УДК 624.042.45
DOI https://doi.org/10.32782/2415-8151.2026.39.15

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ БУДІВЕЛЬ ПІСЛЯ ПОШКОДЖЕНЬ ВОЄННОГО ХАРАКТЕРУ

Табаркевич Олег Олегович
здобувач ступеня PhD кафедри комп'ютерних технологій будівництва Державний університет «Київський авіаційний інститут», Київ, Україна;
молодший науковий співробітник,
Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», Київ, Україна,
e-mail: olegtabarkevich@gmail.com, orcid: 0000-0002-2396-3956

Анотація. ***Метою*** *дослідження є оцінка стійкості монолітно- каркасної житлової будівлі до прогресуючого обвалення за аварійного сценарію, спричиненого локальним механічним пошкодженням воєнного характеру, а також визначення характеру перерозподілу внутрішніх зусиль у несучих залізобетонних елементах каркаса після часткового руйнування конструкцій. Додатковою метою є обґрунтування можливості подальшої експлуатації та відновлення будівлі на основі результатів чисельного моделювання.*

Методологія. *Дослідження виконано з використанням методу скінченних елементів у фізично нелінійній постановці. Розрахунки проведено з урахуванням фактичних міцнісних і деформаційних характеристик бетону та арматури, а також реалістичного сценарію аварійного руйнування плит перекриття, пілонів і діафрагми жорсткості на рівнях 14–16 поверхів. Просторову розрахункову модель будівлі сформовано в програмному комплексі ЛІРА-САПР. Для аналізу аварійного стану застосовано спеціальні аварійні сполучення навантажень і коефіцієнт динамічності, що імітує раптове вилучення окремих конструктивних елементів.*

Результати. *Встановлено закономірність перерозподілу внутрішніх зусиль у вертикальних залізобетонних елементах каркаса після локального пошкодження. Показано, що в зоні аварійного впливу напруження в пілонах і діафрагмах жорсткості зростають у декілька разів, утворюючи локальні концентрації напружень і передруйнівні режими роботи. Водночас у конструктивних елементах, віддалених від зони пошкодження, приріст напружень є незначним і не призводить до втрати їх несучої здатності. За розглянутого сценарію прогресуюче обвалення не розвивається, а загальна просторово жорсткісна система будівлі зберігає стійкість.*

Наукова новизна *полягає у комплексному фізично нелінійному моделюванні реального аварійного сценарію воєнного характеру для багатоповерхової монолітно-каркасної будівлі з урахуванням послідовного вилучення пошкоджених елементів та динамічного ефекту. Отримано нові дані щодо характеру локалізації напружено-деформованого стану та механізмів запобігання розвитку прогресуючого обвалення в подібних конструктивних схемах.*

Практична значущість. *Практична значущість роботи полягає в можливості використання отриманих результатів для обґрунтування рішень щодо подальшого відновлення та безпечної експлуатації пошкоджених житлових будівель. Запропонований підхід до чисельного аналізу може бути застосований як*

Tabarkevich O. (2026). Study of progressive collapse of buildings after damage of military nature. *Theory and practice of design. Architecture and construction*. 1 (39). P. 152–166.
doi: https://doi.org/10.32782/2415-8151.2026.39.15

ефективний інструмент оцінки живучості будівель і споруд в умовах відсутності або обмеженості повномасштабних експериментальних досліджень.

Ключові слова: прогресуюче обвалення, монолітно-каркасна будівля, залізобетонні конструкції, локальні пошкодження, воєнні впливи, метод скінченних елементів, фізична нелінійність, перерозподіл напружень.

ВСТУП

Досліджувати прогресуюче обвалення будівельних конструкцій експериментальними методами практично неможливо. Завдяки розвитку обчислювальної техніки та чисельних методів такі задачі можуть бути ефективно розв'язані за допомогою скінченно-елементного моделювання. Для оцінки стійкості монолітно-каркасного житлового будинку до прогресуючого обвалення, спричиненого пошкодженням внаслідок військових дій, було виконано комплекс робіт, що включав:

– аналіз проєктно-технічної документації;

– розрахунок просторової моделі житлового будинку на стійкість до прогресуючого обвалення з урахуванням механічних пошкоджень;

– аналіз і обробку результатів розрахунку.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проблема прогресуючого обвалення будівельних конструкцій активно досліджується у світовій науковій спільноті протягом останніх 5–10 років у зв'язку з необхідністю підвищення безпеки будівель за умов локальних пошкоджень та аварійних впливів. Зокрема, у роботах Фу Ц.-Л., Тан Л., Лонг Б. та Кан С.-Б. [18] виконано чисельні дослідження поведінки багатоповерхових залізобетонних каркасів у разі прогресуючого руйнування, тоді як у публікації [19] основну увагу зосереджено на 3D-масштабному моделюванні підсистема «балка–колона» з метою прогнозування розвитку обвалення. У роботі Сюй Ц. та співавт. [20] розглянуто вплив вибухового навантаження на прогресуюче обвалення залізобетонних каркасів із заповненням кладкою. Окремий напрям дослідження присвячено верифікації чисельних моделей на основі експериментальних даних, зокрема для сталевих каркасів, що представлено в роботі Фесун І. [17]. Узагальнення сучасних підходів і перспектив забезпечення стійкості будівель і споруд до прогресуючого обвалення наведено у праці Вабіщевич М. та Фесун І. [2]. Таким чином, у сучасних публікаціях основна увага приділяється механізмам розвитку руйнування, альтернативним шляхам передачі навантажень і оцінці залишкової несної здатності конструктивних елементів системи, що відображає загальний стан проблеми на міжнародному рівні.

МЕТА

Метою статті є дослідження процесів прогресуючого обвалення будівельних конструкцій у випадку локальних пошкоджень шляхом застосування чисельного моделювання методом скінченних елементів. Отримані результати спрямовані на підвищені обґрунтованості інженерних рішень щодо оцінки безпеки та залишкової несної здатності будівельних конструкцій за умов неможливості проведення повномасштабних експериментальних досліджень.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ЇХ ОБГОВОРЕННЯ

Для перевірки несної здатності конструктивних елементів було змодельовано несучу систему житлового будинку на позначках -3.580 м до +50.650 м. Просторова модель будівлі (рис. 2) створено в програмному комплексі «ЛІРА-САПР 2024 R1» [3], що є сучасною системою для структурного аналізу та проєктування будівельних конструкцій.

На підставі результатів обстеження [1; 12] будівельних конструкцій встановлено, що внаслідок механічного ушкодження частина плити перекриття 16-го поверху обвалилася на плиту перекриття 15-го поверху, що у свою чергу, спричинило падіння уламків плит перекриття на 14 поверх (рис. 1) у результаті цього ушкодження було частково зруйновано пілон та діафрагму жорсткості 14-го поверху.

Жорсткісні характеристики елементів моделі визначено відповідно до фактичних геометричних параметрів конструкцій. Матеріали несучих елементів прийнято такими:

– для поверхів на відмітках +36.000…+45.000 (14–16 поверхи) за результатами випробувань [15] відібраних зразків встановлено, що фактичні характеристики матеріалів відповідають бетону класу С12/15 відповідно до [12];

– для поверхів на відмітках –3.580…+33.000 та +48.000…+50.650 матеріал конструкцій прийнято бетон [13; 16] класу С25/30 відповідно до проєктних даних;

Рис. 1. Зруйновані залізобетонні елементи будівлі [12]

