



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.4>

УДК



ЗЕЛЕНКО Є.В.

Старший науковий співробітник
Державного підприємства
«Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail: euzelenko@gmail.com
тел.: +38 044 249 37 34
ORCID: 0000-0002-9032-2577



ЛІСЕНИЙ О.М.

Канд. техн. наук, завідувач
відділу Державного
підприємства «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: lab343@ndibk.gov.ua
тел.: +38 044 249 37 66
ORCID: 0000-0003-0792-8082

РУЙНУВАННЯ СТІНИ ЦЕГЛЯНОЇ БУДІВЛІ У ВИГЛЯДІ ПОЗДОВЖНЬОГО РОЗКОЛЮВАННЯ. ПРИЧИНИ, МЕТОДИ ВИЯВЛЕННЯ ТА ПІДСИЛЕННЯ

АНОТАЦІЯ

Викладені основні результати натурального інструментального обстеження адміністративної будівлі в м. Києві. Первісна проектна документація на будівлю за давністю не збереглася. При обстеженні виявлено розкол у товщі кладки вздовж несучої цегляної зовнішньої стіни в рівні 1-го поверху. Два простінки внаслідок пошкоджень повністю втратили несучу здатність, повне їх руйнування не відбувається тільки за рахунок перерозподілу зусиль на сусідні простінки, поперечні стіни, перегородки тощо. Простінки несучої зовнішньої стіни, які зазнали пошкоджень, складені з різних матеріалів (кладка з жовтої цегли і кладка з червоної цегли). Визначені показники міцності матеріалів комплексної кладки стін: жовта керамічна цегла в кладці обрамлення віконних прорізів за міцністю на стиск відповідає марці 75; червона керамічна цегла в кладці простінків – марці 35. Пошкоджена частина стіни має вигин в бік вулиці. Для визначення геометричних параметрів вигину зовнішньої поверхні стіни були виконані вимірювання

поздовжнього профілю стіни в трьох рівнях. Виявлено, що у рівні над карнизом стіна практично прямолінійна. В той же час, безпосередньо під карнизом горизонтальні зміщення стіни назовні складають до 68 мм. На рівні цокольного пояса зміщення стіни назовні складають до 20 мм. Проведені розрахунки міцності елементів несучих стін, згідно з якими несуча здатність не забезпечується, значення коефіцієнтів перевантаження сягають до $k = 1,402 > 1$. Проаналізовані результати багаторічного моніторингу вертикальних осідань будівлі. Характер руйнування простінків і підкарнизної ділянки стіни 1-го поверху обумовлений конструкцією цієї стіни. Руйнування стіни в рівні 1-го поверху відбулося шляхом утворення вертикальних поперечних тріщин у простінках по межі кладки обрамлення вікон з жовтої цегли, а також утворення поздовжнього розриву простінків та надвіконної частини стіни з загальною орієнтацією між концентраторами напружень – кут над карнизом, де відбувається зміна товщини стіни, і підвіконними нішами. На



підставі результатів обстеження та розрахунків встановлені причини аварійного стану стіни. Був зроблений висновок, що всі простінки стін 1-го поверху потребують підсилення, з врахуванням перевантаження за розрахунком, також рекомендоване підсилення простінок стін 2-го поверху. Надані рекомендації щодо підсилення несучих стін будівлі при пошкодженні у вигляді поздовжнього розколу.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: Цегляні стіни, надбудова, поздовжній розкол кладки, простінок, осідання, підсилення.

THE DESTRUCTION IN THE FORM OF A LONGITUDINAL SPLIT OF THE WALL OF THE BRICK BUILDING. CAUSES AND METHODS OF DETECTION AND STRENGTHENING

