

ЗАЛИШКОВА НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ СТИСНУТИХ КАМ'ЯНИХ СТОВПІВ

Є.В. Клименко, д.т.н., професор,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504,

І.І. Гриньова, асистент,
irene.grinyova@gmail.com, ORCID: 0000-001-7637-6029,
Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Проведені дослідження роботи позацентрово стиснутих кам'яних стовпів, які отримали пошкодження в процесі експлуатації. На підставі результатів виконаного планування експерименту, проведених натурних лабораторних досліджень розроблена розрахункова модель указаних елементів.

Розроблена методика розрахунку базується на основних положеннях чинних норм та розширює їх дію на випадок, коли має місце пошкодження. При цьому враховується вплив прикладання навантаження з ексцентриситетом на залишкову несучу здатність.

Ключові слова: натурні випробування, позацентровий стиск, пошкодження, експлуатація, розрахунок, залишкова несуча здатність.

Вступ. Основною проблемою визначення технічного стану пошкоджених структурних елементів будівель є достовірне визначення їх залишкової несучої здатності.

У чинних нормативних документах відсутні конкретні рекомендації щодо розрахунку ушкоджених елементів. У зв'язку з цим виникає ряд проблем, які потребують вирішення. Однією з них є створення методів розрахунку та оцінювання несучої здатності пошкоджених позацентрово стиснутих кам'яних стовпів, на основі чого приймається та чи інша схема реконструкції або посилення.

Відомо, що існуюча методика розрахунку кам'яних конструкцій за першою групою граничних станів має досить високу надійність і базується на експериментально-теоретичних дослідженнях, проведених для центрально- і позацентрово стиснутих елементів. Рекомендації щодо розрахунку несучої здатності позацентрово стиснутих елементів в чинних нормах відсутні. Робота кам'яних конструкцій, у яких позацентрове стиснення реалізується в результаті пошкодження (несиметричного щодо головних осей поперечного перерізу), на даний час залишається невивченою.

Аналіз попередніх досліджень. Складний напружено-деформований стан кам'яної кладки не дозволяє застосувати існуючі теорії міцності, тому практично всі дослідники на основі результатів оброблення великої кількості експериментальних даних отримали лише емпіричні залежності міцності кладки.

Більшість із них ураховують найбільш впливові фактори (характеристики міцності каменю і розчину, вид і розміри каменя) [1-3], від яких залежить опір кладки. Але існуючі залежності міцності кладки мають частковий характер, добре відповідають окремим видам кладок та матеріалів і були отримані у дослідженнях над ними. Найбільш вдалим із них є відомі емпіричні залежності професора Л.І. Оніщика [4], які добре відображають особливості роботи кладки із каменю і розчину, що мали найбільше застосування у 30-50 роки минулого століття. Дані залежності покладені в основу сучасних норм і дозволяють одержувати досить точні результати для традиційних кладок на розчинах середньої міцності.

Поява нових видів матеріалів (каменю і розчину), збільшення їх характеристик міцності, застосування індустріальних методів виготовлення кладки показали, що залежності професора Л.І. Оніщика не можуть врахувати всі вищезазначені особливості.

Проведені протягом останніх років в Одеській державній академії будівництва та архітектури дослідження роботи позацентрово стиснутих і пошкоджених в процесі експлуатації кам'яних конструкцій, дозволили отримати дані для подальшого опису їх

напружено-деформованого стану та розробити методику розрахунку залишкової несучої здатності [5].

Мета роботи. Розробити методику розрахунку позацентрово стиснутих кам'яних стовпів, які отримали пошкодження в процесі експлуатації.

Матеріали та методика дослідження. Для реалізації поставлених завдань досліджень в якості базового об'єкта дослідження була розроблена модель кам'яного стовпа.



Рис. 1. Випробування дослідного зразка стовпа С 1 1 -1

Для виготовлення зразків використовувалася цегла керамічна рядова повнотіла з маркою за міцністю 100 та маркою за морозостійкістю F-100 Татарбунарського цегляного заводу. Розчин виготовляли з цементу ПЦ – П – Б – Ш – 400 Одеського цементного заводу і піску з модулем крупності – 1,4. Для визначення характеристик міцності цегли були відібрані зразки з партії, що призначались для виготовлення конструкції А саме, 10 цеглин марки М100 – для визначення границі міцності на стиск; та 5 цеглин – для визначення границі міцності на згин.

