



АВТОРИ



ХОХЛІН Д.О.

Канд. техн. наук,
доцент, Київський
національний
університет
будівництва та
архітектури



ПОПОК К.В.

Інженер,
ТОВ «СКАД ГРУП»

ВИПРОБУВАННЯ ЦЕГЛЯНИХ БАЛОК-СТІНОК ПОСЛІДОВНОЮ ДІЄЮ ВЕРТИКАЛЬНИХ ТА ГОРИЗОНТАЛЬНИХ СИЛ

УДК 699.841

АНОТАЦІЯ

В статті розглянуто результати випробувань цегляних балок-стінок послідовною дією вертикальних та горизонтальних сил, з тріщиною та без, а також відповідного скінчено-елементного моделювання та їх аналіз. Підтверджена тенденція щодо меншого опору цегляної балки-стінки на дію горизонтального перекосу за наявності вертикальних перекосів. Побудована нелінійна скінчено-елементна модель балки-стінки показала прийнятний рівень збіжності з експериментальними даними. Показана загальна адекватність пропонованої методики визначення залишкової несучої здатності простінків з одичними тріщинами.

In the paper the results of brick wall-beams tests by successive action of vertical and horizontal forces, with crack and without, and of due finite-element modeling are considered and analyzed. The tendency is confirmed to lowering the brick wall-beams resistance to the horizontal skew action if the vertical skews are present. The constructed finite element non-linear model of the wall-beam model showed an acceptable level of conformity with the experimental data. The general adequacy of the proposed method for determining the residual bearing capacity of partition walls with single cracks is shown.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

цегляний, балка-стінка, перекус, випробування, моделювання

ВСТУП

Значна частина території України є сейсмонезбезпечною, а для будівель класу відповідальності СС-3 згідно карт ОСР 2004-С, а також окремих нових досліджень [1], сейсмонезбезпечною (6 та більше балів) є вся територія країни. По всій Україні присутні також ті чи інші джерела значних нерівномірних деформацій основи (ЗНДО).

Виникнення ЗНДО є чинником утворення складного напружено-деформованого стану конструктивних систем будівель і споруд, тріщин, місцевих та загальних руйнувань конструкцій. Особливо це стосується залізобетонних і кам'яних будівель з жорсткими конструктивними системами, при цьому більш уразливими є конструкції з кам'яної кладки. Очевидно, що перебування у такому переднапруженому стані, а також розвиток дефектів і пошкоджень веде до зниження сейсмостійкості конструктивних систем. Таким чином, важливим є вивчення впливу наслідків ЗНДО на сейсмостійкість конструктивних систем. При цьому теоретичні розрахункові дослідження мають бути доповнені натурними та фізичними експериментами за детально проробленою методикою.

В цілому, експериментальні дослідження сейсмостійкості конструкцій в тому чи іншому аспекті (визначення опору горизонтальним поперечним силам, динамічних характеристик, показників пластичності та демпфування тощо) плідно проводилися довгий час. Щодо кам'яних конструкцій можна виділити результати експериментальних випробувань [2-6 та ін.]. Їх аналіз показує відсутність випробувань, які стосувалися б вивчення напружено-деформованого стану клад-



ки з пошкодженнями та без в умовах одночасної дії перекосів в горизонтальному та вертикальному напрямках, характерному для сумісної послідовної дії ЗНДО та сейсміки. Також проблемою є мала кількість досліджень несучої здатності кладки у пошкодженому стані (наприклад, від ЗНДО).

Метою статті є аналіз результатів випробувань і моделювання цегляних балок-стінок, що піддаються послідовній дії вертикальних та горизонтальних сил, в т.ч. за умови розвитку тріщин у кладці.