ABSTRACT

The main results of the full-scale instrumental survey of the administrative building in Kyiv are presented. The original design documentation for the building has not been preserved. The inspection revealed a splitting in the masonry thickness along the load-bearing external brick wall at the 1st floor level. As a result of damage, two partitions have completely lost their bearing capacity, their complete destruction did not occur only due to the efforts redistribution to the adjacent partitions, transverse walls, dividing walls etc. The damaged partitions of the load-bearing external wall are made of different materials (yellow brick masonry and red brick masonry). The strength indicators of the materials of the complex masonry are determined as follows: yellow ceramic brick in the windows casings masonry corresponds to mark 75 by its compressive strength; red ceramic brick in the partitions masonry corresponds to mark 35. The damaged wall part has a curve towards the street. To determine the curvature geometric parameters of the external surface of the wall, the longitudinal wall profile is measured in three levels. It is found that the wall is almost rectilinear in the level above the cornice. At the same time, directly under the cornice, the horizontal wall displacements to the outside are up to 68 mm. At the level of the socle belt, the wall displacement to the outside is up to 20 mm. The analysis of the load-bearing wall elements shows that the load-bearing capacity is not ensured, and the overload coefficients values reach $k = 1.402 > 1$. The results of a long-term monitoring of vertical building settlements are analyzed. The nature of the destruction of the partitions and wall area under the cornice at the 1st floor is due to the wall design. The wall destruction at the level of the 1st floor results from the formation of vertical transverse cracks in the partitions along the boundary of the yellow brick masonry of the windows casings, as well as the formation of a longitudinal rupture of the partitions and wall part above the windows with a common

orientation between the stress concentrators, i. e. an angle above the cornice, where the wall thickness changes, and window niches. Based on the results of survey and calculations, the causes of the emergency state of the wall are found. It is concluded that all partitions of the 1st floor should be strengthened, taking into account the calculated overload; it is also recommended to strengthen the partitions of the 2nd floor walls. The recommendations are given for strengthening the load-bearing building walls in case of a damage in a longitudinal splitting form.

KEYWORDS: Brick walls, superstructure, longitudinal splitting of masonry, partitions, settlement, strengthening.

ВСТУП

Об'єкт дослідження – адміністративний будинок у м. Києві, який складається з кількох виділених об'єктів, що зведені або надбудовані в різні періоди. Комплексне дослідження частини будівлі в осях 1-4/Г-Ж проводилось у листопаді-грудні 2019 р.

Первісна проектна документація на будівлю за давністю не збереглася. З історичної довідки відомо, що на місці сучасних п'ятиповерхових частин будівлі раніше були дві Г-подібні у плані двоповерхові з підвалом кам'яні будівлі, зведені в 1874-1875 роках. У 1930-х роках зазначені будівлі були надбудовані трьома поверхами та з'єднані шестиповерховою вставкою-прибудовою з боку головного фасаду. Додатково у 1990-х роках вприпул до будівель ХІХ століття були прибудовані 2-3-поверхові будівлі у дворовій частині ділянки забудови.

На об'єкті в період з 1999 р. по 2017 р. проводились інженерно-геодезичні вимірювання осідань, результати яких викладені в окремих звітах за кілька періодів.

МЕТА ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою роботи є забезпечення надійної експлуатації адміністративного будинку на основі результатів натурного інструментального обстеження, перевірних розрахунків та оцінки технічного стану конструкцій.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

План адміністративного будинку умовно розділений на блоки, схема розташування яких та умовні осі позначені на рисунку 1. Обстежувана частина в осях 1-4/Г-И належить до блоку Б. План 1-го поверху обстежуваної частини будинку (блоку Б) з позначенням осей наведений на рисунку 2.

У результаті проведеного обстеження зафіксовані значні пошкодження конструкції зовнішньої несучої стіни в осях 4/Г-Д, а саме:

- поздовжня вертикальна тріщина до 70мм в цегляних простінках та надвіконних ділянках стіни 1-го поверху по осі 4/Г-Д



(рисунки 3 і 4), яка утворює поздовжній розкол стіни, що поширюється на три простінки у кімнатах 140, 141 і 142 (рисунок 2);

- поздовжній розкол стіни супроводжується вертикальним зміщенням до 30 мм внутрішньої відколотої частини стіни відносно зовнішньої частини;
- стіна I-го поверху в осях 4/Г-Д має видимий вигин назовні;
- поперечні вертикальні тріщини до 1 мм в простінках, в тому числі по лінії примикання кладки з двох видів цегли;
- особливо небезпечною є тріщина у простінку в кімнаті 142, яка утворилася внаслідок повного зрізу простінку косою тріщиною «на клин»;
- значні виколювання ділянок кладки стіни, прилеглих до ніш опалення.

Два простінки, які розташовані у кімнатах 141 і 142, внаслідок пошкоджень повністю втрапили несучу здатність, повне їх руйнування не відбувається тільки за рахунок перерозподілу зусиль на сусідні простінки, поперечні стіни, перегородки тощо.

