АНАЛІЗ ПОШКОДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ ГОТЕЛЮ «ДНІСТЕР» У М. ЛЬВОВІ

С. Віхоть, к. т. н.

ORCID ID: 0000-0002-1063-2103

Ю. Вибранець, к.т.н.

ORCID ID: 0000-0002-3842-9780

Національний університет «Львівська політехніка»

С. Бурчєня, к. т. н.

ORCID ID: 0000-0002-6903-1134

Львівський національний аграрний університет

<https://doi.org/10.31734/architecture2020.21.027>

Віхоть С., Вибранець Ю., Бурчєня С. Аналіз пошкоджень залізобетонних рам готелю «Дністер» у м. Львові

У процесі будівництва готелю «Дністер» у м. Львові (на незавершеній стадії будівництва) в ригелях рам 1975 р., за неповного експлуатаційного навантаження, було виявлено тріщини.

Аналіз результатів технічного обстеження показав, що в усіх прольотах ригелів наявні характерні наскрізні косі тріщини в зонах максимальної поперечної сили, й ширина розкриття цих тріщин (до 1,0 мм) значно перевищує допустиму величину за чинними нормами проектування для стадії експлуатації, що й призвело до аварійного стану й необхідності підсилення конструкцій.

Для безпечної експлуатації розроблений варіант підсилення залізобетонних рам МС-1 будівлі готелю.

Виконані підсилення, які передбачали розширення колони на рівні другого поверху і влаштування затяжок у межах консолей на рівні третього поверху, не забезпечили надійної експлуатації балки. Про це свідчать гіпсові маяки, нанесені на тріщини в балках у 1975 і 2006 роках, на яких виявлено тріщини. Аналіз фільмування тріщин показав, що в усіх прольотах ригелів наявні характерні наскрізні косі тріщини в зонах максимальної поперечної сили, й ширина розкриття цих тріщин (до 1,3 мм) значно перевищує (у чотири рази!) допустиму величину за чинними нормами проектування для стадії експлуатації.

За повторного обстеження конструкцій рами (2015 рік) виявлено суттєві відхилення від проекту у стиках збірних колон, тож проектом було передбачено комплексне підсилення колон і ригелів. На жаль, таке підсилення не виконує достатньою мірою заданих завдань. Вважаємо за необхідне виконати додаткове підсилення залізобетонного ригеля підкосами з боку консольних ділянок із безпосереднім обетонуванням металевих обойм.

Виконане підсилення забезпечить нормальну подальшу експлуатацію балки й будівлі загалом. Мета підсилення – влаштування додаткових опор, які б не змінили наявної розрахункової схеми роботи залізобетонного ригеля. За включення в повну роботу елементів підсилення зменшуються опорні згинальні моменти. Додатково влаштована арматура і мати забезпечують несучу здатність конструкції.

Ключові слова: армування балки, залізобетон, технічне обстеження, підсилення, несуча здатність.

Vikhots S., Vybranets Yu., Burchenia S. Analysis of the damages of reinforced concrete frames of hotel «Dniester» in Lviv

In 1975, during the construction of the Dniester Hotel in Lviv (at the unfinished stage of construction), cracks were found in the beams, under partial operational load.

The analysis of the technical inspection results showed that all spans of the beams had oblique cracks in the zones of maximum transverse force, and the width of these cracks (up to 1,0 mm) significantly exceeded the allowable figure according to current design standards for operation. It caused emergency state and the need to strengthen the structures.

For safe operation, a variant of reinforcement of reinforced concrete frames MS-1 of the hotel building has been developed.

Reinforcements, which were provided for expansion of the column at the level of the first floor and the installation of puffs within the consoles at the level of the third floor, did not ensure reliable operation of the beam. This is evidenced by gypsum beacons, applied on cracks in the beams in 1975 and 2006, which revealed cracks. The cracking analysis showed that in all spans of beams had oblique cracks in the zones of maximum transverse force, and the width of these cracks (up to 1.3 mm) significantly exceeded (4 times!) the allowable figure according to current design standards for the stage operation.