Дослідження проводились у лабораторії випробувань будівельних матеріалів і виробів Одеської державної академії будівництва та архітектури відповідно до вимог ГОСТ-8462-85. Як уже зазначалося у [5], варіювання параметрів плану експерименту проводилося в досить широкому (з точки зору випадків експлуатації) діапазоні: кут нахилу фронту пошкодження до однієї з головних осей поперечного перерізу становив $\theta = 0^\circ; 22,5^\circ; 45^\circ$; глибина пошкодження $a = 0 \text{ мм}; 80 \text{ мм}; 160 \text{ мм}$ і відносний ексцентриситет $e_0 = 0 \text{ мм}; 80 \text{ мм}; 160 \text{ мм}$ (рис. 1).

При відомих розмірах поперечного перерізу (a, b), а також розмірах ушкодження (a_1, b_1), ексцентриситеті (e_0), куті нахилу лінії фронту пошкодження ($\theta = 0^\circ$), залишаються невідомими залишкова несуча здатність (N), висота стиснутої зони (x), кут нахилу нейтральної лінії до однієї з головних осей неушкодженого поперечного перерізу (γ).

Результати досліджень. У даній роботі розробляється метод визначення залишкової несучої здатності пошкоджених позацентрово стиснутих кам'яних стовпів, тобто елементів, які отримали пошкодження в процесі експлуатації, то такий розрахунок апріорі буде перевірочним і застосування вищевикладеної передумови про рівномірний розподіл напружень по площі стиснутої зони слід вважати обгрунтованим.

Моделювання і розрахунок зразків, що дослідженні експериментально, виконувались в різних програмних комплексах. Доцільно використовувати програму ANSYS, як програму, що використовують частіше за кордоном, і програму LIRA SAPR, як ліцензовану в Україні. На основі аналізу літератури та досвіду моделювання [6, 7] цегляної кладки доцільно в якості основних скінченних елементів вибрати в обох програмах 8-ми вузлові елементи (рис. 2).

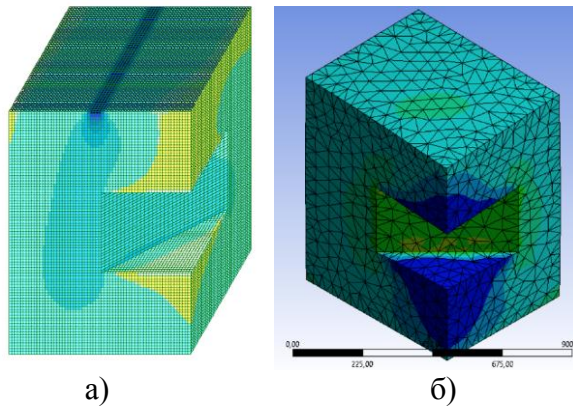


Рис. 2. Моделювання у програмному комплексі:
а – у ANSYS; б – у LIRA SAPR

Аналіз результатів свідчить про те, що експериментальні дані і результати розрахунку в ANSYS досить добре узгоджуються один з одним, максимальна розбіжність по напруженню становить 16,2 %, а за переміщенням 12,3 %. Зіставлення експериментальних даних з результатами розрахунків LIRA SAPR дає близькі до експериментальних значення, так, максимальна розбіжність по напруженням складає 15,6 %, а за переміщеннями – 12,8 %.

При розрахунку несучої здатності кам'яних елементів було прийнято такі передумови:

1. Напруження в стиснутій зоні розподіляються рівномірно.
2. Фронт пошкодження має прямолінійний обрис.
3. Приймається гіпотеза плоских перерізів, тобто після деформування перерізи залишаються плоскими, а по висоті перерізу деформації змінюються за лінійною залежністю.
4. Центр мас стиснутої зони кладки збігається з точкою прикладення розрахункової поздовжньої сили N .
5. Роботу розтягнутої зони в сприйнятті зовнішнього зусилля не враховували.

Обґрунтування першої передумови наведено вище. Друга передумова обґрунтовується результатами натурних обстежень пошкоджених елементів, як найпоширеніший вид руйнування. Третє, четверте і п'яте припущення – взяті з робіт Попова М.М. и Забегасва А.В. [8]. Для визначення несучої здатності використовуємо 2 рівняння рівноваги (1), (2), де f_u – розрахунковий опір кладки стиску, kH/m^2 . Невідому при цьому висоту стиснутої зони (x) і площу стиснутої зони (A_c) визначаємо виходячи з передумови 3.