Методика випробувань в цілому описана у статті [7]. Розміри зразків 1290x847x250 мм. Зразки мають наступне маркування:

- БС-ТД – послідовне випробування на вертикальні перекоси-згин (балка-стінка на двох опорах) та горизонтальний перекіс (на горизонтальну силу) з утворенням тріщини (руйнування на розтяг) у зразку на першому етапі (на другому етапі вертикальні сили, не враховуючи власну вагу зразка, доведені до загального значення 1,250 тс або 12,25 кН);
- БС-БТ – послідовне випробування на вертикальні перекоси-згин (балка-стінка на двох опорах) та горизонтальний перекіс (на горизонтальну силу) без допущення загальних тріщин у зразку після першого етапу (вертикальні сили, не враховуючи власну вагу зразка, доведені до загального значення 1,250 тс або 12,25 кН);
- БС-К – випробування балки-стінки на суцільний

Таблиця 1. Значення критичних градієнтів напору

№ п/п	Розміри цеглини, мм	Маса цеглини, г	Руйнуюче зусилля, кгс	Границя міцності, кгс/см ² (Н/мм ²)
Настиг				
1	247x119x66	2970	41400	140
	248x120x68	2915		(14,0)
2	248x119x65	3025	45200	153
	247x119x65	2975		(15,3)
3	247x119x64	2975	43200	147
	248x119x65	2980		(14,7)
4	248x119x66	3060	41400	139
	249x120x65	2990		(13,9)
5	247x119x65	2975	45400	154
	248x119x63	2975		(15,4)
Середнє значення				147 (14,7)
На згин				
1	248x120x63	2995	320	20,1 (2,01)
2	249x120x64	2950	256	15,6 (1,56)
3	248x119x66	3055	308	17,7 (1,77)
4	248x119x66	3075	236	13,6 (1,36)
5	248x119x65	2940	314	18,6 (1,86)
Середнє значення				17,1 (1,71)

опорі на горизонтальний перекіс (на горизонтальну силу) за дії вертикальних сил, не враховуючи власну вагу зразка, з загальним значенням 1,250 тс або 12,25 кН.

Для виготовлення зразків була використана рядова керамічна цегла марки М100 або $f_b = 10,0$ МПа (за даними виробника – Кіровоградського заводу будівельних матеріалів № 1). Розчин використано цементно-піщаний з запланованою маркою М50 ($f_m = 5,0$ МПа) з додаванням вапна наступного складу за об'ємом (цемент М400 : вапняне тісто : пісок : вода): 1,0 : 0,9 : 8,0 : 1,2.

Для визначення та врахування фактичної міцності матеріалів були проведені їх контрольні випробування: цегли на згин та стиск згідно ДСТУ Б В.2.7-248:2011 [8]; кубів розчину зі стороною 70,7 мм на стиск згідно ДСТУ Б В.2.7-239:2010 [9]. Згідно ДСТУ Б В.2.7-61:2008 [10] за результатами випробувань (табл. 1) марка цегли складає М100 за показником міцності на згин ($f_b = 10,0$ МПа), хоча безпосередньо середня міцність на стиск досягає майже показника $f_b = 15,0$ МПа. Результати випробувань розчину показали середню міцність на стиск 45 кгс/см² або $f_m = 4,5$ МПа.

Зовнішній вигляд випробуваних балок-стінок наведено на рис. 1 (випробування проводилися

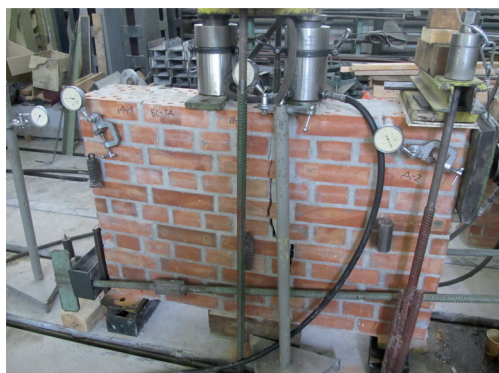


Рис.1. Зовнішній вигляд зразків балок-стінок за результатами випробувань: а – БС-ТД після першого етапу; б – БС-ТД після остаточного руйнування від горизонтальної сили; в – БС-БТ після остаточного руйнування від горизонтальної сили; г – БС-К після остаточного руйнування від горизонтальної сили



у випробувальному центрі ДП НДІБК).

Основними фіксованими даними випробувань стали результати граничних горизонтальних сил, що сприймали зразки за різних умов випробувань. Для зразків, що випробувалися без стану руйнування, також вимірювалися деформації основних діагоналей, які характеризують внутрішні деформації пластин конструкцій при перекосах. Отримано наступні результати по граничних силах:

зразок БС-БТ: руйнуюча горизонтальна сила $V_{hu} = 12,0$ тс (118 кН);

зразок БС-К: руйнуюча горизонтальна сила $V_{hu} = 16,0$ тс (157 кН).