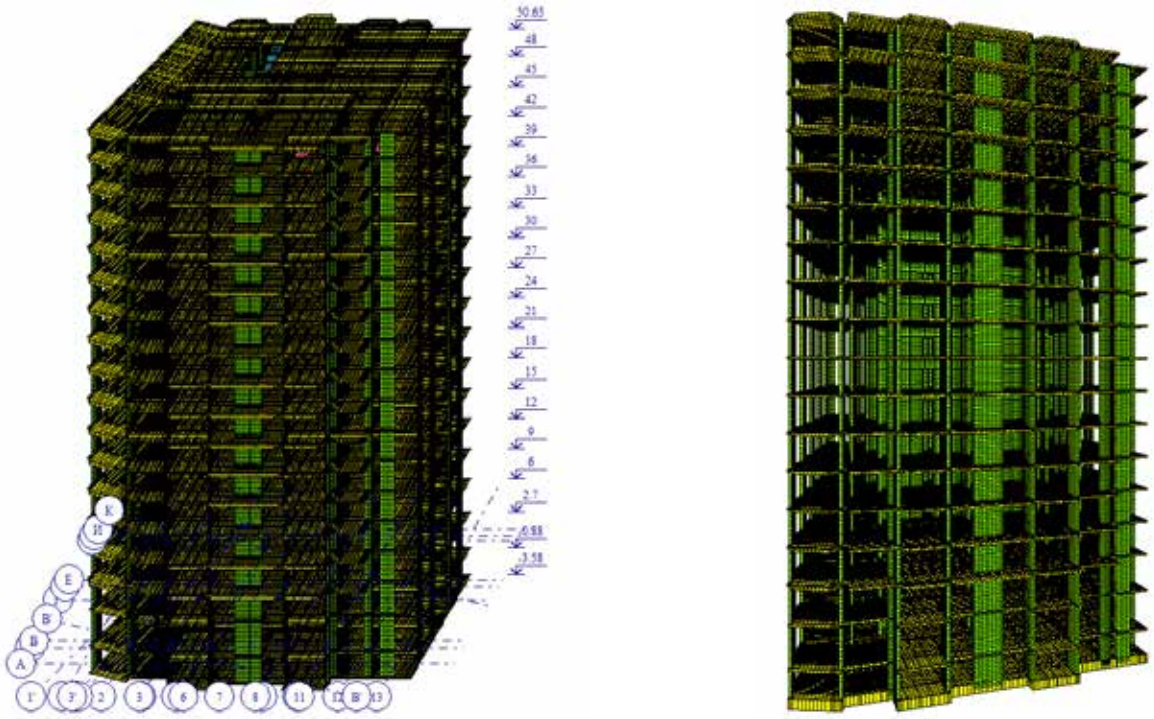


Рис. 2. Загальний вигляд СЕ моделі будівлі [3]

– арматура для всієї будівлі прийнята класу А400С відповідно до [11], що відповідає проєктним вимогам та підтверджується результатами випробувань [14].

Розрахункову схему (рис. 2) прийнято у вигляді просторової системи, сформованої із стержневих і оболонкових скінченних елементів, які відтворюють роботу вертикальних конструкцій і перекриттів (табл. 1). Сполучення несучих елементів між собою – жорстке.

Діаграма «напруження–деформації» для бетону й арматури враховувалися в нелінійній постановці, із застосуванням характеристичних значень міцності та деформативності матеріалів.

Для оцінки стійкості будівлі до прогресуючого обвалення, спричиненого механічним пошкодженням, у розрахунковій моделі було виключено з роботи окремі конструктивні елементи у межах відміток +36.000…+42.000 м (14–16 поверхи). У вузли конструкцій, розташовані безпосередньо над вилученими елементами, було прикладено вертикальні навантаження, еквівалентні зусиллям, що передавалися цими елементами до моменту їх руйнування, із урахуванням коефіцієнта динамічності 2.0.

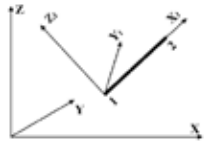
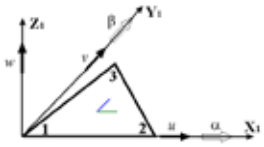
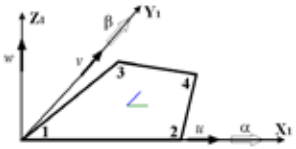
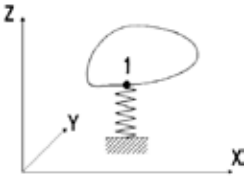
Будівлю віднесено до класу наслідків СС3 відповідно до ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд [6]. Для розрахунків за граничними станами першої групи в умовах аварійних розрахункових ситуацій прийнято коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди $\gamma_n = 1.05$. Для аналізу напружено-деформованого стану будівлі було створено просторову розрахункову модель (див. рис. 2), на яку прикладено навантаження та впливи, наведені в таблиці 2.

Розрахунок конструкцій за граничними станами першої групи здійснено з урахуванням найбільш несприятливих сполучень навантажень або відповідних їм зусиль. Такі сполучення визначені на основі аналізу можливих варіантів одночасної дії різних видів навантажень для відповідної стадії роботи конструкції згідно з вимогами [7].

Параметри напружено-деформованого стану конструкцій визначено для найбільш несприятливого розрахункового сполучення навантажень (РСН). Таке сполучення

Таблиця 1

Опис типів скінченних елементів, використаних у комп'ютерній моделі

№ СЕ	Найменування СЕ	Площина розміщення	Ступінь свободи
210	Фізично нелінійний універсальний просторовий КЕ 	довільно	X, Y, Z, UX, UY, UZ
242	Фізично нелінійний універсальний трикутний КЕ оболонки 	довільно	X, Y, Z, UX, UY, UZ
244	Фізично нелінійний універсальний чотирикутний КЕ оболонки 	довільно	X, Y, Z, UX, UY, UZ
56	Одновузловий КЕ пружних в'язей 	вздовж осей глобальної чи місцевої системи координат	X, Y, Z, UX, UY, UZ

Таблиця 2

Розрахункові навантаження та впливи в ПК «ЛІРА-САПР»

Тип та номер завантаження	Найменування навантаження	Характеристичні навантаження кН/м²	γf	Розрахункове
1. Постійне	Монолітний залізобетон (власна вага), кН/м³	21.9	1.1	24.09
2. Постійне	Вага підлоги	1.77	1.3	2.30
	Вага перегородок	0.77		1.0
	Вага огороджувальних стін житлових поверхів кН/м	2.00		2.60
	Вага покрівлі	2.77		3.60
	Вага парапетів	1.20		1.56
	Вага цегляної кладки на криші кН/м³	18.6	1.1	20.46
3. Короткочасне	Корисне навантаження в житлових приміщеннях	1.50	1.3	1.95
	Корисне навантаження в нежитлових приміщеннях	3.00	1.2	3.60
3. Короткочасне	Снігове	1.72	1.14	1.96
	Вітрове	0.41	1.14	0.46

формується як сукупність розрахункових значень навантажень і впливів, що одночасно діють на конструкцію та застосовуються для перевірки її працездатності за умовами певного граничного стану в заданій розрахунковій ситуації.

Перевірку граничних станів першої групи виконано з використанням основних сполучень навантажень, які включають постійні навантаження з граничними розрахунковими значеннями та змінні навантаження з їх граничними розрахунковими значеннями (табл. 3). Значення коефіцієнтів у таблиці прийнято відповідно до вимог [6; 7].

Таблиця 3

Комбінація сполучень навантажень для розрахунку зусиль в конструктивних елементах

№	Найменування навантаження	Аварійне сполучення навантаження
1	Постійне	1.0
2	Постійне	1.0
3	Короткочасне	0.8
4	Короткочасне	0.8

Згідно з чинними вимогами [6; 7], для будівель класу наслідків (відповідальності) СС3 встановлюються вимоги щодо розрахунку їхньої стійкості до прогресуючого обвалення, а саме:

– безпека об’єкта повинна забезпечуватися шляхом реалізації принципу ешелонування захисту, що базується на використанні бар’єрів для запобігання лавиноподібному розвитку руйнувань і відмов, а також локалізації наслідків аварії, що вже сталася (п .4.3.1 [7]);

– будівельні конструкції повинні мати достатню живучість до локальних руйнувань і передбачених нормами аварійних впливів (пожеж, вибухів, наїздів транспортних засобів тощо), виключаючи при цьому явища непропорційного руйнування, коли загальні пошкодження виявляються значно більшими ніж первісне збурення, що їх викликало (п. 4.1.6 [7]);

– необхідно забезпечити механічний опір та стійкість будівлі до прогресуючого обвалення (п. 9.7.6 [6]);

– проєктування об’єкта в цілому так, щоб у випадку руйнування будь-якого окремого елемента весь об’єкт або його найвідповідальніша частина зберігала працездатність певний період часу, достатній для вжиття термінових заходів (п. 6.4.2 [7]);

– площа поперечного перерізу всіх вилучених (демонтованих) вертикальних елементів, розташованих на ділянці 80 м², не повинна перевищувати для залізобетонних елементів 0.9 м² (п. 6.4.2 [7]);

– розрахунок на прогресуюче обвалення виконують шляхом видалення окремих конструкцій з конструктивної системи, при цьому зусилля в конструкціях категорії А (основні несучі конструкції) збільшується на коефіцієнт динамічності не менше ніж 1,2 (п. 9.7.6 [6]);

– для оптимізації обсягів розрахунків щодо стійкості будівлі до прогресуючого обвалення при розрахунку допускається розглядати лише найбільш небезпечні схеми локального руйнування на основі оцінки ризиків, при цьому розрахунки виконують на аварійні сполучення навантажень з урахуванням нелінійної роботи матеріалів (п. 9.7.9 [6]).