The re-inspection of the frame structures (2015) revealed significant deviations from the design at the joints of the prefabricated columns and therefore the project provided for a comprehensive reinforcement of columns and beams. Unfortunately, that reinforcement does not perform the tasks in the proper way. Therefore, it is necessary to make additional reinforcement of the reinforced concrete beams with struts from the cantilever sections with direct concreting of steel clamps.

The performed reinforcement will ensure the appropriate further operation of the beam and the building as a whole. The purpose of reinforcement is to install additional supports that do not change the existing design scheme of the

reinforced concrete beams. When the reinforcement elements are included in full operation, the reference bending moments are reduced. In addition, the arranged bars and wrapped with carbon composite secure the load-bearing capacity of the structure.

Key words: beam reinforcement, reinforced concrete, technical inspection, reinforcement, bearing capacity.

Постановка проблеми. Об'єкт дослідження – залізобетонна рама будівлі готелю «Дністер», який розташований по вул. Матейка у м. Львові. Будівля запроєктована Львівською філією проектного інституту «Діпромист» Держбуду 1969 року. За початковим проектом триярусну залізобетонну раму будівлі прольотом $l = 10,0$ м з консолями ригелів 2-го і 3-го ярусів мали виконувати в монолітному залізобетоні, але пізніше проект перероблено й монолітним виконано тільки ригель 3-го ярусу, розташований у межах технічного поверху. Колони й нижні ригелі виконані у збірному залізобетоні.

У процесі будівництва (на незавершеній стадії) в ригелях рам (рис. 1) на відм. +8,630 у 1975 р., після спорудження коробки будівлі та влаштування перегородок і основи під підлогу на всіх поверхах, тобто за неповного експлуатаційного навантаження, були виявлені тріщини.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Співробітники Інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська політехніка», доц., к.т.н. Л. О. Дорошкевич, ас. Б. Ю. Максимович та С. Б. Максимович 1997 р. розробили проект підсилення ригелів рам на основі результатів обстеження доц., к.т.н. Є. Р. Хіло і доц., к.т.н. Б. С. Поповича. Теоретичний аналіз аварійного стану дев'яти ригелів рам МС-1, що мав місце ще в незавершеній стадії будівництва готелю «Дністер» у серпні 1975 р. (після спорудження коробки та влаштування основи під підлогу на всіх поверхах), тобто за неповного експлуатаційного навантаження [1; 2]. Метою авторів цього аналізу була спроба виявити дійсні причини утворення та розкриття тріщин у бетоні ригелів.

Постановка завдання. Наше завдання – додатково комплексно підсилити колони й ригелі виконанням залізобетонних обойм постійного перерізу для колон у межах підвалу і першого поверху, а в межах другого поверху у вигляді обойм змінного перерізу з розширенням під ригелями так, щоб більшу частину зосередженого навантаження передати безпосередньо на колони й обойми, а також зменшити прольот ригеля, щоб забезпечити несучу здатність вертикальних перерізів за наявної поздовжньої арматури.

Виклад основного матеріалу. Для виявлення причини утворення тріщин на прохання дирекції філії «Діпромист» фахівці інженерно-будівельного факультету Львівського політехнічного інституту Є. Р. Хіло та Б. С. Попович технічно обстежили конструкції будівлі. У результаті обстеження зафільмовано розташування тріщин у ригелях рами з визначенням ширини їхнього розкриття й марки бетону ригелів рами. Аналіз фільмування показав, що в усіх прольотах ригелів є характерні наскрізні косі тріщини в зонах максимальної поперечної сили, й ширина розкриття цих тріщин (до 1,0 мм) значно перевищує допустиму величину за чинними нормами проєкування для стадії експлуатації, що й призвело до аварійного стану і необхідності підсилення конструкцій. У більшості ригелів також наявні переважно вертикальні тріщини з шириною розкриття 0,05–0,25 мм на консолях у зоні максимальних від'ємних моментів.