При вирішенні задачі використовуємо наступні рівняння і залежності (рис. 3).

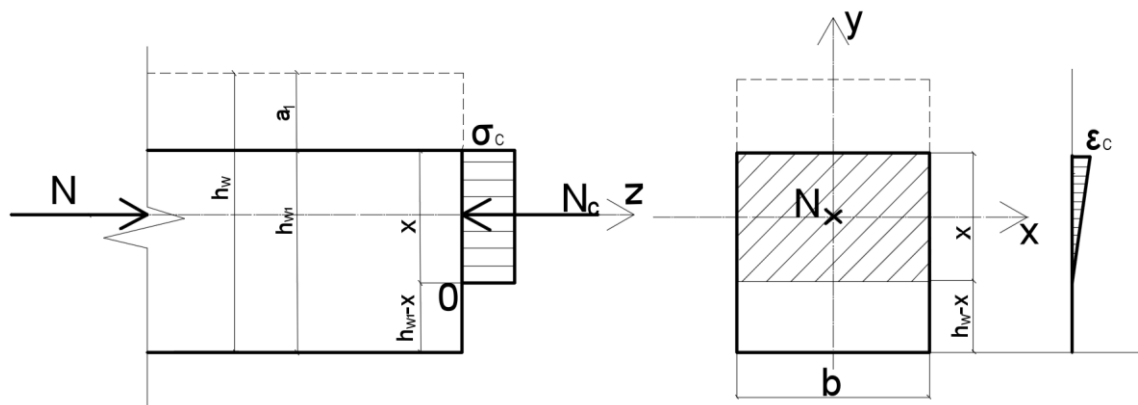


Рис. 3. Розрахункова схема поперечного перерізу позцентрово стиснутого елемента

Умова рівноваги:

$$\sum Z = 0; N - f_u \cdot A_c = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_0 = 0; N_c \cdot \frac{x}{2} = N \cdot \frac{x}{2} \quad (2)$$

Як наслідок з четвертої передумови, координати центру мас стиснутої зони щодо головних осей при плоскому пошкодженні перерізу приймаються (рис. 4 б, в):

$$x_1 = 0; y_1 = e_0. \quad (3)$$

Центр мас стиснутої зони кам'яного стовпа збігається з точкою докладання зовнішнього стискаючого зусилля.

У даній роботі плоским будемо називати пошкодження, коли фронт його паралельний одній з головних осей перерізу, тобто кут нахилу пошкодження дорівнює нулю (рис. 3, а).

Косе пошкодження має місце тоді, коли фронт пошкодження (в цьому випадку – теж пряма лінія) не паралельний жодній з головних осей перерізу, тобто кут нахилу лінії фронту пошкодження не дорівнює нулю ($\theta \neq 0$) (рис. 4 б, в).

Залежно від глибини пошкодження (a_1, b_1) і кута нахилу фронту пошкодження (θ) до осі (x, y) розрахунок можна звести до декількох випадків. Випадок I має місце, коли $b_1 < b/2$ (рис. 4, б). Якщо $b/2 < b_1 < b$, то це випадок II (рис. 4, в).

У цьому випадку, з урахуванням позначення висоти (глибини) пошкодження (a_1) та відстані на якій прикладається зусилля N (e_0), висота стиснутої зони кам'яного стовпа позначена традиційно x . Стиснута зона складної геометричної форми, якщо потрібно поділяється на найпростіші плоскі перерізи. Визначаємо допоміжні геометричні параметри поперечного перерізу (рис. 4а, 4б, 4в).