Після розкриття штукатурного шару встановлено, що простінки несучої зовнішньої стіни, які зазнали пошкоджень, складені з різних матеріалів (рисунок 5).

За результатами неруйнівних випробувань з визначення міцності матеріалів кладки на ділянках зовнішньої стіни першого поверху будівлі, встановлено, що жовта керамічна цегла в кладці обрамлення віконних прорізів за міцністю на стиск відповідає марці 75 ($R_{cp}=12,1$ МПа, $R_{min}=7,3$ МПа), червона керамічна цегла в кладці простінків – відповідає марці 35 ($R_{cp}=4,1$ МПа, $R_{min}=2,6$ МПа). Марка червоної цегли нижча за мінімальну марку згідно з чинними будівельними нормами. Вапняний розчин на обстежених ділянках кладки за середньою міцністю ($R_{cp}=2,0$ МПа) відповідає марці 10.

Для визначення геометричних параметрів вигину зовнішньої поверхні стіни, по осі 4, при обстеженні були виконані вимірювання поздовжнього профілю стіни в трьох рівнях: над карнизом I-го поверху, під карнизом та над цокольным пояском. Вимірювання відносного горизонтального зміщення зовнішньої поверхні стіни виконані лінійкою відносно шнура, який натягувався на ділянці

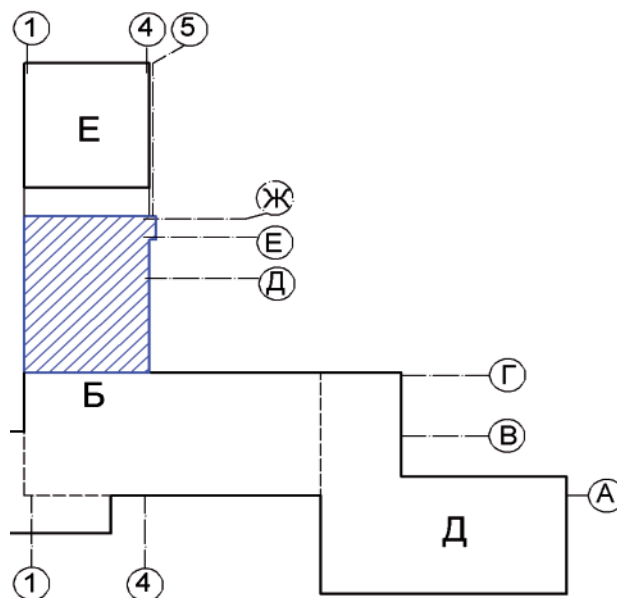


Рисунок 1 – Частина будівлі, що обстежувалась, на загальній схемі будівлі

довжиною 11,2 м, від кута будинку, в осях 4/Г.

Результати вимірювань горизонтальних відхилень стіни від прямолінійності на зазначеній ділянці показані на рис. 6. Виявлено, що у рівні над карнизом стіна практично прямолінійна, горизонтальні відхилення складають від +8 мм до -3 мм. В той же час, безпосередньо під карнизом горизонтальні зміщення стіни назовні складають до 68 мм. На рівні цокольного пояса зміщення стіни назовні складають до 20 мм.

Виявлена картина утворення тріщин та деформування стіни дає підставу вважати, що в межах даної ділянки відбувся поздовжній розкол (роз-