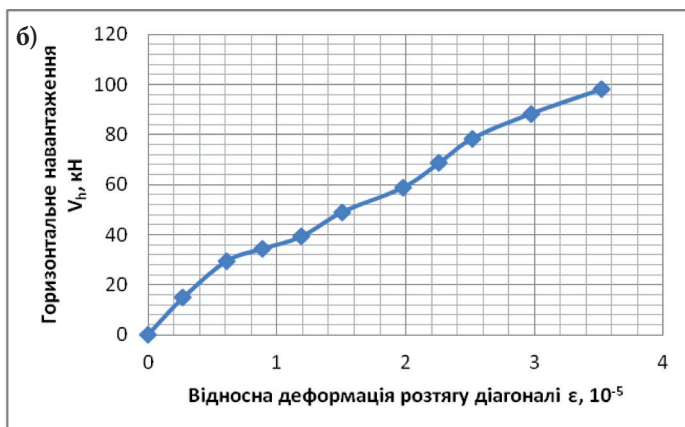


Рис.2. Графіки деформування основних діагоналей зразку БС-БТ під дією горизонтальної сили V_h : а – діагональ, що стискається; б – діагональ, що розтягується.

Графіки деформування діагоналей для зразків БС-БТ наведено на рис. 2.

Для моделювання у СЕ моделі вибрано зразок БС-БТ та використано програмний комплекс (ПК) ЛИРА-САПР 2015. Геометричні характеристики моделі (рис.3) повністю відображають параметри натурального зразка. Розміри сторони СЕ в площині кладки варіюються в межах 77...100 мм.

При складанні схеми враховане наступне:

- загальна піддатливість опор у вигляді стрижнів арматури (тип СЕ 51);
- місцева умовно абсолютна жорсткість упорних

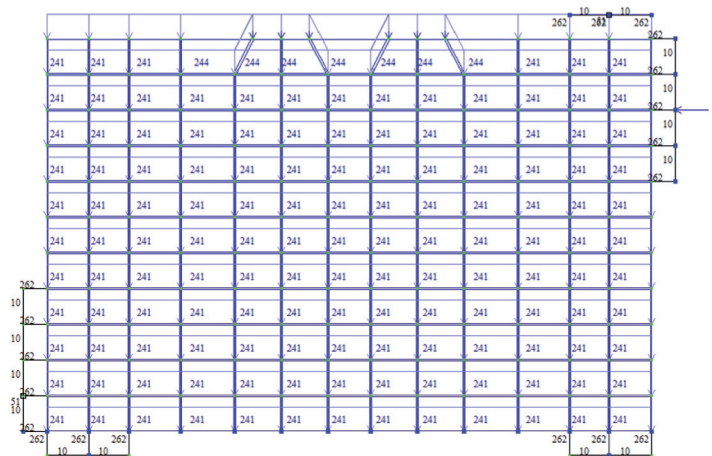


Рис.3. Зовнішній вигляд СЕ моделі зразку БС-БТ з вказанням номерів типів СЕ та місць прикладення навантажень.

пластин (АЖТ у вигляді стрижнів (тип СЕ 10) з умовно нескінченною жорсткістю);

- односторонність опор (робота тільки на стиск, тип СЕ 262).

Використано наступні характеристики кладки та її скінчених елементів.

Тимчасовий опір кладки на стиск $f_u = 389$ тс/м² (3,81 МПа), визначений експериментально при випробуваннях, що описані в роботі [11]. Тимчасовий опір кладки на розтяг (за головними розтягуючими напруженнями) f_{tvi} (f_{xdu}) = 22,4 тс/м² (0,22 МПа) для розчину з $f_m = 4,5$ МПа [12]. Початковий модуль деформацій (пружності) кладки $E_0 = 1390$ МПа, визначений експериментально [11]. Пружна характеристика кладки $\alpha = 1000$ [12].