Розрахунок конструктивної схеми будівлі на стійкість до прогресуючого обвалення, спричиненого локальним механічними пошкодженнями, здійснювався ітераційним покроковим методом у фізично нелінійній постановці задачі.

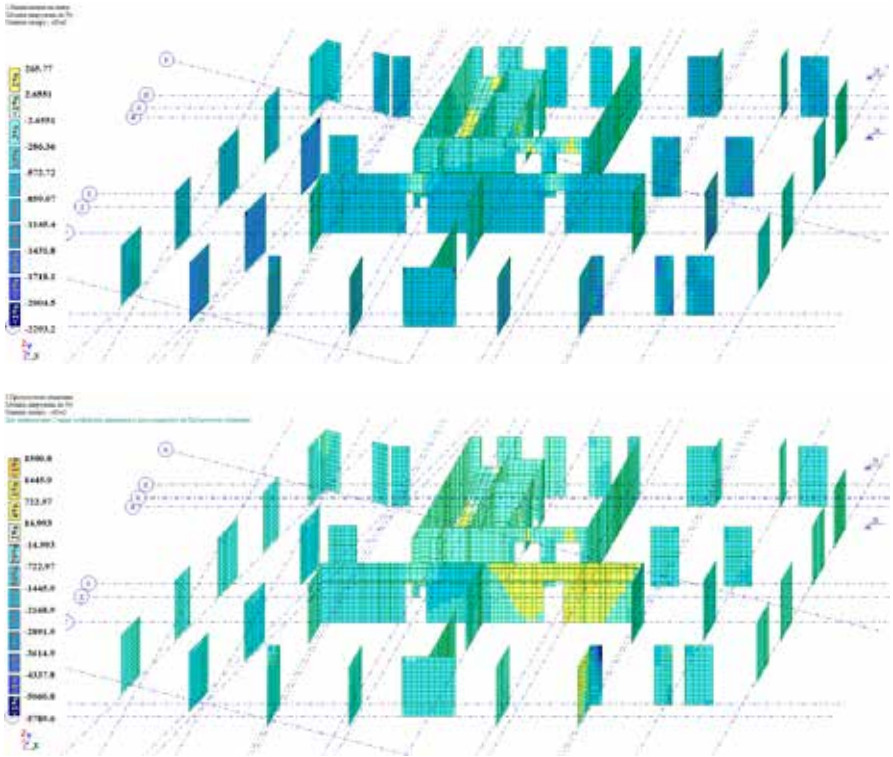
Після виконання розрахунку конструктивної схеми будівлі за даним аварійним сценарієм, що передбачав видалення частини діафрагми жорсткості по осі Г в межах осей 3–11, частини пілона по осі 10 в межах осей А–В, а також окремих фрагментів плит перекриття на рівнях 14–16 поверхів (див. рис. 2), було встановлено перерозподіл внутрішніх зусиль у прилеглих вертикальних залізобетонних елементах (рис. 3, 6, 9). Аналіз отриманих даних засвідчив зростання напружено-деформованого стану зазначених елементів, що зумовлено їхнім залученням до компенсації втраченої просторової жорсткості.

Під частково видаленою діафрагмою жорсткості на 13 поверсі відм. +36.000 рівень напружень у залізобетонному елементі зріс із -1172 кН/м^2 до -1518.6 кН/м^2 (рис. 4), що відповідає збільшенню приблизно на 30%. Такий приріст свідчить про суттєве зростання напруженого стану елемента, що за величиною, що вже наближається до подвоєння початкових зусиль. У ділянці осей 7–10 фіксується формування додаткових стискаючих зусиль, які до аварійного впливу не проявлялись.

Аналогічна тенденція характерна для області після часткового видалення пілона (рис. 5): напруження збільшилися з -1710 кН/м^2 до -5789.6 кН/м^2, що становить приріст приблизно 238.5%. Це зростання свідчить про збільшення навантаження на залишкові елементи більш ніж у три рази та інтенсивний перерозподіл силового потоку. У зоні безпосередньо над місцем вилученої діафрагми жорсткості також фіксується поява підвищених стискаючих напружень.

На рівні +39.000 (14 поверх) у межах осей 4–7 напруження в діафрагмі зросли з -1030 кН/м^2 у нормальному стані до -3022.6 кН/м^2 після аварійного впливу, що становить приріст близько 216.15%. Такий ріст фактично означає більш ніж дворазове підвищення силового навантаження на залишкову частину діафрагми після втрати суміжного елемента. У частині діафрагми в осях 7–10 напруження варіювалися від -4030кН/м^2 до 8068.4 кН/м^2.

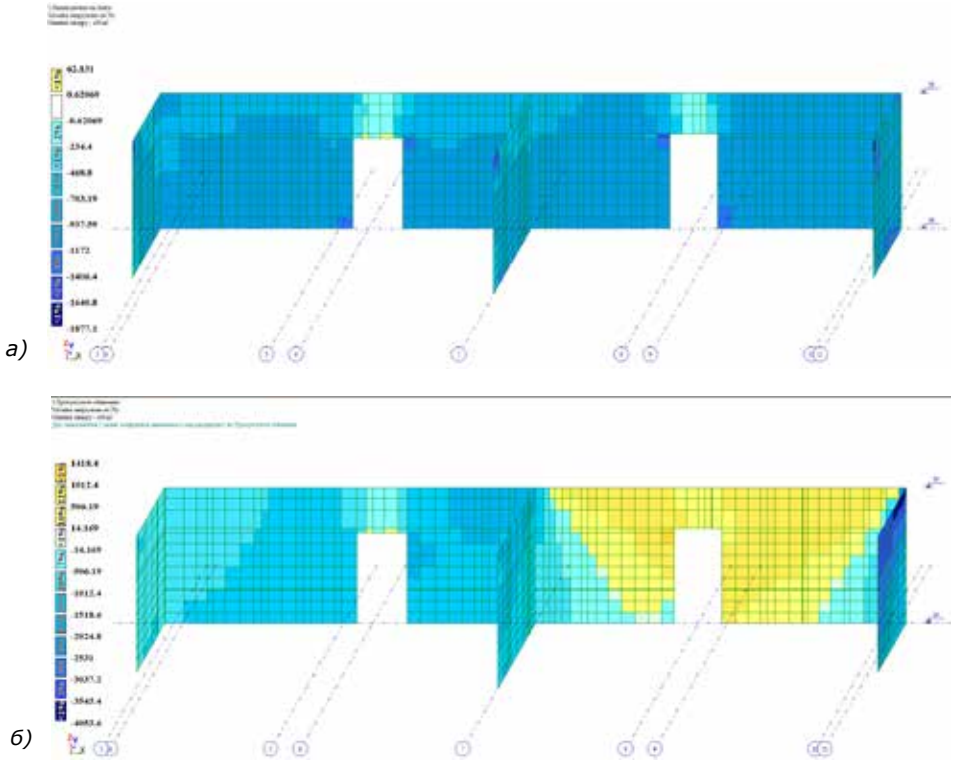
Після часткового видалення фрагмента пілона (рис. 8) у нижній частині елемента



а)

б)