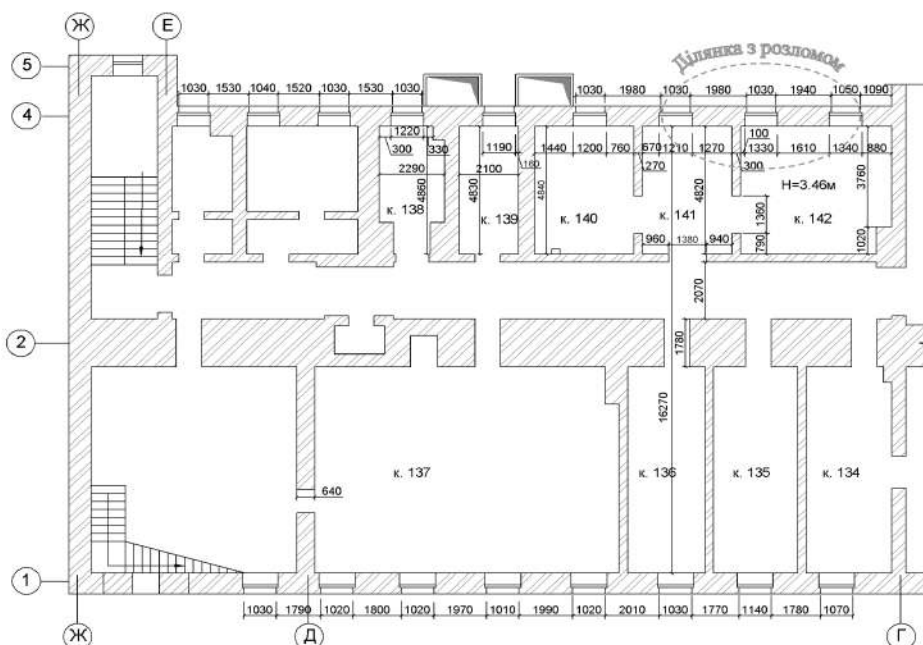


Рисунок 2 – План першого поверху в осях 1-5/Г-Ж



Рисунок 3 – Поздовжній розкол простінку та надвіконної частини стіни



Рисунок 4 – Тріщина в простінку, яка переходить у розкол надвіконної частини стіни

рив) зовнішньої несучої стіни 1-го поверху за схемою, яка показана на рисунку 7. При цьому зазначений розкол не поширюється на стіну в рівні 2-го поверху.

Крім того, були вивчені дані геодезичного спостереження за осіданнями. Як показано на фрагменті плану (рисунок 8), за період з 1999 р. по 2017 р. максимальні осідання стін будівлі склали 23,8 мм для репера 7, який встановлений на перетині стін в осях 4 і Г поряд з пошкодженою ділянкою стіни по осі 4. Додатково встановлено, що орієнтація тріщин над перемичками стін підтверджує порівняно більше осідання однієї з частин будівлі (зона розташування реперів 7 і 19) порівняно з іншими. Очевидно, що загальні осідання елементів будівлі за період, який минув з часу надбудови (1930-ті роки), може бути значно більшим.

Від працівників ремонтної служби Замовника відомо, що раніше на ділянці двору біля стіни по осі 4 існувала понижена застійна ділянка, з якої могло відбуватись замочування основи фундаментів будинку. Асфальтове покриття двору було відновлене у 2016 році. Разом з тим, геодезичний контроль з 2017 року не виконувався, тому невідомо, чи відбулася стабілізація осідань фундаментів.

Виконане, також, обстежен-

ня стін з вибіркоким розкриттям їх опорядження на інших ділянках будівлі в осях 1-4/Г-Ж. В результаті обстеження встановлено, що пошкодження у вигляді поздовжнього розколу наявні тільки у стіні в осях 4/Г-Д, а інші ділянки стін перебувають в задовільному стані.

Перевірені розрахунки елементів стін будівлі, виконані на позacentровий стиск за формулами розділу 11.1 ДБН В.2.6-162:2010 [1]. Умова несучої здатності елементів стін (на одиницю довжини) має вигляд