Зовнішнім оглядом ригелів і простукуванням встановлено, що в межах кожного ригеля бетон однорідний і добре ущільнений при бетонуванні [3; 4]. Міцність бетону в ригелях рам визначали за допомогою молотка Кашкарова і випробуванням кубиків, випилених з бетону консольної частини ригеля рами. У результаті випробування встановлено, що міцність бетону становить у середньому 31 МПа. Дослідження розломів кубиків після руйнування показали добру щільність бетону. Як заповнювач, у бетоні використаний дрібний гранітний щебінь.

На основі протоколу архітектурно-технічної ради центрального інституту «Діпромист» № 4 від 20.02.1976 р. розроблений варіант підсилення залізобетонних рам МС-1 будівлі готелю (рис. 2, 3).

Висота двотаврового ригеля (рис. 4) $h = 2600$ мм, товщина стінки $b = 300$ мм, висота верхньої полицки $h'_f = 250$ мм, нижньої – $b'_f = 200$ мм, ширина полицок $b'_f = b_f = 600$ мм.

Армування прийнято зварними каркасами з обривом поздовжньої арматури у прольоті – 4Ø32 А400С і доведенням до осей колон 2Ø32 А400С; поперечна арматура на консолях і у прольоті між опорою й зосередженим навантаженням – 3Ø14 А400С з кроком 150 мм. Слід зауважити, що вказана поперечна арматура зі сторони прольоту увійшла в каркаси, розміщені на консолях, а прольотні каркаси на цих ділянках виконані без поперечної арматури.

Рис. 1. Залізобетонна рама

Рис. 2. Схема підсилення рам

Рис. 3 Підсилення консолей ригеля системою металевих підкосів і тягів по осі 9

У статичному розрахунку ригель, жорсткість якого значно перевищує жорсткість колони, потрактовано як двоконсольну балку. На рис. 5, а показано схему розрахункових навантажень, складену проектною організацією (очевидно, вже за розробки проекту підсилення) і схему зосереджених еквівалентних навантажень, складену авторами (рис. 5, б); на рис. 5, в показано епюру згинальних моментів, а на рис. 5, г – епюру поперечних сил.

Зі сторони прольоту максимальна ширина розкриття тріщин $a_{\text{сгс}} = 1,0$ мм, а зі сторони консолей (по грані колони) $a_{\text{сгс}} = 0,3$ мм (на березень 1976 року згідно з матеріалами висновку Є. Р. Хіло й Б. С. Поповича). У всіх ригелях – один і той самий характер розміщення тріщин, що свідчить про одну й ту ж причину їхнього утворення й унеможливорює випадковість.

На ділянці від нульової точки моментів до перерізу, де прикладене зосереджене навантаження $P = 1670$ кН, ділянка ригеля працює як коротка консоль ($a/h_0 = 1350/2500 = 0,54 < 0,9$ за [5]), тож, на думку авторів, армувати її необхідно як коротку консоль, а саме:

1) Усю поздовжню арматуру, визначену на дію згинального моменту в перерізі дії зосередженого навантаження ($M = 4984$ кНм) слід було довести до точки нульового моменту й заанкерити за цією точкою хоча б на довжину $20d$. У проєкті до нульової точки доведено тільки $2\varnothing 32$ А400С, а за нульову точку моментів стрижні заведені тільки на довжину 290 мм, тобто вони не мають надійного анкерування. За нашим розрахунком для забезпечення міцності від повного розрахункового навантаження необхідно було $6\varnothing 36$ А400С завести на довжину $20d = 720$ мм за точку нульового моменту, тобто пропустити через весь переріз колони. Автори вважали, що це основна причина аварійного стану ригелів рам.