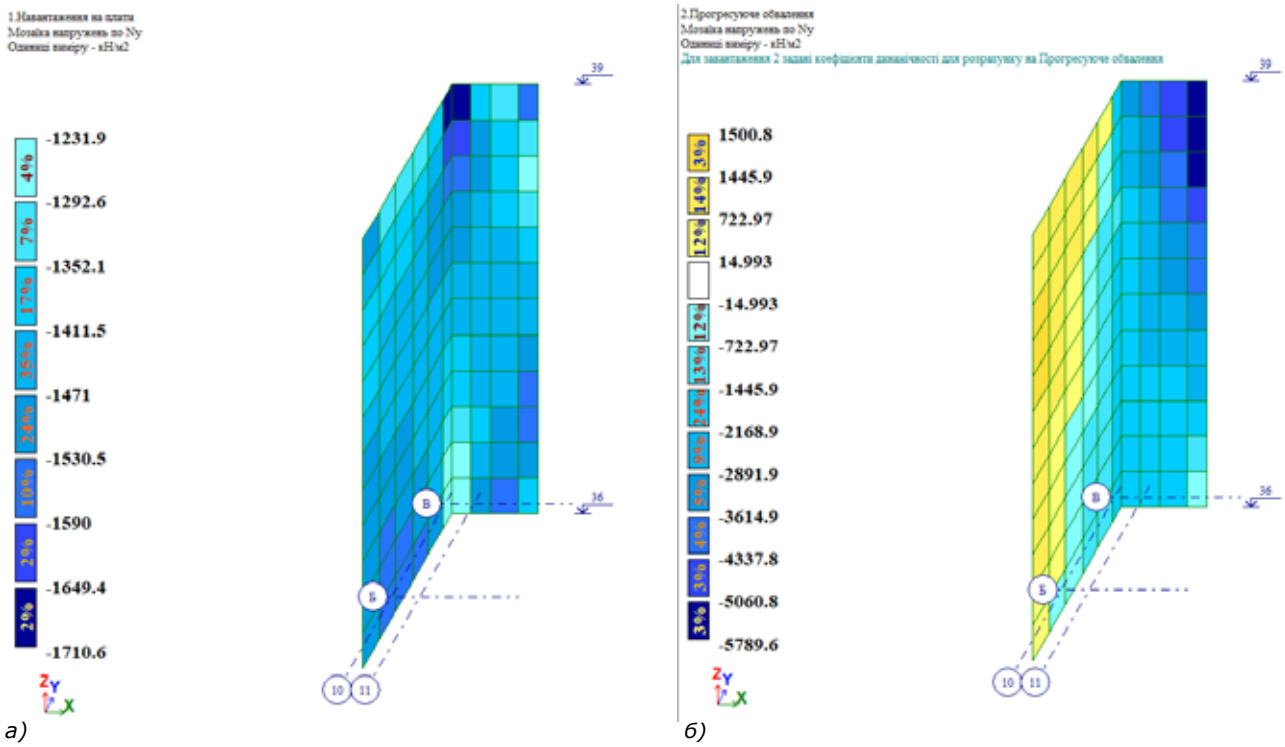
Рис. 3. Мозаїка напружень по Ny 14 – го поверху на відмітці +36.000 [3]
а) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах при нормальній експлуатації
б) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах після аварійного впливу



а)

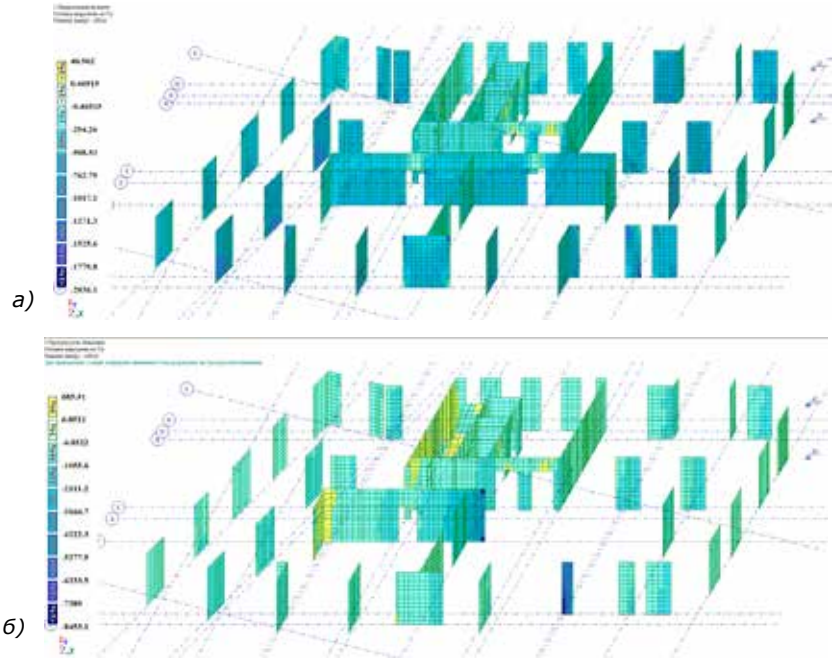
б)

Рис. 4. Мозаїка напружень по Ny залізобетонної діафрагми Ст9 [3]
а) при нормальній експлуатації
б) після аварійного впливу



а) *б)*

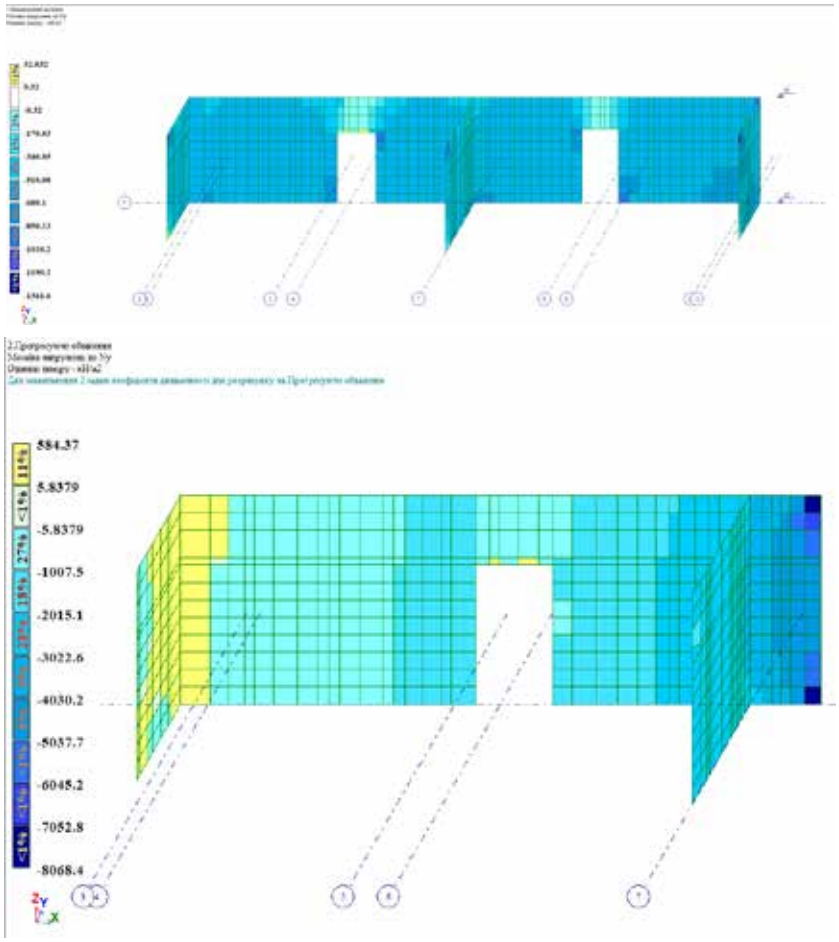
Рис. 5. Мозаїка напружень по Ny залізобетонного пілона Пн7 [3]
а) при нормальній експлуатації
б) після аварійного впливу



а)

б)