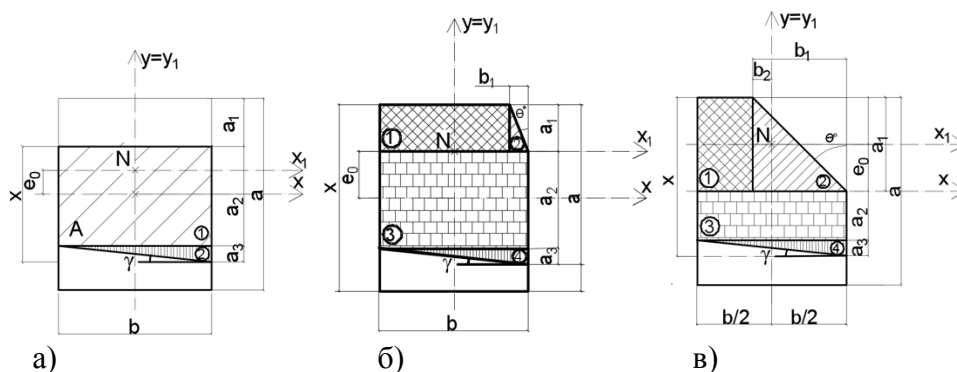


Рис. 4. Поперечний переріз в разі плоского пошкодження:
а – при $a_1 < a/2, \theta = 0$; б – при $b_1 < b/2, \theta \neq 0$; в – при $b/2 < b_1 \leq b, \theta \neq 0$

Виходячи з умов (1-2), для реалізації четвертої передумови записуємо рівняння статичних моментів та площі стиснутої зони A_c відносно точки прикладання сили, у загальному вигляді для плоского пошкодження:

$$S_x = A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 = (x - a_1 - a_3) \cdot b \cdot \left(\frac{a}{2} - a_1 - \frac{a_2}{2} \right) + \frac{a_3 b}{2} \cdot \left(- \left(\frac{a}{2} - (a - x) + e_0 - \frac{2a_3}{3} \right) \right) = 0; \quad (4)$$

$$S_y = A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 = \frac{a_3 b}{2} \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{b}{3} \right) = 0; \quad (5)$$

$$A_c = A_1 + A_2 = (x - a_1 - a_3) \cdot b + \frac{a_3 b}{2} \quad (6)$$

Виходячи з умов (1-2), для реалізації четвертої передумови записуємо рівняння статичних моментів та площі стиснутої зони A_c відносно точки прикладання сили, у загальному вигляді при косому пошкодженні:

– при $b_1 < b/2, \theta \neq 0$;

$$S_{x_1} = (b - b_1) \cdot a_1 \cdot \left(\frac{a_1}{2} - e_0 \right) + \left(\frac{a_1 b_1}{2} \cdot \left(\frac{a_1}{3} - e_0 \right) \right) + (a_2 b) \cdot (a_2 + e_0) + \left(\frac{a_3 b}{2} \cdot \left(x - a_1 + e_0 - \frac{2a_3}{3} \right) \right) = 0; \quad (7)$$

$$S_{y_1} = (b - b_1) \cdot a_1 \cdot \frac{b - (b - b_1)}{2} + \frac{a_1 b_1}{2} \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{2b_1}{3} \right) + \frac{a_3 b}{2} \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{b}{3} \right) = 0; \quad (8)$$

– при $b/2 < b_1 \leq b$, $\theta \neq 0$;

$$S_{x_1} = (b - b_1) \cdot a_1 \cdot \left(\frac{a_1}{2} - e_0 \right) + \frac{a_1 b_1}{2} \cdot \left(\frac{a_1}{3} - e_0 \right) + a_2 b \cdot \left(x - \frac{a_2}{2} - a_3 - (a_1 - e_0) \right) + \frac{a_3 b}{2} \cdot \left(x - (a_1 - e_0) - \frac{2a_3}{3} \right) = 0; \quad (9)$$

$$S_{x_1} = (b - b_1) \cdot a_1 \cdot \frac{b - (b - b_1)}{2} + \frac{a_1 b_1}{2} \cdot \left(b_1 - b_2 - \frac{2b_1}{3} \right) + \frac{a_3 b}{2} \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{b}{3} \right) = 0; \quad (10)$$

Площа стиснутої зони в обох випадках, знаходиться за виразом:

$$A_c = (b - b_1) \cdot a_1 + \frac{a_1 b_1}{2} \cdot \left(b_1 - b_2 - \frac{2b_1}{3} \right) + \frac{a_3 b}{2} \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{b}{3} \right) = 0. \quad (11)$$

Вирішуючи спільно три рівняння, отримуємо площу стиснутої зони A_c . Згідно з першим рівнянням рівноваги (1) знаходимо N , несучу здатність пошкоджених кам'яних стовпів. Отримані за розрахунком результати порівнюємо с отриманими експериментально (табл. 1).