2) На ділянці ригеля від грані колони до зосередженого навантаження слід було передба-

чити горизонтальні або похилі стрижні як у коротких консолях, а не вертикальні, як це традиційно приймають у балках.

За деякими зарубіжними нормами [9; 10] загальна площа похилих і горизонтальних стрижнів має становити 25% від арматури, визначеної на дію згинального моменту.

За вимогами норм [5] відстань між поперечними стрижнями в коротких консолях не повинна перевищувати $s = 150$ мм. У проєкті відповідно до норм поставлена необхідна кількість горизонтальних стрижнів на ділянці ригеля, де утворилися тріщини (на відстані 400 мм). Однак доведені вони до грані колони, тобто не мають достатнього анкерування, як цього вимагає конструювання коротких консолей. Тому ці горизонтальні стрижні не могли протидіяти розкриттю тріщин, що утворилися в ригелі.

Обстеження проводили спеціалісти НДЛ-19 Інституту будівництва та інженерних систем згідно з [6–8]. За результатами технічного обстеження будинку встановлено:

1. Фізико-механічні властивості ґрунтів під фундаментами переважно мають достатню несучу здатність і відповідають проєктним нормам: основою фундаментів згідно з проєктом слугують мергелі сірі, тріщинуваті, середньої міцності, з нормативним опором до 0,4 МПа.

2. Основними дефектами та пошкодженнями кам'яних конструкцій будинку є: тріщини й розшарування, а також несанкціоновано влаштовані отвори. У самонесучих стінах на рівні першого поверху виявлені тріщини мають переважно осадковий характер. На рівні четвертого...восьмого поверхів несучі стіни влаштовані за числовими осями. Товщина стін становить 380 мм. Дефектів і пошкоджень, окрім несанкціоновано влаштованих отворів в окремих місцях, не виявлено. Дефекти у вигляді тріщин і замокання виявлено в цегляних несучих стінах на рівні II технічного поверху, зокрема по осі 1...4. Причиною виникнення тріщин у цих осях є нерівномірний розподіл навантаження від вище влаштованого каркасу й відсутністю монолітного залізобетонного поясу. Слід зауважити, що самовільне влаштування будь-яких отворів у цегляних несучих стінах заборонено ще на початковій стадії проєктування.

3. У всіх ригелях рами на рівні третього поверху наявні вертикальні тріщини з шириною розкриття 0,05–1,3 мм (допустима ширина розкриття тріщин для конструкцій такого типу – 0,3 мм). Ширина розкриття тріщин останніми роками збільшилась, як і кількість нових тріщин у приопорній зоні балок, що зі сторони консолей, що у прольотній частині.

Рис. 4. Армування ригеля й розміщення характерних тріщин

Рис. 5. Схема завантаження балки технічного поверху [1; 2].

Зовнішнім оглядом ригелів і простукуванням встановлено, що в межах кожного ригеля бетон однорідний і добре ущільнений при бетонуванні. Міцність бетону в ригелях рам визначали за допомогою молотка Шмідта з подальшим статистичним аналізом.

Виконані підсилення балки, які передбачали розширення колони на рівні другого поверху і влаштування затяжок у межах консолей на рівні третього, не забезпечили надійної експлуатації балки. По це свідчать гіпсові маяки, нанесені на тріщини в балках у 1975 і 2006 роках, на яких виявлено тріщини. Просторовий арматурний каркас за висотою балки в межах монолітної колони перерваний, і в зоні дії максимальної поперечної сили товщина стінки недостатня. Влаштування підсилення лише в зоні консолі не ліквідує цих недоліків проектування. У зоні дії максимального згинального моменту над опорою зі сторони прольоту в балці виявлено недостатню кількість робочої арматури як для сприйняття згинальних моментів, так і поперечних сил.