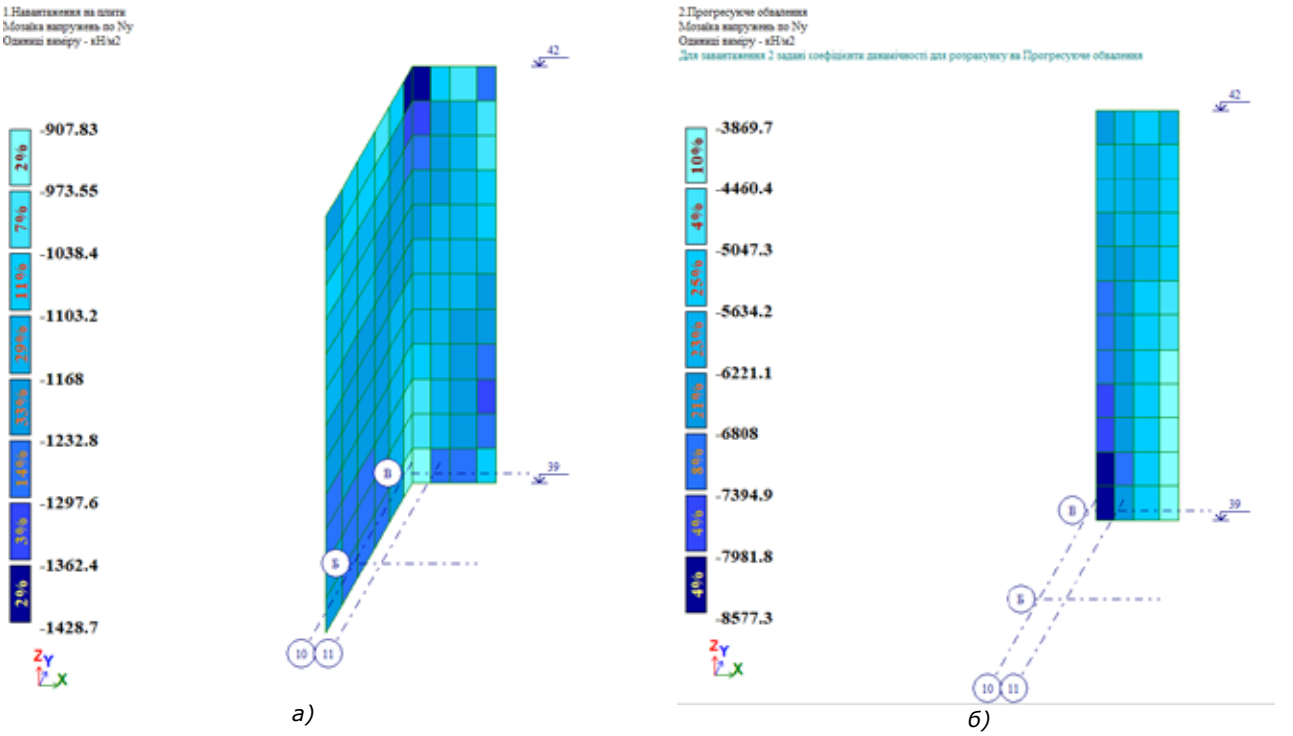
Рис. 6. Мозаїка напружень по Ny 15 – го поверху на відмітці +39.000 [3]
а) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах при нормальній експлуатації
б) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах після аварійного впливу



а)

б)

Рис. 7. Мозаїка напружень по Ny залізобетонної діафрагми Ст9 [3]
а) при нормальній експлуатації
б) після аварійного впливу



а) *б)*

а) *б)*

Рис. 8. Руйнування у верхній частині пілона [3; 12]
а) при нормальній експлуатації б) після аварійного впливу
в)загальний вигляд пілона

формується зона максимальних стискаючих напружень, що досягають -8577.3 кН/м². У порівняні з доктричним значенням -1428.7 кН/м², це відповідає приросту приблизно 500%, тобто збільшенню напружень майже у шість разів. Вище по висоті пілона напруження становлять від -7981.8 кН/м² до -3869.7 кН/м². Для максимального значення у цьому діапазоні (-7981.8 кН/м²) приріст відносно доктричного -1428.7 кН/м² становить близько 459%, тоді як для нижчого значення (-3869.7 кН/м²) у порівнянні з відповідним доктричним рівнем -907.83 кН/м² зростання складає приблизно 326%.

Такий різкий перехід у величинах напружень зумовлений концентрацією зусиль у зоні «обриву» елемента, де силовий потік змушений перебудовуватися після втрати частини несної структури. Фактичне перевищення граничних стискаючих напружень призвело до руйнування бетону у верхній та нижній частині пілона, оскільки залишковий фрагмент був змушений сприймати навантаження, що раніше рівномірно розподілялося по повному перерізу елемента. Крім того, локалізована перебудова напружено- деформованого стану спричинила різке зменшення резерву несної здатності та перехід конструкції у пластичний, передруйнівний

режим роботи. Отримані результати узгоджуються з механізмом перерозподілу внутрішніх зусиль у залізобетонних елементах із зменшеним або порушеним поперечним перерізом.

На відм.+42.000 (рис. 9) (15 поверх) на ділянці діафрагми жорсткості в осях 4–7 (рис. 10) напруження зросли з -850.13 кН/м² до -1768.5 кН/м², що відповідає приросту

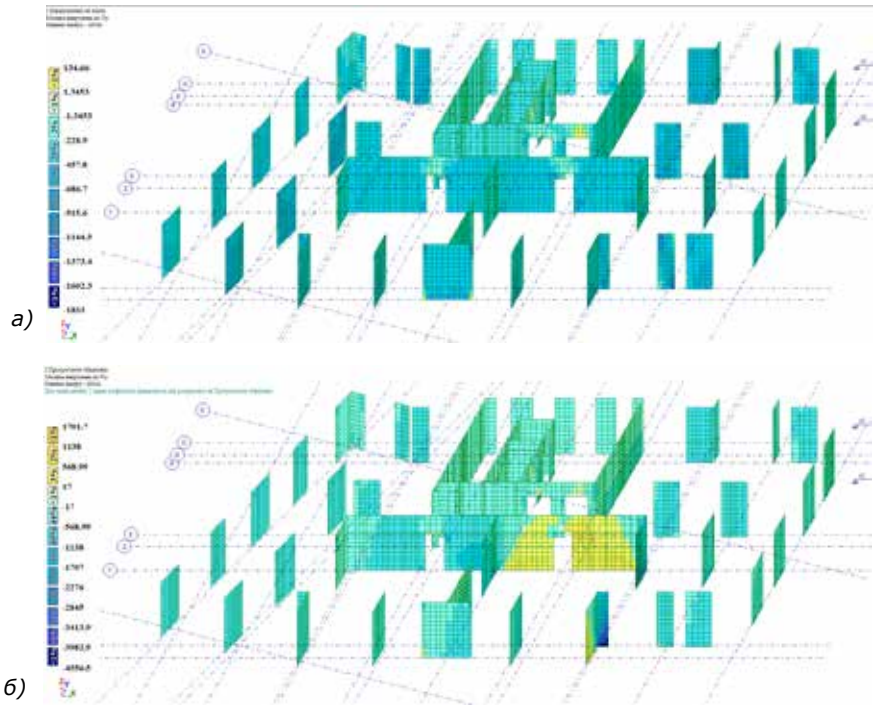


Рис. 9. Мозаїка напружень по Ny 16 – го поверху на відмітці +42.000 [3]
а) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах при нормальній експлуатації
б) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах після аварійного впливу

