

**РОЗРАХУНКОВА ОЦІНКА СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ СТІНИ  
МОНОЛІТНОЇ БУДІВЛІ**

М. Г. Мар'єнков, В. І. Колчунов, К. М. Бабік, В. П. Максименко,  
К. В. Омельченко, Т. В. Шупік, Р. М. Вакулін

*Виконаний аналіз експериментальних досліджень 6-ти поверхового фрагмента за допомогою вібротомашини. Проведені чисельні дослідження з урахуванням непружної роботи матеріалів.*

*Выполнен анализ экспериментальных исследований 6-ти этажного фрагмента с помощью вибротомашини. Проведены численные исследования с учетом неупругой работы материалов.*

*The analysis of experimental researches of a six floor fragment is executed by vibromashiny. Numerical researches are conducted taking into account by unresilient work of materials.*

**Постановка проблеми**

У сейсмонебезпечних регіонах України поширене будівництво багатоповерхових будівель із залізобетонним каркасом з вертикальними діафрагмами жорсткості, а також зі стінами з монолітного залізобетону. Аналіз результатів випробувань окремих стінових панелей і фрагментів будівель за допомогою потужних вібраційних машин дозволяє зробити висновок, що при горизонтальних знакозмінних навантаженнях в стінах утворюються діагональні і Х-подібні тріщини [1, 2]. Аналіз наслідків руйнівних землетрусів у різних країнах також підтверджує зазначені види пошкоджень несучих стін [3, 4].

Чинний нормативний документ ДБН В.1.1-12:2006 [5] допускає розвиток непружних деформацій і локальних пошкоджень в несучих конструкціях будівель під час землетрусу при забезпеченні безпеки людей. Вирішення цієї проблеми потребує розробки методів розрахунку конструкцій стін з урахуванням нелінійної роботи матеріалів і фактичних схем утворення тріщин, отриманих при динамічних випробуваннях і при інтенсивних землетрусах. У статті наведені результати попередньої оцінки несучої здатності стін фрагмента монолітної будівлі за методом граничної рівноваги при інерційних навантаженнях від вібраційної машини.

**Результати експериментальних досліджень**

Випробування фрагмента монолітної будівлі за допомогою вібротомашини проведені в 1988 році в м. Кишиневі лабораторією міцності ЦНДІЕП житла і лабораторією сейсмостійкого будівництва Молдови [1]. Висота фрагмента була обмежена 6-ма поверхами по 2,8 м (рис. 1, а). Несучі стіни товщиною 20 см, перекриття - монолітні плити. Конструкція фрагмента і вузлові з'єднання були запроектовані, виходячи з 7-бальної розрахункової сейсмічності.

Фрагмент призначався для вібровипробування до руйнування.

При розробці конструкції фрагмента враховувалося, що його розміри (у тому числі поверховість) повинні забезпечувати можливість збудження вібротомашиною В-3 коливань, при яких реально досягнуті тріщиноутворення в основних конструкціях (рис. 1, б) та стадії руйнування.

Армування керамзитобетонних стін (розрахунковий опір бетону  $R_b = 17$  МПа) без отворів було реалізовано в двох варіантах: тільки контурне армування (стіна по осі 1) і просторовими діагональними каркасами (стіна по осі 2). Перекриття виготовлено з важкого бетону класу В15.

**Методика чисельних досліджень**

Просторова розрахункова модель відповідає натурному фрагменту і має розміри  $6,0 \times 6,4 \times 16,8$  м (рис. 2, а). Перекриття та стіни при динамічних розрахунках без урахування нелінійної роботи матеріалів моделювалися кінцевими елементами (КЕ) оболонки і балки-стінки. При прямих динамічних розрахунках використовувалися нелінійні КЕ балки-стінки для стін будівлі.

При розрахунках моделі прийнято жорстке защемлення в основі.

Розрахункова динамічна модель будівлі містить чотири маси, розташовані в рівнях кожного перекриття. Масу вібротомашини додано до маси, зосередженої в рівні перекриття шостого

(верхнього) поверху.

1. За результатами лінійного динамічного розрахунку визначено частоти і форми власних коливань будівлі, а також інерційні навантаження в рівнях перекриттів при динамічних впливах вібромашини.