Аналіз фільмування тріщин за 1975 і 2006 роки показав, що в усіх прольотах ригелів наявні характерні наскрізні косі тріщини в зонах максимальної поперечної сили, й ширина розкриття цих тріщин (до 1,3 мм) значно перевищує (у чотири рази!) допустиму величину за чинними нормами проектування для стадії експлуатації.

Враховуючи дані й результати випробування кубиків, можна прийняти за перевірових розрахунків міцність бетону, що дорівнює 29 МПа (клас C20/25).

4. Підсилення залізобетонних балок, виконане 1976 року, на сьогодні загалом не забезпечує надійної експлуатації будівлі. За окремими балками підсилення немає взагалі.

5. Із перевірових розрахунків бачимо, що несуча здатність на дію згинального моменту від повного розрахункового навантаження в жодному перерізі не забезпечена. У каркасах балки необхідна арматура ($84,7 \text{ см}^2$), яка значно перевищує прийняту у проекті. Несуча здатність на дію згинального моменту в похилому перерізі від грані колони до зосередженого навантаження (за $C_0 = 910 \text{ мм}$) не забезпечена на дію повного розрахункового навантаження – $M_{\text{розр}} = 1776 \text{ кНм}$ < $M = 4724 \text{ кНм}$; у похилому перерізі від грані колони до перерізу по грані отвору в ригелі ($C_0 = 2200 \text{ мм}$) несуча здатність від дії повного розрахункового навантаження не забезпечена – $M_{\text{розр}} = 3280 \text{ кНм}$ < $M = 5839 \text{ кНм}$ (рама) < $M = 7199 \text{ кНм}$ (балка). З умови міцності похилою

стиснутою смугою, на ділянці ригеля, де утворилися похилі тріщини, за фактичних навантажень несуча здатність не забезпечена.

Усі сучасні методики розрахунку, як класичні, так і з використанням програмних комплексів («SCAD», «Мономах»), вказують на недостатні проєктні параметри й армування балки в зоні дії максимальних згинальних моментів і поперечних сил.

У проєкті до нульової точки доведено тільки 2Ø32 A400C, а за нульову точку моментів стрижні заведені тільки на довжину 290 мм, тобто вони не мають надійного анкерування. За розрахунком для забезпечення міцності від повного розрахункового навантаження необхідно було 6Ø36A400C завести на довжину $20d = 720 \text{ мм}$ за точку нульового моменту, тобто пропустити через весь переріз колони. Для цього необхідно разом зі збільшенням перерізу балки застосувати додаткову арматуру з композитних матеріалів як у зоні дії максимальних додатних, так і від'ємних згинальних моментів. На ділянці ригеля від грані колони до зосередженого навантаження слід наклеїти мати з композитних матеріалів.

6. Під час обстеження конструкцій рами проєктна організація виявила суттєві відхилення від проєкту у стиках збірних колон, тож проєктом було передбачено комплексне підсилення колон і ригелів виконанням залізобетонних обойм постійного перерізу для колон у межах підвалу й першого поверху, а в межах другого поверху у вигляді обойм змінного перерізу з розширенням під ригелями так, аби більшу частину зосередженого навантаження передати безпосередньо на колони й обойми, а також зменшити прольот ригеля, щоб забезпечити несучу здатність вертикальних перерізів за наявної поздовжньої арматури. Консолі ригеля в межах технічного поверху підсилені металевими підкосами. На жаль, таке підсилення недостатнє, тож вважаємо за необхідне додатково підсилити залізобетонний ригель підкосами з боку консольних ділянок із безпосереднім обетонуванням металевих обойм.

Підсилення передбачає:

- влаштування металевих підкосів із боку консолей на відстані 1 м від початку (кінця) балки і з боку виконаного 1976 року підсилення на рівні другого поверху;
- залучення металевих підкосів у сумісну роботу за допомогою горизонтальних затяжок;
- об'єднання підкосів у сумісну роботу за допомогою металевих горизонтальних пластин і подальшого обетонування;

- забезпечення зчеплення нового й старого бетону використанням сучасних матеріалів;
- розширення товщини стінки балки в зоні максимальної поперечної сили по бетону;
- додаткові композитні стрічки й мати для сприйняття реальних наявних моментів і поперечних сил;
- ін'єктування тріщин.