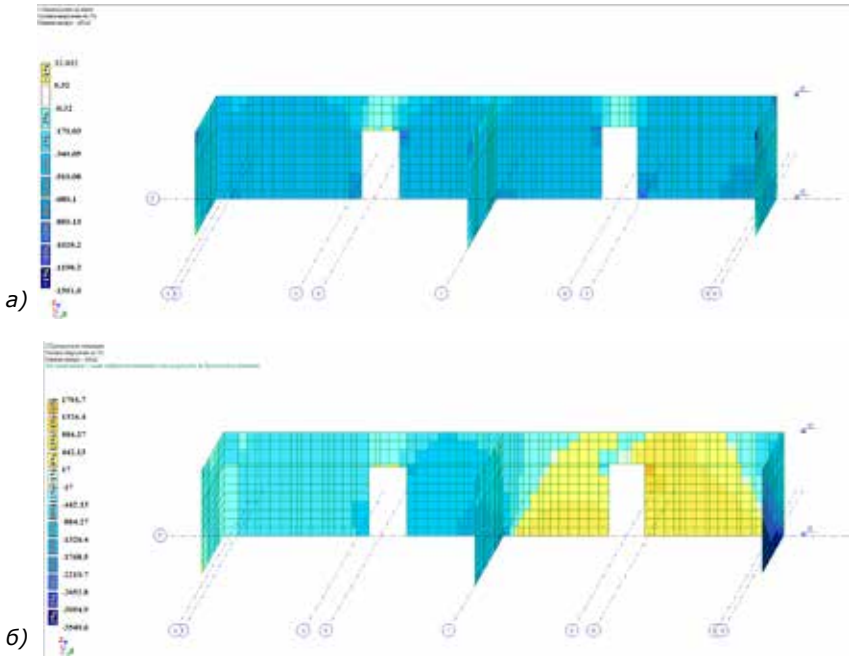


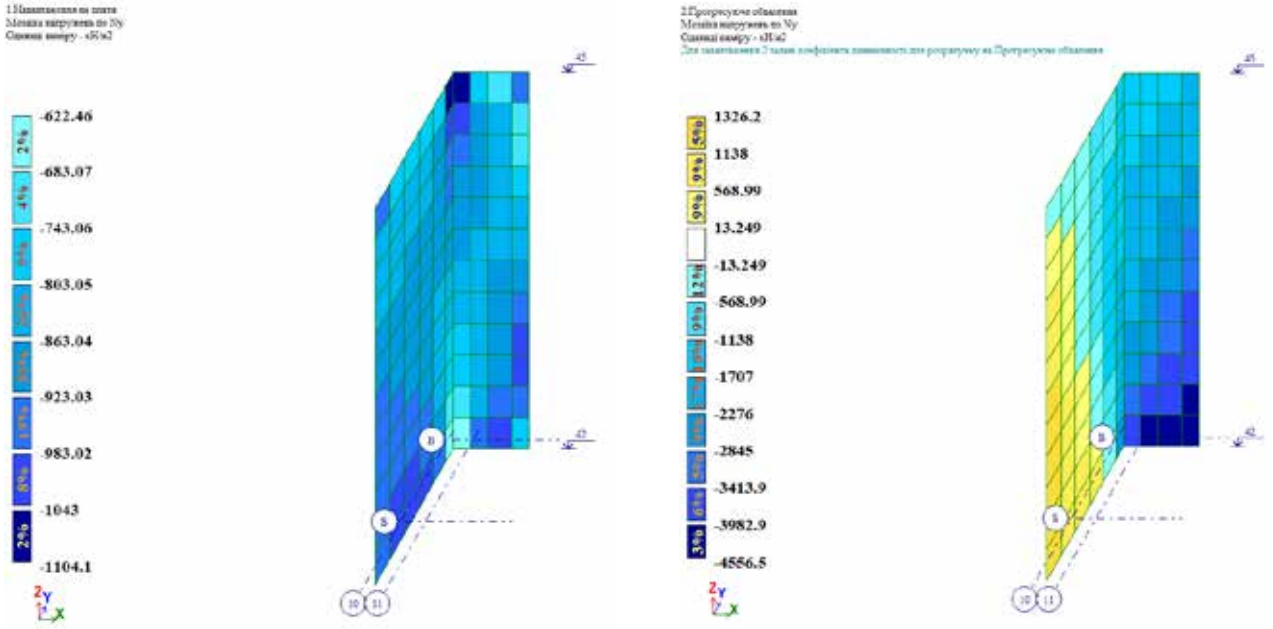
Рис. 10. Мозаїка напружень по Ny залізобетонної діафрагми Ст9 [3]
а) при нормальній експлуатації
б) після аварійного впливу

приблизно 148%, більш ніж у два рази. У частині діафрагми жорсткості в осях 7–10, розташованій над видаленим елементом, додатково формуються підвищені стискаючі напруження, що вказує на локальне перенесення вертикальних зусиль.

У пілоні (рис. 11), який сприймає навантаження над вилученим фрагментом, напруження зросли з -1104.1 кН/м² до -4556.5 кН/м², що становить збільшення близько 312%, або майже у чотири рази. При цьому у нижній частині цього ж пілона також фіксується поява додаткових стискаючих напружень, зумовлена концентрацією переданих зусиль уздовж висоти елементу.

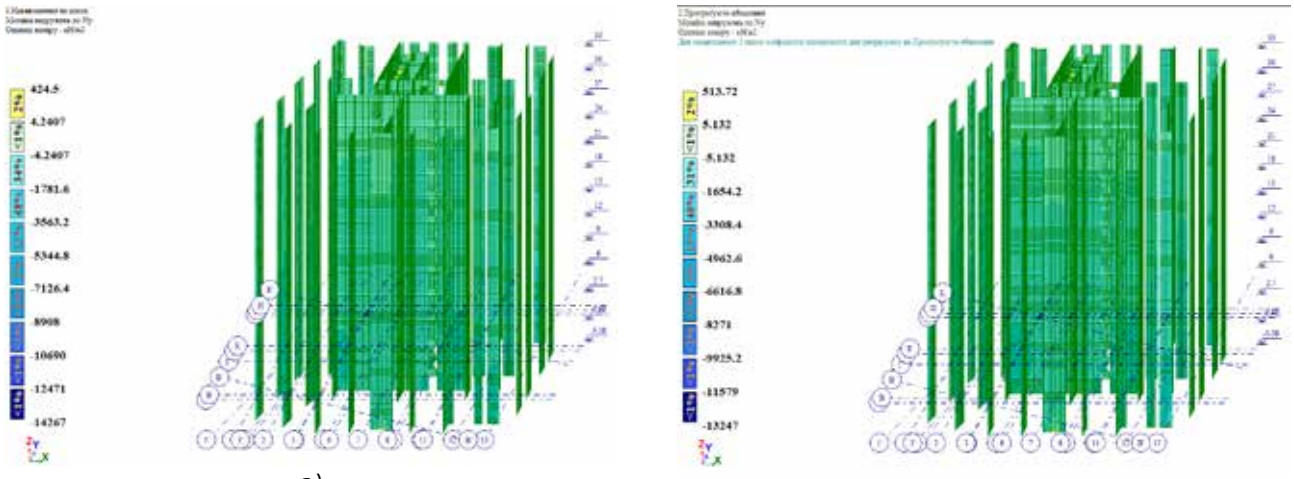
У конструктивних елементах, розташованих на більшій відстані від епіцентру руйнування, зростання напружень перебуває в межах 1–8%, що свідчить про їхнє незначне підвищення.

На відмітках від +36.000…+42.000 спостерігається часткове розкріплення колон,



а) *б)*

Рис. 11. Мозаїка напружень по Ny залізобетонного пілона Пн7 [3]
а) при нормальній експлуатації
б) після аварійного впливу



а) *б)*

Рис. 12. Мозаїка напружень по Ny на відмітках -3.580 – +33.000 [3]
а) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах при нормальній експлуатації
б) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах після аварійного впливу

спричинене руйнуванням плити перекриття в зоні їх примикання. Втрата просторової роботи та зменшення жорсткості зв'язку між колонами та плитою призвели до перерозподілу зовнішніх зусиль, і відповідно, до зменшення рівня стискаючих напружень у цих елементах. Зокрема на відм. +36.000 при нормальній експлуатації напруження становили -1571.3кН/м^2, тоді як після аварійного впливу вони зменшилися до -1098.1 кН/м^2. Аналогічна тенденція простежується і на вищих рівнях: на відм. +39.000 напруження знизилися з -1395 кН/м^2 до -1063.2 кН/м^2, а на відм. +42.000 з -1247.4 кН/м^2 до -1086.9 кН/м^2.

Зменшення напруження у вертикальних елементах свідчить про те, що частина навантаження, яку раніше сприймали колони, була перерозподілена на інші несучі елементи каркаса внаслідок порушення конструктивної схеми. Втрата роботи плити як диска жорсткості призвела до зміни умов закріплення та, відповідно, до зниження поздовжніх стискальних зусиль у колоні.

У вертикальних залізобетонних елементах розташованих на відмітках від -3.580 до +33.000 (підвал та 12й поверх), зростання напружень перебуває в межах від 1 до 8% (рис. 13), а на відмітках від +45.000 до +50.650 (16 поверх та покрівля) зростання напружень перебуває у межах від 10 до 12% (рис. 14).