Для нелінійного моделювання використано припущення щодо першочерговості руйнування кладки за головними напруженнями. При цьому використана формула Онішіка, яка у позначеннях [13] виглядає наступним чином:

$$\epsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 f_u} \right). \quad (1)$$

Для моделювання кладки використано нелінійні пластини СЕ тип 241 та 244 з параметрами нелінійного деформування матеріалів, що наведено на рис. 4 (використано кусково-лінійний закон деформування).

Послідовно прикладали три типи завантажень: власна вага кладки за 20 кроків (середня густина кладки 1640 кг/м³); привантаження загальним вертикальним навантаженням 1,25 тс (12,25кН) в шести верхніх точках за 20 кроків; горизонтальною силою до руйнування в точці зверху справа (середині жорсткої пластини) до 50 кроків.

В результаті моделювання отримано горизонтальну руйнуючу силу $V_{hu} = 14$ тс (137 кН), загальний вигляд картини руйнування зразку представлено на рис. 5.

Графіки деформування діагоналей (згідно роз-

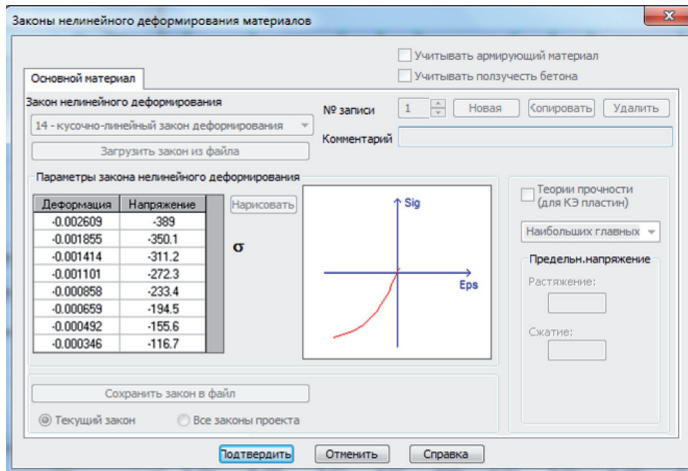


Рис.4. Закон нелинейного деформирования для СЕ кладки в модели.

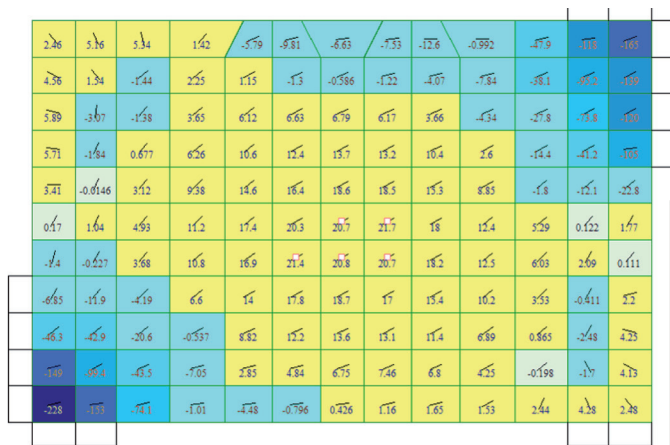


Рис.5. Картина руйнування СЕ моделі зразка БС-БТ з вказанням головних напруг, що розтягують, на момент руйнування та напрямом головних осей/

ташування датчиків на натурних зразках) за моделюванням відносно експериментальних даних наведено на рис. 6.

Аналіз результатів випробувань зразків БС-БТ та БС-К, а також результатів моделювання показав наступне. Визначена однозначна тенденція щодо меншого опору цегляної балки-стілки на дію горизонтального перекошу (сили) за наявності вертикальних перекошів, що виникають при схемі обпирання балки-стілки на двох опорах. Відносна різниця у отриманих руйнуючих горизонтальних зусиллях V_{hu} для експериментального зразка БС-БТ та відповідної моделі складає прийнятні 16,7%, причому діаграми деформування діагоналей зразків також показують гарну збіжність в першу чергу при середніх рівнях напружень у балці-стілці та до прийнятних значень 14...20% при наближенні до напружень руйнування. Отримані відмінності при цьому можуть бути пояснені природною неідеальністю виконання реальної кладки (наявністю мікротріщин, деякою нерівномірністю заповнень швів,

коливаннями міцності цегли та розчину). Також слід відмітити співпадіння якісної картини руйнування зразку та його моделі з основною ділянкою руйнування в середній частині зразку по похилій тріщині від головних напруг, що розтягують. Таким чином, запропонований авторами спосіб нелінійного моделювання може бути використаний для практичних прикладних нелінійних розрахунків з врахуванням відповідних розрахункових значень опорів та деформацій кладки.