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

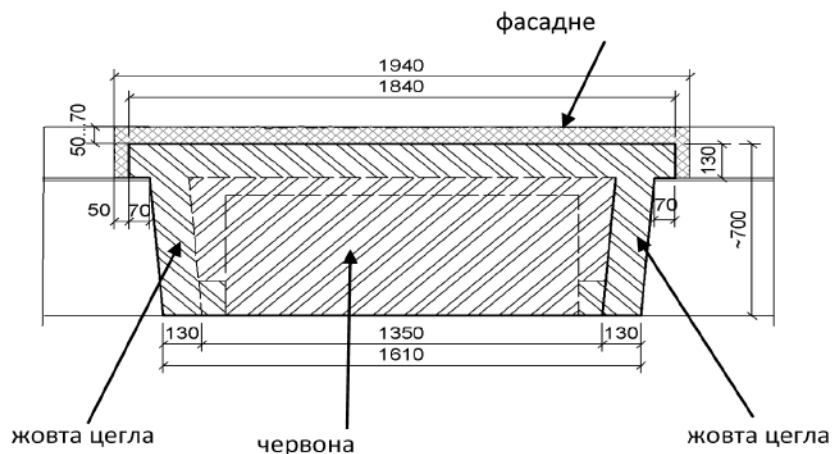


Рисунок 5 – Геометрична схема простінку, викладеного з цегли двох видів



де N_{Ed} – розрахункове значення вертикального зусилля, яке діє у перерізі простінку, $N_{Rd} = \Phi \times t \times f_d$ – розрахункове значення несучої здатності (міцності), Φ – коефіцієнт зменшення несучої здатності стіни для врахування гнучкості і ексцентриситету; f_d – розрахункова величина міцності кладки на стиск; t – товщина стіни.

Міцність кладки на стиск f_d визначена з врахуванням фактичних показників міцності цегляної кладки, визначених при інструментальному обстеженні.

Для кладки з жовтої цегли характеристичне значення міцності на стиск f_k визначене згідно з п. 8.6.1.2.2 ДБН В.2.6-162:2010 [1] і складає

$$f_k = k \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} = 0,55 \times 0,8 \times 12,1^{0.7} \times 2,0^{0.3} = 3,10 \text{ МПа,}$$

де $f_b = 12,1$ МПа і $f_m = 2,0$ МПа - середні значення фактичної міцності цегли і розчину.

Розрахунковий опір кладки f_d визначений згідно з п. 7.4.1 [1] при $\gamma_M = 2,0$ (таблиця 14 Додатку Р [2])

$$f_d = f_k / \gamma_M = 3,10 / 2 = 1,55 \text{ МПа.}$$

Аналогічно визначений розрахунковий опір для кладки з червоної цегли, який складає $f_d = 0,72$ МПа (при $f_b = 4,1$ МПа і $f_m = 2,0$ МПа).

Середньозважена міцність кладки простінка складає $f_d = 0,98$ МПа.

Розрахункові значення зусиль визначені шляхом розрахунків моделі у вигляді поперечної рами за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР 2018. Епюри розрахункових значень



Рисунок 6 – Схема вигину назовні зовнішньої поверхні стіни 1-го поверху (в мм)

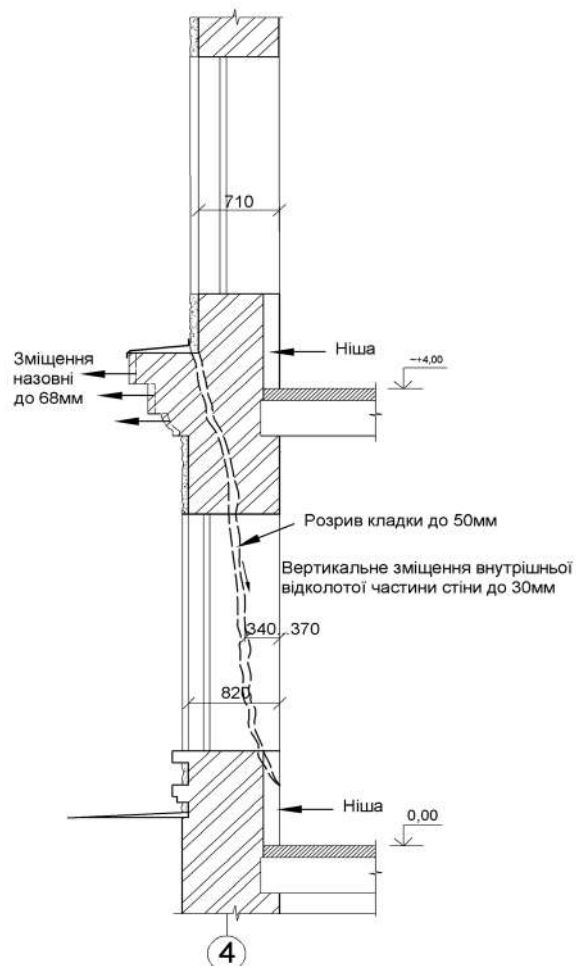
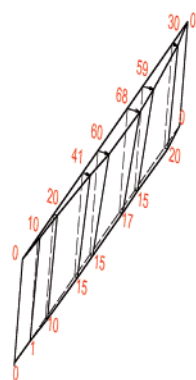


Рисунок 7 – Схема поздовжнього розколу стіни в рівні 1-го поверху

поздовжніх зусиль і моментів у перерізах зовнішньої стіни від найневигоднішої комбінації навантажень показані на рисунку 9.

