статистическая обработка выборки из одномерной случайной величины / Н.А. Цейтлин. - Харьков, 1980. – 31с.

ЗМІСТ

ВСТУП	3
1. СУЧАСНИЙ СТАН МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ МІЦНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ЗРІЗІ	5
1.1. Чистий зріз.....	7
1.2. Міцність та методи розрахунку елементів із цегляної кладки при зрізі.....	9
1.3. Висновки за розділом.....	23
2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	25
2.1. Задачі експериментів.....	25
2.2. Визначення механічних характеристик матеріалів зразків.....	29
2.2.1. Цегла.....	31
2.2.2. Розчин.....	33
2.2.3 Визначення міцності цегляної кладки.....	34
2.3. Визначення несучої здатності зразків.....	34
2.3.1. Стовпчики на стиск.....	36
2.3.2. Стінки на зріз.....	39
2.4. Методика випробувань.....	39
2.4.1. Цегляні стовпчики.....	40
2.4.2. Цегляні стінки.....	43
2.5. Висновки за розділом.....	
3. АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	44
3.1 Форми, характер руйнування та граничне навантаження зразків.....	44
3.1.1. Цегляні стовпчики.....	53
3.1.2. Стінки першої серії.....	56
3.1.3. Стінки другої серії.....	59
3.1.4. Стінки третьої серії.....	60
3.1.5. Граничне навантаження зразків – стінок при зрізі.....	64
3.2. Міцність та деформативність цегляної кладки при центральному стиску.....	66
3.3 Напружено-деформований стан цегляної кладки при зрізі.....	77
3.3.1. Зразки – стінки першої серії.....	87
3.3.2. Зразки – стінки другої серії.....	96

3.3.3. Зразки – стінки третьої серії.....	98
3.3.4. Розподіл напружень σ_x та σ_y зразків-стінок.....	98
3.4. Висновки за розділом.....	
4. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО–ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ЗРІЗІ.....	98
4.1. Теоретичні дослідження НДС елементів із цегляної кладки при зрізі із використанням методу скінченних елементів (МСЕ).....	105
4.2. Застосування варіаційного методу теорії пластичності в дослідженні роботи цегляної кладки на зріз.....	110
4.2.1. Основні положення варіаційного методу теорії пластичності.....	119
4.2.2. Розрахунок міцності стиків цегляних стін при зрізі.....	121
4.3. Застосування інженерного методу розрахунку в дослідженні роботи цегляної кладки на зріз.....	125
4.4. Експериментально-статистичне моделювання.....	128
4.5. Аналіз збіжності отриманих теоретичних рішень з результатами експерименту та існуючою нормативною методикою.....	
4.6. Висновки за розділом.....	129
5. ПРАКТИЧНІ ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ПЕРЕРІЗІВ НА ЗРІЗ ТА ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	129
5.1. Приклад розрахунку цегляної кладки на зріз варіаційним методом.....	
5.2. Приклад розрахунку цегляної кладки на зріз інженерним методом.....	133
5.3. Практичні пропозиції щодо удосконалення методики розрахунку перерізів на зріз.....	134
5.4. Висновки за розділом.....	135
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	136
Додаток А. Розподіл напружень σ_x та σ_y зразків-стінок.....	151
Додаток Б. Результати теоретичних досліджень НДС експериментальних зразків за допомогою МСЕ в ПК Ліра 9.4.....	162
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	