Таблиця 1 – Порівняння експериментальних даних та результатів розрахунку за запропонованою методикою

Маркування зразка	Ескіз	Несуча здатність, $N_{експ}$, кН	Несуча здатність за розрахунком, N , кН	$N/N_{експ}$
1	2	3	4	5
С -1 -1 -1		767	729	0,96
С 0 0 -1		583	548	0,93
С 0 0 0		467	501	1,07
С 0 0 1		460	520	1,13

1	2	3	4	5
C 1 1 -1		453	417	0,92
C 1 -1 -1		767	729	0,96
C 1 0 0		307	340	1,11
C 1 -1 1		567	635	1,12
C -1 1 1		9,8	8,5	1,15
C -1 0 0		340	352	1,03
C 1 1 1		93	107	1,15

1	2	3	4	5
C 0-1 0		700	756	1,08
C 0 1 0		447	496	1,11
C -1 1 -1		23	25	0,92
C -1-1 1		567	635	1,12

Висновки:

Сформульовано основні передумови розрахунку пошкоджених стиснутих елементів з різними видами пошкодження та прикладання зовнішнього зусилля. Наведено пропозиції щодо розрахунку несучої здатності, які наблизять до істинної роботи конструкції. Так, необхідно враховувати глибину пошкодження елемента, а також ексцентриситет з яким прикладається зусилля. Це стосується визначення положення нейтральної лінії і отже, висоти стиснутої зони бетону. Виділено основні розрахункові випадки і описані їх відмінності. Розрахунок за розробленою методикою показав коефіцієнт варіації 8,9 %. Таким чином, методика визначення несучої здатності пошкоджених стовпів, що описана у даній роботі, є достатньо точною та може бути заснована при перевірочних розрахунках у випадку виявлення подібних ситуацій.

Література

1. Binda L., Lualdi M., Saisi A. Non-destructive testing techniques applied for diagnostic investigation: Syracuse cathedral in Sicily, Italy. International Journal of Architectural Heritage, 2007. no. 1. P. 380-402.
2. Деркач В.Н. Каменное заполнение каркасных зданий: прочность, жесткость и силовое взаимодействие с каркасом: дис. д-ра тех. наук: 05.23.01. Брест, 2016. 260 с.
3. Клименко С.В., Шаповал С.Л. Экспериментальні дослідження кам'яної кладки при її місцевому стиску. Галузеве машинобудування, будівництво, 2001. №7. С. 58-64.
4. Онищик Л.И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий. Москва: Государственное издательство строительной литературы, 1939. 215 с.

5. Гриньова І.І. Методика проведення експериментального дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених кам'яних стовпів. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2017. №67. С. 20-26.

6. Зимин С.С., Беспалов В.В., Казимилова А.С. Расчетная модель каменной арочной конструкции. Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры, 2015. №3(113). С. 33–37.

7. Milani G. Upper bound sequential linear programming mesh adaptation scheme for collapse analysis of masonry vaults. *Advances in Engineering Software*, 2015. no. 79. P. 91-110.

8. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. Москва. Высшая школа, 1989. 400 с.

References

- [1] L. Binda, M. Lualdi, A. Saisi, "Non-destructive testing techniques applied for diagnostic investigation", Syracuse cathedral in Sicily, Italy, *International Journal of Architectural Heritage*, no. 1, pp. 380-402, 2007.
- [2] V.N. Derkach, "Kamennoye zapolneniye karkasnykh zdaniy: prochnost', zhestkost' i silovoye vzaimodeystviye s karkasom": dis. d-ra tekhnauk: 05.23.01, Brest, 2016.
- [3] Ye.V. Klymenko, S.L. Shapoval, "Eksperymental'ni doslidzhennya kam'yanoyi kladky pry yiyi mistsevomu stysku", *Haluzeve mashynobuduvannya, budivnytstvo*, no 7, pp.58-64, 2001.
- [4] L.I. Onishchik, Kamennyye konstruksii promyshlennykh i grazhdanskikh zdaniy. Moskva: Gosudarstvennoye izdatel'stvo stroitel'noy literatury, 1939.
- [5] I.I. Grynyova, "Metodyka provedennya eksperymental'noho doslidzhennya napruzhenodeformovanoho stanu poshkodzhennykh kam'yanykh stovpiv", *Visnyk Odes'koyi derzhavnoyi akademiyi budivnytstva ta arkhitektury*, no 67, pp. 20-26, 2017.
- [6] S.S. Zimin, V.V. Bespalov, A.S. Kazimirova, "Raschetnaya model' kamennoy arochnoy konstruksii", *Vestnik Donbasskoy natsional'noy akademii stroitel'stva i arkhitektury*, no 3(113) , pp. 33–37, 2015.
- [7] G. Milani, "Upper bound sequential linear programming mesh adaptation scheme for collapse analysis of masonry vaults", *Advances in Engineering Software*, no, 79, pp. 91-110, 2015.
- [8] N.N. Popov, A.V. Zabegayev, *Proyektirovaniye i raschet zhelezobetonnykh i kamennykh konstruksiy*, Moskva, Vysshaya shkola, 1989.

ОСТАТОЧНАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СЖАТЫХ СТОЛБОВ

Е.В. Клименко, д.т.н., профессор,

klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

И.И. Гринева, ассистент,

irene.grinyova@gmail.com, ORCID: 0000-001-7637-6029

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация. Основной целью исследования является разработка расчетной модели определения остаточной несущей способности поврежденных сжатых каменных элементов поперечного сечения. В лаборатории было изготовлено и испытано 15 опытных образцов с заранее смоделированными повреждениями. Из выбранных факторов варьирования, наиболее влияющими на несущую способность оказались параметры характеризующие повреждение элемента, эксцентриситет влияет второстепенно.

По оценкам экспериментально-статистической модели и однофакторных локальных полей, наибольшее влияние на несущую способность оказывает глубина повреждения в сечении столба. Создана расчетная модель для определения остаточной несущей способности поврежденных конструкций прямоугольного сечения, а так же высоты сжатой зоны (x) и площади сжатой зоны (A_c). В своей основе модель базируется на основных

предпосылках действующих норм.

В статье представлено два обобщенных вида повреждения по типу очертания: прямой, когда угол наклона фронта повреждений равен нулю и косой, когда угол наклона фронта повреждений не равен нулю.

При прямом типе повреждения нейтральная линия проходит параллельно линии фронта повреждения. Полученные два уравнения равновесия дают возможность получить значения неизвестных величин для определения несущей способности.

При косом типе повреждения (с углом γ) главные оси поврежденного сечения не совпадают ни с одной осью неповрежденного сечения, а потому, нейтральная линия не параллельна фронту повреждения, а проходит под некоторым углом.

В результате расчета получено значение остаточной несущей способности поврежденного в процессе эксплуатации каменного сжатого элемента. Методика определения несущей способности поврежденных столбов, описанная в данной работе, достаточно точная и может быть применима при проверочных расчетах в случае выявления подобных ситуаций.

Ключевые слова: натурные испытания, внецентренное сжатие, повреждения, эксплуатация, расчет, остаточная несущая способность.

RESIDUAL BEARING CAPACITY OF COMPRESSED PILLARS

Y.V. Klymenko, Doctor of Engineering Science, Professor,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

I.I. Grynyova, Assistant,
irene.grynyova@gmail.com, ORCID: 0000-001-7637-6029
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. The main goal of the research is to develop a calculation model for determining the residual bearing capacity of compressed stone elements of the damaged cross-section. In the laboratory 15 prototypes with pre-modeled damage were manufactured and tested. From the selected variation factors, parameters characterizing element damage have the greatest influence on the bearing capacity, eccentricity influence is secondary.

According to the estimates of the experimental statistical model and single-factor local fields, the depth of damage in the cross section of the column has the greatest influence on the bearing capacity. A calculation model was created to determine the residual bearing capacity of damaged structures of rectangular cross section and the height of the compressed zone (x) and the area of the compressed zone (A_c). At its core, the model is based on the basic assumptions of existing building codes.

The article presents two generalized types of damages according to the type of shape: direct damage – when the inclination angle of the damage front is zero and oblique damage – when the inclination angle of the damage front is not zero.

In the direct damage type, the neutral line runs parallel to the damage front line. Two equilibrium equations obtained in the research make it possible to obtain values of unknown quantities for determining the bearing capacity. In an oblique type of damage (with angle γ), the main axes of the damaged section do not coincide with any axis of the intact section, and therefore, the neutral line is not parallel to the damage front, but passes at some angle.

As a result of the calculation, the value of the residual bearing capacity of the stone compressed element damaged during the operation has been obtained. The method for determining the bearing capacity of damaged pillars, described in this paper, is sufficiently accurate and can be based on verification calculations in case of such situations.

Keywords: field tests, eccentric compression, damage, operation, calculation, residual bearing capacity.

Стаття надійшла 17.03.2019