Узагальнені результати перевірих розрахунків несучої здатності простінків наведені у таблиці 1. Значення розрахункових зусиль N_{Ed} у таблиці скориговані шляхом множення на коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,25$, який відповідає класу наслідків будівлі СС3 відповідно до таблиці 5 ДБН В.1.2-14:2018 [3].

Згідно з результатами розрахунків, для простінків 1-го і 2-го поверхів не забезпечується несуча здатність згідно з чинними нормами, максимальні значення коефіцієнтів перевантаження становлять: для простінків 1-го поверху $k = 1,402 > 1$; для простінків 2-го поверху $k = 1,317 > 1$.





Таблиця 3 - Узагальнені результати розрахунків несучої здатності простіноків зовнішньої стіни по осі 4

Місце розташування	Переріз	t_{ef} , см	N, кН	M, кНм	Φ	f_d , МПа	N_{Rd} , кН	γ_n	$N_{Ed} = N \times \gamma_n$, кН	$k = N_{Ed} / N_{Rd}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Підвал (на 1 м)	верх	70	447	1.02	0.900	0.98	617	1.25	559	0.905
	середина	70	470	0.51	0.880	0.98	604	1.25	587	0.972
	низ	70	492	0.00	0.900	0.98	617	1.25	615	0.996
1 поверх $b=171$ см $a=300$ см	верх	70	1080	54.60	0.833	0.98	977	1.25	1350	1.382
	середина	70	1158	14.60	0.880	0.98	1032	1.25	1448	1.402
	низ	70	1236	25.41	0.900	0.98	1852	1.25	1545	0.834
2 поверх- $b=171$ см $a=300$ см	верх	58	801	16.56	0.894	0.98	869	1.25	1001	1.152
	середина	58	881	8.37	0.860	0.98	836	1.25	1101	1.317
	низ	58	960	33.30	0.846	0.98	1442	1.25	1200	0.832

Примітки:

- У всіх розрахунках враховано $f_d = 0,98$ МПа.
- Несуча здатність елемента стіни забезпечується, якщо $k \leq 1,0$ і не забезпечується, якщо $k > 1,0$.

Виконано, також, розрахунки несучої здатності простіноків без урахування коефіцієнта надійності за відповідальністю ($\gamma_n = 1,0$), що ближче до нормативної бази на час надбудови будинку. Згідно з їх результатами, мають переважання як простінки 1-го поверху ($k = 1,122 > 1$),

так і простінки 2-го поверху ($k = 1,053 > 1$). Таке, порівняно невелике переваження, саме по собі навряд чи змогло б спричинити руйнування стіни, які виявлені при обстеженні.

Результати виконаного натурного обстеження та аналіз даних спостережень за осіданнями

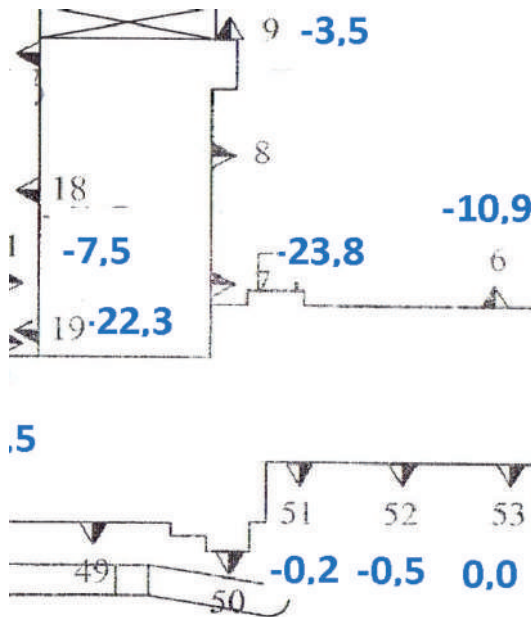


Рисунок 8 – Схема осідань (мм) обстеженої частини будинку за період з 1999 р. по 2017 р.