Також на основі випробувань зразка БС-ТД (отримав на першому етапі вертикальну тріщину, з якою проводилося подальше випробування на горизонтальну силу) перевірена описана в роботі [14] методика визначення залишкової несучої здатності простінків з одиночними тріщинами. Коефіцієнт зниження несучої здатності за експериментом у порівнянні з випробуванням контрольного зразку БС-К склав $k_{експ} = 8,50/16,0 = 0,531$. Визначений за [14] відповідний коефіцієнт за наявності вертикальної тріщини, зміни ексцентриситетів прикладення вертикальних

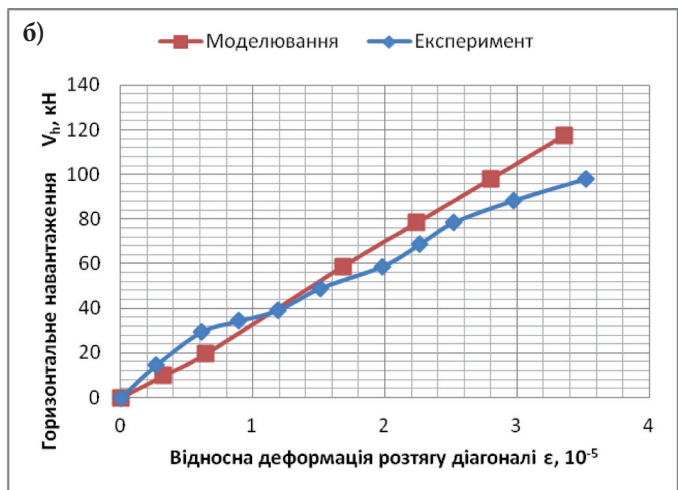
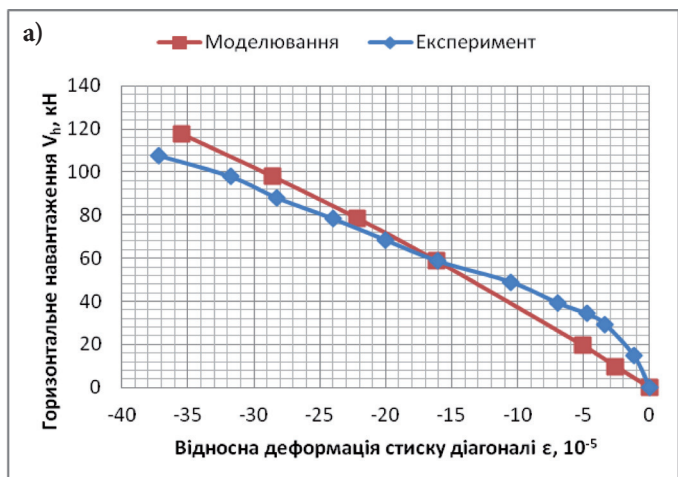


Рис.6. Графіки деформування основних діагоналей зразку БС-БТ та його моделі під дією горизонтальної сили V_h : а – діагональ, що стискається; б – діагональ, що розтягується.



сил та за умови руйнування за головними напругами, що розтягують, склав $k_{теор} = 0,599$, тобто з різницею у прийнятті 13%. Дана різниця може бути при набиранні певної статистики врахована додатковим коефіцієнтом надійності до результатів теоретичного розрахунку $\gamma = 0,85...0,90$.