Підсилення забезпечить належну подальшу експлуатацію балки й будівлі загалом. Виконуючи підсилення, вважаємо недоцільним створювати антізусилля з боку підкосів. Мета підсилення – влаштування додаткових опор, які б не змінили наявної розрахункової схеми роботи залізобетонного ригеля. За включення в повну роботу елементів підсилення зменшуються опорні згинальні моменти. Додатково влаштовані арматура й мати забезпечують несучу здатність конструкції.

7. Під час часткового ремонту будівлі готелю 2003 року на передньому фасаді влаштовані навіси, які прикріплені до і так аварійних конструкцій балок. Враховуючи додаткове збільшення навантаження (власна вага навісу, снігове навантаження, пульсації вітру), консолі балок зазнають додаткового впливу. Цим можна також пояснити й подальший розвиток тріщин у надпорних зонах балок. За можливої реконструкції будівлі проектом реконструкції доцільно передбачити зміну роботи навісів.

Висновки. За результатами дослідження монолітних конструкцій будівлі готелю «Дністер» розроблено такі висновки:

1. Причина виникнення вертикальних тріщин із шириною розкриття 0,05–1,3 – нерівномірний розподіл навантаження від вище влаштованого каркасу, відсутність монолітного залізобетонного поясу та самовільне влаштування отворів у цегляних несучих стінах, що було заборонено ще на початковій стадії проектування.

2. Виконані підсилення балки, що передбачали розширення колони на рівні другого поверху і влаштування зтяжок у межах консолей на рівні третього поверху, не забезпечили надійної експлуатації балки. За окремими балками підсилення не виконано взагалі.

3. Розрахунки показали, що несуча здатність на дію згинального моменту від повного розрахункового навантаження в жодному перерізі не забезпечена. Запроєктовані у проекті опалубні параметри та армування балки в зоні дії максимальних згинальних моментів і поперечних сил – недостатні.

4. Наявне підсилення не «працює», тож доцільно додатково підсилити залізобетонний ригель підкосами з боку консольних ділянок із безпосереднім обетонуванням металевих обойм. Це забезпечить належну подальшу експлуатацію балки і будівлі загалом.

Бібліографічний список

1. Дорошкевич Л. О., Максимович С. Б., Максимович Б. Ю. Аналіз причин аварійного стану залізобетонних ригелів рам готелю «Дністер» в м. Львові. *Проблеми теорії і практики будівництва: Вісник Державного університету «Львівська політехніка»*. 1997. Т. 4. С. 34–39.
2. Дорошкевич Л. О., Максимович С. Б., Максимович Б. Ю. Аналіз причин аварійного стану залізобетонних двоконсольних ригелів рам будинку готелю. *Будівельні конструкції: Вісник НДІБК*. 1999. Вип. 51. С. 95–102.
3. ДСТУ Б В.2.7-170: 2006. Бетони. Методи визначення середньої густини. Київ, 2008.
4. ДСТУ Б В. 2.6-2: 2009. Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. Київ, 2009.
5. СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».
6. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд / Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України. Київ, 1997.
7. ДСТУ-Н Б В.1.2-18: 2016. Настанова щодо обстеження будівель та споруд для визначення та оцінки технічного стану. Київ, 2016.
8. Положення про систему технічного обслуговування, ремонту та реконструкції жилих будівель в містах і селищах України. КДП-204/12.-Україна, 193-91. Київ, 1991.
9. ENV 1992-1-1:1991: Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for Buildings: European Prestandard. 225 p.
10. EN 1993-1-11:2007 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components.

Стаття надійшла 16.01.2020