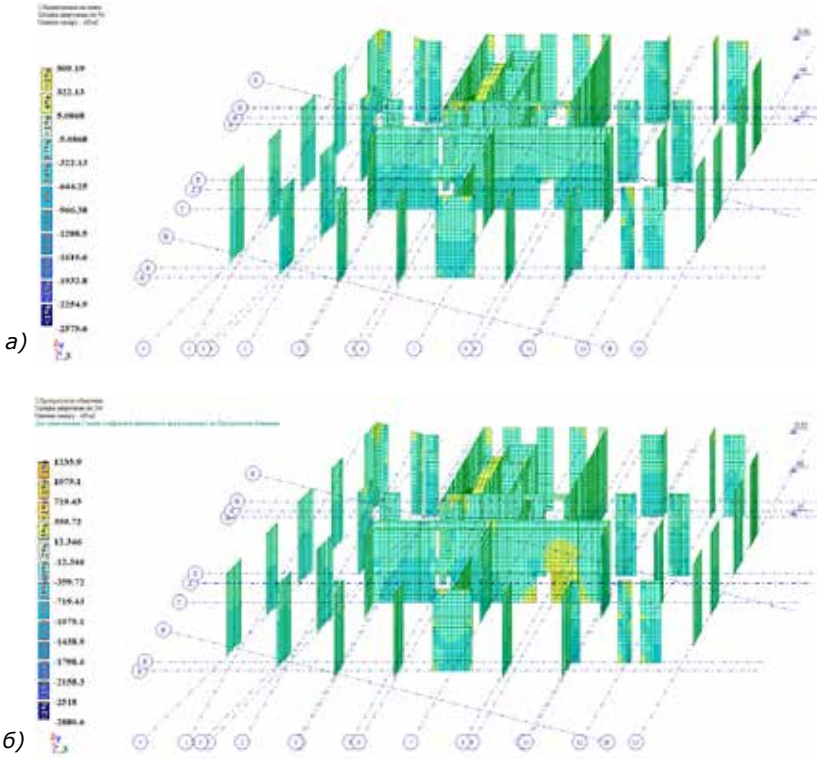


Рис. 14. Мозаїка напружень по Ny на відмітках +45.000 – +50.650 [3]
а) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах при нормальній експлуатації
б) Зусилля в вертикальних залізобетонних елементах після аварійного впливу

ВИСНОВКИ

Проведений розрахунково-аналітичний огляд дозволив встановити характер перерозподілу напружень у вертикальних залізобетонних елементах каркаса після локального аварійного пошкодження пілона, колони та діафрагми жорсткості. Для частково зруйнованих фрагментів діафрагми та пілона приріст напружень сягає декількох сотень відсотків, що вказує на інтенсивний перерозподіл силового потоку та формування локальних концентрацій напружень у місцях втрати несної структури.

Таким чином, стійкість житлового будинку до прогресуючого обвалення для розглянутого сценарію забезпечена. Локальні пошкодження плит перекриття не призвели до подальшого ланцюгового руйнування конструкцій та будівлі в цілому. Геометричної змінюваності конструктивної системи не зафіксовано. Отримані результати аналізу підтверджують можливість і доцільність подальшого відновлення пошкоджених залізобетонних вертикальних елементів будівлі.

Перспективи подальших досліджень полягають у розширені чисельного аналізу прогресуючого обвалення будівель шляхом урахування різних сценаріїв воєнних і техногенних впливів, зокрема вибухових та ударних навантажень із детальнішим моделюванням їх динамічної дії. Доцільним є розвиток просторових фізично та геометрично нелінійних моделей з урахуванням деградації матеріалів, накопичення пошкоджень і роботи з'єднань, а також виконання параметричних досліджень для оцінки чутливості конструктивних систем до втрати окремих елементів.

ЛІТЕРАТУРА

[1] Будівництво багатоквартирного 16-поверхового житлового будинку зі вбудовано-прибудованими приміщеннями соціального призначення по вул. Войкова, 27 у м. Чернігові : робоча документація. Шифр 010-06-АС / НІАЛПІ «Інтерархпроект». Чернігів, 2006. 160 с.

[2] Вабіщевич М., Фесун І. Підходи до забезпечення стійкості будівель і споруд до прогресуючого обвалення: сучасний стан і перспективи. *Опір матеріалів і теорія споруд*. 2023. Вип. 110. С. 256–263. DOI: 10.32347/2410-2547.2023.110.256-263.

[3] Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е, Ромашкина М.А. Під ред. академіка РААСН Городецкого А.С. Програмний комплекс ЛІРА-САПР. Керівництво користувача. Навчальні приклади. Електронне видання, 2017. 535 с.

[4] ДСТУ Б В.2.7-220:2009. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю. [Чинний від 2010-04-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 24 с.

[5] ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. [Чинний від 01.09.2010]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.

[6] ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 30 с.

[7] ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи. Норми проєктування. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.

[8] ДБН В.2.2-41:2019. Висотні будівлі. Основні положення. [Чинний від 2020-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2019. 53 с.

[9] ДСТУ 3760:2009. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. [Чинний від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2010. 18 с.

[10] ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість. [Чинний від 2024-01-01]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2024. 73 с.

[11] ДСТУ EN ISO 6892-1:2016. Матеріали металеві. Випробування на розтяг. Частина 1. Метод випробування за кімнатної температури (EN ISO 6892-1:2016, IDT; ISO 6892-1:2016, IDT). Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 69 с.

[12] Звіт про детальне та інструментальне обстеження конструкцій житлового будинку по вул. В'ячеслава Чорновола, 15а у м. Чернігові, конструкції якого пошкоджено внаслідок бойових дій. Виконано за договором № 8459 з Управлінням житлово-комунального господарства Чернігівської міської ради / ДП НДІБК. Київ, 2022. 91 с.

[13] Лозіцька А. О., Савицький В. В. Дослідження міцності бетону за допомогою молотка Шмідта. *Студентський Вісник Національного університету водного господарства та природокористування.* 2021. Вип. 1 (15). С. 10–13.

[14] Протокол №221-323/071/22. Випробування зразків арматурної сталі, що відібрані з будівлі по вул. В'ячеслава Чорновола, 15а, м. Чернігів.

[15] Протокол №221-323/072/22. Визначення міцності бетону пілонів житлового будинку по вул. В'ячеслава Чорновола, 15а, м. Чернігів.

[16] Протокол №221-323/086/22. Визначення міцності бетону на стиск методом пружного відскоку залізобетонних конструкцій житлового будинку по вул. В'ячеслава Чорновола, 15а, м. Чернігів.

[17] Фесун І. Верифікація чисельних моделей прогресуючого обвалення сталевих рам за даними експериментального дослідження. *Науковий вісник будівництва*. 2025. Вип. 113, № 1. С. 176–186. DOI: 10.33042/2311-7257.2025.113.1.21.

[18] Fu Q.-L., Tan L., Long B., Kang S.-B. Numerical investigations of progressive collapse behaviour of multi-storey reinforced concrete frames. *Buildings.* 2023. Vol. 13. P. 285–286. DOI: https://doi.org/10.3390/buildings13020533

[19] Xu L., Iyela P. M., Su Y., Atlaw M. M., Kang S.-B. Numerical predictions of progressive collapse in reinforced concrete beam-column sub-assemblages: A focus on 3D multiscale modeling. *Engineering Structures*. 2024. Vol. № 315. P. 56–78. DOI: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118485

[20] Xu Q. et al. Numerical simulation study of progressive collapse of reinforced concrete frames with masonry infill walls under blast loading. *Modelling and Simulation in Engineering.* 2022. Volume 2022, Article ID 1781415, 16 pages. DOI: https://doi.org/10.1155/2022/1781415

REFERENCES

[1] Interarhproekt Research and Design Institute. (2006). *Budivnytstvo bahatokvartyrnoho 16-poverkhovoho zhytlovoho budynku z vbudovano-prybudovanymy prymishchenniamy sotsialnoho pryznachennia po vul. Voikova, 27 u m. Chernihovi. Robocha dokumentatsiia (Proiekt № 010-06-AS)* [Construction of a 16-storey multi-apartment residential building with integrated social facilities at Voikova St., 27, Chernihiv: Working documentation]. Chernihiv [in Ukrainian].

[2] Vabishchevich, M., & Fesun, I. (2023). Pidkhody do zabezpechennia stiikosti budivel i sporud do prohresuiuchoho obvalennia: suchasnyi stan i perspektyvy [Approaches to ensuring resistance to the progressive

collapse of buildings and structures: Current state and prospects]. *Opir materialiv i teoriia sporud*, 110, 256–263. https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.110.256-263 [in Ukrainian].