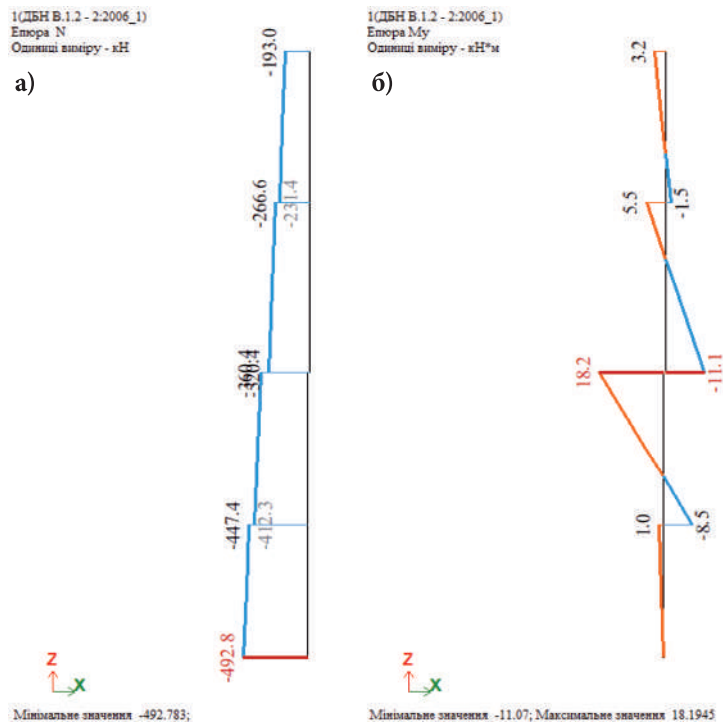


Рисунок 9 – Епюри розрахункових зусиль у перерізах зовнішньої стіни будинку в рівні підвалу і 1-3-го поверхів (на 1 м). а – поздовжні сили N, кН; б – згинальні моменти M, кН×м



будівлі дозволяють пояснити, чому руйнування простінків відбулося тільки на ділянці стіни в осях 4/Г-Д, не дивлячись на перевантаження за розрахунком всіх простінків. Як показано на рисунку 8, за період з 1999 р. по 2017 р. нерівномірність осідань стін будівлі склала 23,8 мм, причому максимальне осідання мало місце для стінного репера 7, який встановлений на перетині стін в осях 4 і Г поряд з пошкодженою ділянкою стіни по осі 4. Орієнтація наявних тріщин над перемичками стін в осях В/1-4 і Г/1-4 також свідчить, про порівняно більше осідання фасадної частини будівлі, порівняно з дворовою частиною. Внаслідок порівняно більшого осідання стіни в осях Г/4-5 відбулася передача додаткового вертикального навантаження на прилеглу ділянку стіни в осях 4/Г-Е, що збільшило зусилля у простінках цієї стіни.

Характер руйнування простінків і підкарнизної ділянки стіни 1-го поверху обумовлений конструкцією цієї стіни. Як виявлено при інструментальному обстеженні, стіна включає кладку двох видів з жовтої і червоної цегли, які значно відрізняються за міцністю, а отже і за деформаційними властивостями. Це обумовило концентрацію внутрішніх напружень зрізу між кладкою з різної цегли. Напруження зрізу були на безпечному рівні у первісному стані 2-поверхового будинку, проте значно зросли після надбудови трьох додаткових поверхів. Після надбудови нерівномірність напружень у стіні збільшилась, також внаслідок підрубання первісних склепінчастих цегляних надвіконних перемичок і закладення над вікнами додаткових перемичок з металевих балок, вирубування підвіконних ніш та горизонтальних і вертикальних штраб для труб водяного опалення.

Руйнування стіни в рівні 1-го поверху відбулося шляхом утворення вертикальних поперечних тріщин у простінках по межі кладки обрамлення вікон з жовтої цегли, а також утворення поздовжнього розриву простінків та надвіконної частини стіни з загальною орієнтацією між концентраторами напружень – кут над карнизом, де відбувається зміна товщини стіни, і підвіконними нішами, як це показано на рисунку 7.

Таким чином, на підставі наведених результатів, причинами значних пошкоджень елементів стіни в осях 4/Г-Е слід вважати поєднання низки несприятливих факторів, а саме:

- 1) перевантаження простінків внаслідок надбудови трьох додаткових поверхів;
- 2) конструктивних особливостей кладки, яка виконана з цегли двох видів, що сприяє концентрації напружень;
- 3) ослаблення простінків внаслідок влаштування горизонтальних та вертикальних штраб для прокладки труб опалення;
- 4) нерівномірних осідань фундаментів будівлі.

Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 [2], загальний технічний стан частини адміністративного будинку в осях 1-4/Г-Е був визначений як аварійний (категорія «4»).

Виходячи з результатів натурного та інструментального обстеження, аналізу матеріалів попередніх досліджень, аналізу конструктивних рішень та результатів перевірних розрахунків несучої здатності, був зроблений висновок, що всі простінки стін 1-го поверху потребують підсилення. В першу чергу, рекомендовано виконати першочергові протиаварійні заходи та підсилити елементи стіни між осями 4/Г-Д, які зазнали руйнування.

З врахуванням перевантаження за розрахунком, також рекомендоване підсилення простінків стін 2-го поверху. Таке підсилення необхідне для забезпечення несучої здатності при можливому довантаженні простінків внаслідок подальшого нерівномірного осідання будинку.

Підсилення стіни рекомендовано виконати шляхом влаштування обойм з прокатних кутиків у простінках 1-го і 2-го поверхів. Крім того, з врахуванням фактичного проходження тріщини поздовжнього розколювання (рис. 7), рекомендовано стягнути між собою два розділених тріщиною фрагменти глухої надвіконної ділянки стіни, як це показано на рисунку 10.

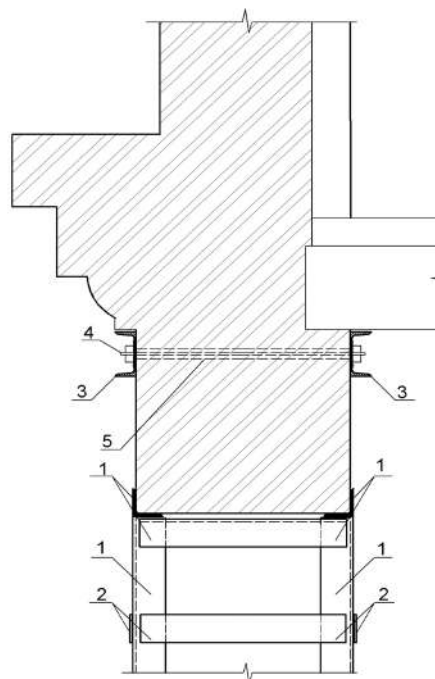


Рисунок 10 – Схема рекомендованого підсилення ділянки стіни в осях 1-4/Г-Е

- 1 – кутики 90×6,
- 2 – планки 100×6, крок 0,5 м,
- 3 – швелери № 16,
- 4 – шпильки М20, крок 1,0 м,
- 5 – отвори Ø24 під шпильки



ВИСНОВКИ

1. При обстеженні старих будівель з цегляними стінами необхідно звертати увагу на можливу наявність пошкоджень у вигляді поздовжнього розколювання стін. Такі пошкодження проявляються вертикальними та похилими тріщинами на відкосах вікон, викривленням зовнішньої поверхні стін.
2. Причинами поздовжнього розколювання є концентрація напружень, обумовлена конструктивними особливостями стін, а саме - виконанням стіни з цегли різної міцності, потовщення стіни 1-го поверху порівняно зі стіною 2-го поверху.
3. До небезпечних наслідків може привести довантаження стін зазначеної конструкції внаслідок надбудови поверхів та/або нерівномірних осідань будівлі. Виявити загрозові ділянки стін будівлі допомагає аналіз результатів спостережень за нерівномірними осіданнями будівлі.
4. При виявленні пошкоджень цегляних стін у вигляді поздовжнього розколювання необхідно виконати підсилення не тільки пошкоджених простінків, а і надвіконної ділянки стіни, як це показано на рисунку 10.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. К., 2011, 98 с.
2. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. К., 2017, 44 с.
3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К., 2018, 30 с.

REFERENCE

1. The constructions of building and structures. Design of masonry structures. General rules: DBN V.2.6-162:2010. (2011).
2. Guidelines for inspection of buildings and facilities for identification and evaluation of their technical condition: DSTU-N B V.1.2-18:2016. (2017).
3. General principles for reliability and constructive safety ensuring of buildings and civil engineering works: DBN V.1.2-14:2018. (2019).

Стаття надійшла до редакції 12.11.2020 року