ВИСНОВКИ

На основі викладеного вище можна зробити наступні висновки. Визначена однозначна тенденція щодо меншого опору цегляної балки-стінки на дію горизонтального перекосу (сили) за наявності вертикальних перекосів, що виникають при схемі обпирання балки-стінки на двох опорах. Побудована згідно пропозицій авторів нелінійна скінчено-елементна модель цегляної балки-стінки показала прийнятний рівень збіжності з відповідними даними, отриманими експериментальним шляхом. Наведений спосіб нелінійного моделювання може бути використаний для практичних прикладних нелінійних розрахунків з врахуванням відповідних розрахункових значень опорів та деформацій кладки. На основі випробувань зразка балки-стінки з попередньо утвореною тріщиною доведена загальна адекватність пропонованої авторами методики визначення залишкової несучої здатності простінків з одиночними тріщинами. Проведене обмежене коло випробувань дозволило підтвердити передбачені авторами тенденції щодо опору цегляної кладки в умовах дії перекосів в двох напрямках та за наявності тріщин у простінках. Для остаточного отримання та уточнення експериментально обґрунтованих стійких закономірностей доцільно провести додаткову серію випробувань зразків цегляних балок-стінок з варіюванням комплексу характеристик матеріалів кладки, розмірів зразків, а також різних типів тріщин в них.

ЛІТЕРАТУРА

1. О необходимости сейсмического микро-районирования строительных площадок высотных зданий и ответственных сооружений в низко- и высокосейсмических районах Украины / [А.В. Кендзера, В.К. Егупов, О.С. Вербицкая, и др.] // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: ДП НДІБК, 2015. – № 82. – С. 44-66.
2. Абдурашидов К.С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления / Абдурашидов К.С. – Ташкент, Фан. – 1974. – 216 с.
3. Мартемьянов А.И. Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением / Мартемьянов А.И., Ширин В.В. – М.: Стройиздат, 1978. – 204 с.
4. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий: учеб. пособие для вузов / Поляков С.В. – М.: Высшая школа, 1983. – 304 с.
5. Maheri, M.R., Rajabi, A.R., & Najafgholipour-Haghighi, M. A. (2006). The influence of vertical mortar joints on the seismic strength of unreinforced brick walls. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (3-8 September 2006). Geneva [in English].
6. Копаница Д.Г. Экспериментальные исследования фрагментов кирпичной кладки на действие статической и динамической нагрузки / Д.Г. Копаница, О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов // Вестник ТГАСУ. – Томск: ФГБОУ ВПО ТГАСУ. – 2012. – № 4. – С. 157-178.
7. Хохлін Д.О. Методика експериментального дослідження впливу нерівномірних деформацій основи на сейсмостійкість несучих конструкцій / Д.О. Хохлін, К.В. Попок // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, НУВГП. – 2016. – № 32. – С. 420-427.
8. Матеріали стінові. Методи визначення границь міцності при стиску і згині: ДСТУ Б В.2.7-248:2011. – [Чинний від 2012-12-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – V, 10 с. – (Національний стандарт України).
9. Розчини будівельні. Методи випробувань: ДСТУ Б В.2.7-239:2010. – [Чинний від 2011-08-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – IV, 20 с. – (Національний стандарт України).
10. Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ): ДСТУ Б В.2.7-61:2008. – [Чинний від 2009-08-14]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – III, 27 с. – (Національний стандарт України).
11. Хохлін Д.О. Міцність цегляної кладки за наявності горизонтальних тріщин / Д.О. Хохлін, К.В. Попок // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне. – 2016. – № 33. – С. 219-226.
12. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-162:2010. – На замін СНиП II-22-81. – [Чинні від 2011-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – VI, 97 с. – (Будівельні норми України).
13. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд: ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний від 2016-04-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. – 356 с. – (Національний стандарт України).
14. Popok K.V. (2016). The Effect of Cracks on the Bearing Capacity of Masonry Structures. Motrol: kom. Mot. Energ. Roln., OL PAN, 18(10), 85-92.