[3] Vodopianov, R. Yu., Titok, V. P., Artamonova, A. E., & Romashkina, M. A. (2017). *Prohramnyi kompleks LIRA-SAPR: kerivnytstvo korystuvacha ta navchalni pryklady* [LIRA-SAPR software package: User manual and training examples]. Kyiv [in Ukrainian].

[4] Ministry of Regional Development of Ukraine. (2010). *Betony. Vyznachennia mitsnosti mekhanichnymy metodamy neruinivnoho kontroliu (DSTU B V.2.7-220:2009)*[Concrete. Determination of strength by mechanical non-destructive testing methods]. Kyiv [in Ukrainian].

[5] Ministry of Regional Development of Ukraine. (2009). *Betony. Metody vyznachennia mitsnosti za kontrolnymy zrazkamy (DSTU B V.2.7-214:2009)* [Concrete. Methods for determination of strength by control specimens]. Kyiv [in Ukrainian].

[6] Ministry of Regional Development of Ukraine. (2018). *Zahalni pryntsypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud (DBN V.1.2-14:2018)* [General principles for ensuring reliability and structural safety of buildings and structures]. Kyiv [in Ukrainian].

[7] Ministry of Construction of Ukraine. (2006). *Navantazhennia i vplyvy. Normy proiektuvannia (DBN V.1.2-2-2006)* [Loads and impacts. Design standards]. Kyiv [in Ukrainian].

[8] Ministry of Regional Development of Ukraine. (2019). *Vysotni budivli. Osnovni polozhennia (DBN V.2.2-41:2019) [High-rise buildings. Main provisions]. Kyiv* [in Ukrainian].

[9] State Enterprise "UkrNDNC". (2010). *Prokat armaturnyi dlia zalizobetonnykh konstruktsii. Zahalni tekhnichni umovy (DSTU 3760:2009)* [Reinforcing steel for reinforced concrete structures. General technical specifications]. Kyiv [in Ukrainian].

[10] State Enterprise "UkrNDNC". (2024). *Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsiniuvannia yikh tekhnichnoho stanu. Mekhanichnyi opir ta stiikist (DSTU 9273:2024)* [Guidelines for inspection of buildings and structures to determine and assess their technical condition. Mechanical resistance and stability]. Kyiv [in Ukrainian].

[11] State Enterprise "UkrNDNC". (2019). *Metalevi materialy. Vyprobuvannia na roztiah. Chastyna 1: Metod vyprobuvannia pry kimnatnii temperaturi (DSTU EN ISO 6892-1:2016)* [Metallic materials. Tensile testing. Part 1: Method of test at room temperature]. Kyiv [in Ukrainian].

[12] State Research Institute of Building Constructions. (2022). *Zvit pro detalne ta instrumentalne obstezhennia konstruktsii zhytlovoho budynku po vul. Viacheslava Chornovola, 15a u m. Chernihovi, poshkodzhenoho vnaslidok boiovykh dii* [Report on detailed and instrumental inspection of the residential building damaged as a result of hostilities]. Kyiv [in Ukrainian].

[13] Lozitska, A. O., & Savytskyi, V. V. (2021). Doslidzhennia mitsnosti betonu za dopomohoiu molotka Shmidta [Investigation of concrete strength using the Schmidt hammer]. *Visnyk Natsionalnoho universytetu vodnoho hospodarstva ta pryrodokorystuvannia – Bulletin of the National University of Water and Environmental Engineering*, 1(15), 10–13 [in Ukrainian].

[14] Testing Laboratory. (2022a). *Protokol № 221-323/071/22. Vyprobuvannia zrazkiv armaturnoi stali* [Protocol No. 221-323/071/22: Testing of reinforcing steel samples]. Chernihiv [in Ukrainian].

[15] Testing Laboratory. (2022b). *Protokol № 221-323/072/22. Vyznachennia mitsnosti betonu piloniv* [Protocol No. 221-323/072/22: Determination of concrete strength of pylons]. Chernihiv [in Ukrainian].

[16] Testing Laboratory. (2022c). *Protokol № 221-323/086/22. Vyznachennia mitsnosti betonu metodom pruzhnoho vidskoku* [Protocol No. 221-323/086/22: Determination of compressive strength of concrete by rebound hammer method]. Chernihiv [in Ukrainian].

[17] Fesun, I. (2025). Veryfikatsiya chysel'nykh modeley prohresuyuchoho obvalennya stalevykh ram za danymy eksperymental'noho doslidzhennya [Verification of numerical models of progressive collapse of steel frames based on experimental research data]. *Naukovyy visnyk budivnytstva*, 113(1), 176–186. https://doi.org/10.33042/2311-7257.2025.113.1.21 [in Ukrainian].

[18] Fu, Q.-L., Tan, L., Long, B., & Kang, S.-B. (2023). Numerical investigations of progressive collapse behaviour of multi-storey reinforced concrete frames. *Buildings*, 13, 285–286. https://doi.org/10.3390/buildings13020533 [in English].

[19] Xu, L., Iyela, P. M., Su, Y., Atlaw, M. M., Kang, S.-B. (2024). Numerical predictions of progressive collapse in reinforced concrete beam-column sub-assemblages: A focus on 3D multiscale modeling. *Engineering Structures*, 315, 56–78. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118485 [in English].

[20] Xu, Q., et al. (2022). Numerical simulation study of progressive collapse of reinforced concrete frames with masonry infill walls under blast loading. *Modelling and Simulation in Engineering*, Volume 2022, Article ID 1781415, 16 pages. https://doi.org/10.1155/2022/1781415 [in English].

ABSTRACT

Tabarkevich O. Study of progressive collapse of buildings after damage of military nature

Purpose. *The aim of the study is to assess the stability of a monolithic reinforced concrete residential building against progressive collapse under an emergency scenario caused by local mechanical damage of a military nature, as well as to determine the redistribution patterns of internal forces in the load-bearing reinforced*

concrete elements of the frame after partial structural failure. An additional goal is to justify the feasibility of further operation and restoration of the building based on the results of numerical modeling.

***Methodology**. The study was carried out using the finite element method in a physically nonlinear formulation. Calculations were performed taking into account the actual strength and deformation characteristics of concrete and reinforcement, as well as a realistic scenario of emergency failure of floor slabs, pylons, and diaphragm walls on levels 14–16. The spatial computational model of the building was created in the LIRA-SAPR software package. Special emergency load combinations and a dynamic coefficient were applied to simulate the sudden removal of individual structural elements.*

***Results**. The study revealed patterns of internal force redistribution in the vertical reinforced concrete elements of the frame following local damage. It was shown that in the zone of emergency impact, stresses in the pylons and diaphragm walls increase several times, forming local stress concentrations and pre-failure operating regimes. At the same time, in structural elements distant from the damaged area, stress increases are minor and do not lead to the loss of load-bearing capacity. Under the considered scenario, progressive collapse does not develop, and the overall spatial-rigid system of the building maintains its stability.*

***Scientific novelty.** The scientific novelty lies in the comprehensive physically nonlinear modeling of a real emergency scenario of military nature for a multi-story monolithic reinforced concrete building, taking into account the sequential removal of damaged elements and dynamic effects. New data were obtained regarding the localization of the stress-strain state and the mechanisms preventing the development of progressive collapse in such structural schemes.*

***Practical relevance.** The practical significance of the work lies in the possibility of using the obtained results to justify decisions on the further restoration and safe operation of damaged residential buildings. The proposed numerical analysis approach can be applied as an effective tool for assessing the survivability of buildings and structures in the absence or limitation of full-scale experimental studies.*

Keywords: progressive collapse, monolithic reinforced concrete frame, reinforced concrete structures, local damage, military impacts, finite element method, physical nonlinearity, stress redistribution, structural robustness.

AUTHOR'S NOTE:

Tabarkevich Oleg,** PhD Candidate at the Department of Computer Technologies in Construction, State University "Kyiv Aviation Institute", Kyiv, Ukraine; Junior Researcher, State Enterprise "State Research Institute of Building Structures", Kyiv, Ukraine; e-mail: olegtabarkevich@gmail.com**, orcid: 0000-0002-2396-3956.

Дата першого надходження статті до видання: 02.02.2026
Дата прийняття статті до друку після рецензування: 06.03.2026
Дата публікації (оприлюднення) статті: 24.04.2026

Стаття поширюється на умовах ліцензії відкритого доступу CC BY 4.0