REFERENCES

1. Kendzera, A.V., Yegupov, V.K., Verbitskaia, O.S., Semenova, Yu.V., Lesovoi, Yu.V., Yegupov K.V., et al. (2015). O neobkhodimosti seismicheskoho mikroraionirovaniia stroitelnykh ploshchadok vysotnykh zdaniy i otvetstvennykh sooruzheniy v nizko- i vysokoseismicheskikh raionakh Ukrainy [About the necessity of seismic microzoning of building sites for high-rise buildings and important facilities in low and high seismic regions of Ukraine]. *Budivelni konstruktzii – Civil structures*, 82, 44-66. Kyiv: SE NDIBK [in Russian].
2. Abdurashidov, K.S. (1974). *Naturnye issledovaniia kolebaniy zdaniy i sooruzheniy i metody ikh vosstanovleniia* [Full-scale studies of vibrations of buildings and structures and methods of their restoration]. Tashkent: Fan [in Russian].
3. Martemianov, A.I., & Shirin, V.V. (1978). *Sposoby vosstanovleniia zdaniy i sooruzheniy, povrezhdennykh zemletriaseniem* [The restoration methods for buildings and structures damaged by an earthquake]. Moscow: Stroizdat [in Russian].
4. Poliakov, S.V. (1983). *Seismostoikiie konstruktzii zdaniy* [Earthquakeproof designs of buildings]. Moscow: Vysshaia shkola. [in Russian].
5. Maheri, M.R., Rajabi, A.R., & Najafgholipour-Haghighi, M. A. (2006). The influence of vertical mortar joints on the seismic strength of unreinforced brick walls. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (3-8 September 2006). Geneva [in English].
6. Kopanitsa D.H. (2012). *Eksperimentalnye issledovaniia frahmentov kirpichnoi kladki na deistviie staticheskoi i dinamicheskoi nahruzki* [Experimental studies of masonry fragments for the effect of static and dynamic loads]. *Vestnik TGASU - TGASU Newsletter*, 4, 157-178. Tomsk; FGBOU VPO TGASU [in Russian].
7. Khokhlin, D.O., & Popok, K.V. (2016). *Metodyka eksperymentalnoho doslidzhennia vplyvu nerivnomirnykh deformatsii osnovy na seismostiikist nesuchykh konstruktzii* [Procedure of the experimental research of base differential settlements influence on bearing structures earthquake resistance]. *Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy - Resource-saving materials, structures, buildings and facilities*, 32, 420-427. Rivne: NUVHP [in Ukrainian].
8. *Materialy stinovi. Metody vyznachennya hranyts mitsnosti pry styisku i zhyni* [Wallings. Methods for determining the limits of compression and bending strength]. (2012). DSTU B V.2.7-248:2011 from 1st December 2012. Kyiv: Minrehionbud of Ukraine [in Ukrainian].
9. *Rozchyny budivelni. Metody vyprobuvan* [Building mortars. Test methods]. (2010). DSTU B V.2.7-239:2010 from 1st August 2011. Kyiv: Minrehionbud of Ukraine [in Ukrainian].
10. *Budivelni materialy. Tsehla ta kameni keramichni riadovi i lytsiovi. Tekhnichni umovy* [Building materials. Course and facing bricks and building tiles. Specifications]. (2009). (EN 771-1:2003, NEQ): DSTU B V.2.7-61:2008 from 14th August 2009. Kyiv: Minrehionbud of Ukraine [in Ukrainian].
11. Khokhlin, D.O. & Popok, K.V. (2016) *Mitsnist tshlianoi kladky za naiavnosti horyzontalnykh trishchyn* [The strength of brick masonry in the presence of horizontal cracks]. *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats - Resource-saving materials, structures, buildings and facilities: Collected Works*, Vol.33, 219-226. Rivne [in Ukrainian].
12. *Kamiani ta armokamiani konstruktsiyi. Osnovni polozhennya* [Masonry and reinforced masonry structures. Guidelines]. (2011). DBN V.2.6-162:2010 from 1st September 2011. Kyiv: Minrehionbud of Ukraine [in Ukrainian].
13. *Rozrakhunok i konstruiuvannia kamiianykh ta armokamiianykh konstruktzii budivel ta sporud* [Calculation and design of masonry and reinforced masonry structures of buildings and facilities]. (2015). DSTU B V.2.6-207:2015 from 1st April 2016. Kyiv, Minrehionbud of Ukraine [in Ukrainian].
14. Popok K.V. (2016). The Effect of Cracks on the Bearing Capacity of Masonry Structures. *Motrol: kom. Mot. Energ. Roln., OL PAN*, 18(10), 85-92. Lublin; Rzeszów (Poland) [in English].