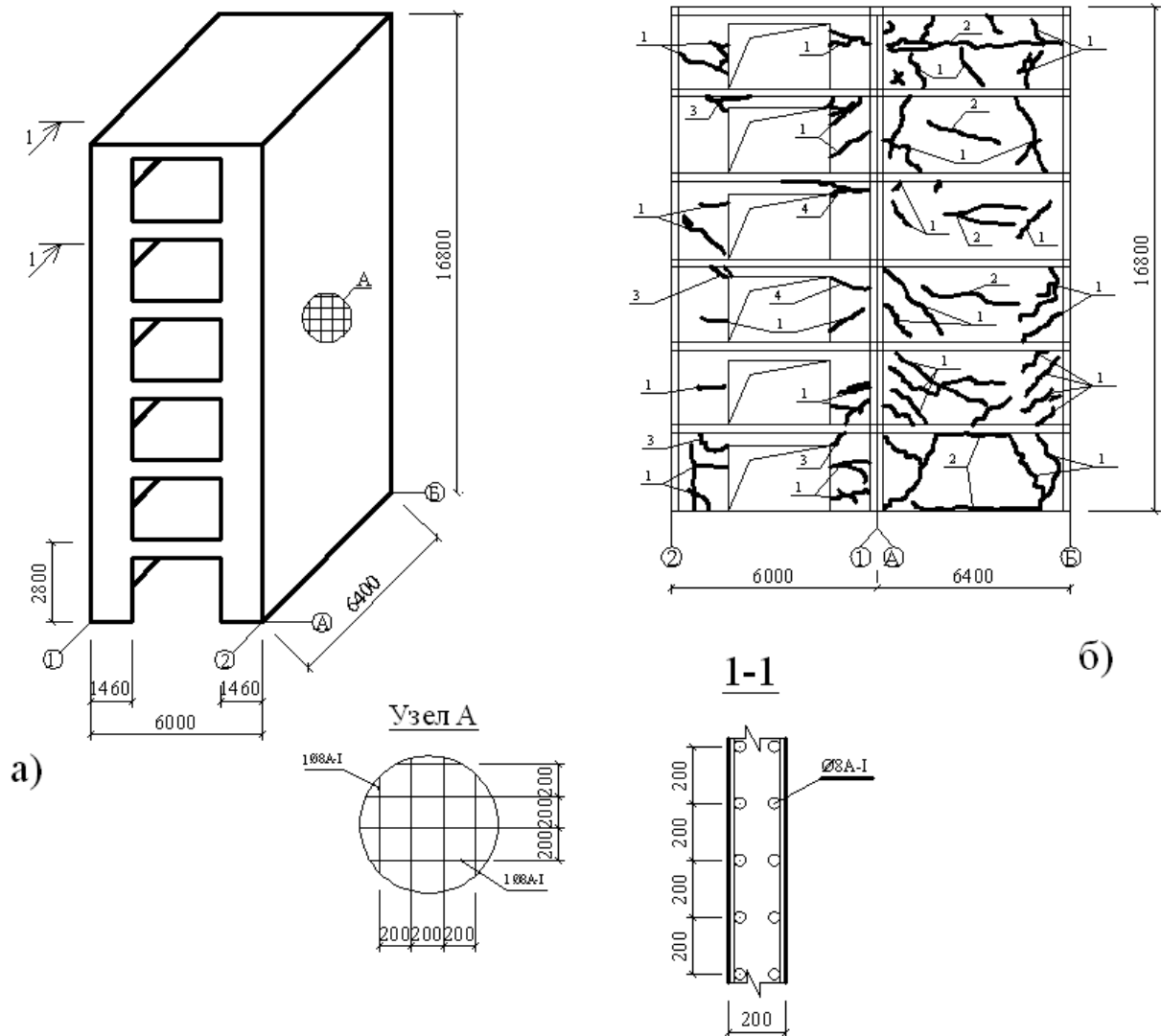


Рис. 1. Залізобетонні конструкції фрагмента будівлі (а) і картина утворення тріщин в стінах при випробуваннях (б): 1 – похила тріщина, 2 – горизонтальна тріщина, 3 – кутова похила тріщина, 4 – кутова горизонтальна тріщина

2. На другому етапі проведено розрахунок моделі будинку на статичні вертикальні навантаження (власна вага конструкції і навантаження на перекриттях), а також на горизонтальні інерційні навантаження при впливах вібромашини. При моделюванні в ПК ЛІРА 9.6 [7] нелінійних завантажень враховувалися схема утворення тріщин за результатами випробувань фрагмента [6], передісторія навантаження, а також нелінійні закони деформування матеріалів (21-й - для бетону і 11-й - для армування).

3. Прямий динамічний нелінійний розрахунок моделі будинку проведено при гармонічному впливі вібромашини, заданому в рівні верхнього перекриття. Частота і амплітуда гармонічного впливу вібромашини задавалися з урахуванням даних експериментальних досліджень фрагмента будівлі [1] і розрахунків його моделі на першому етапі.

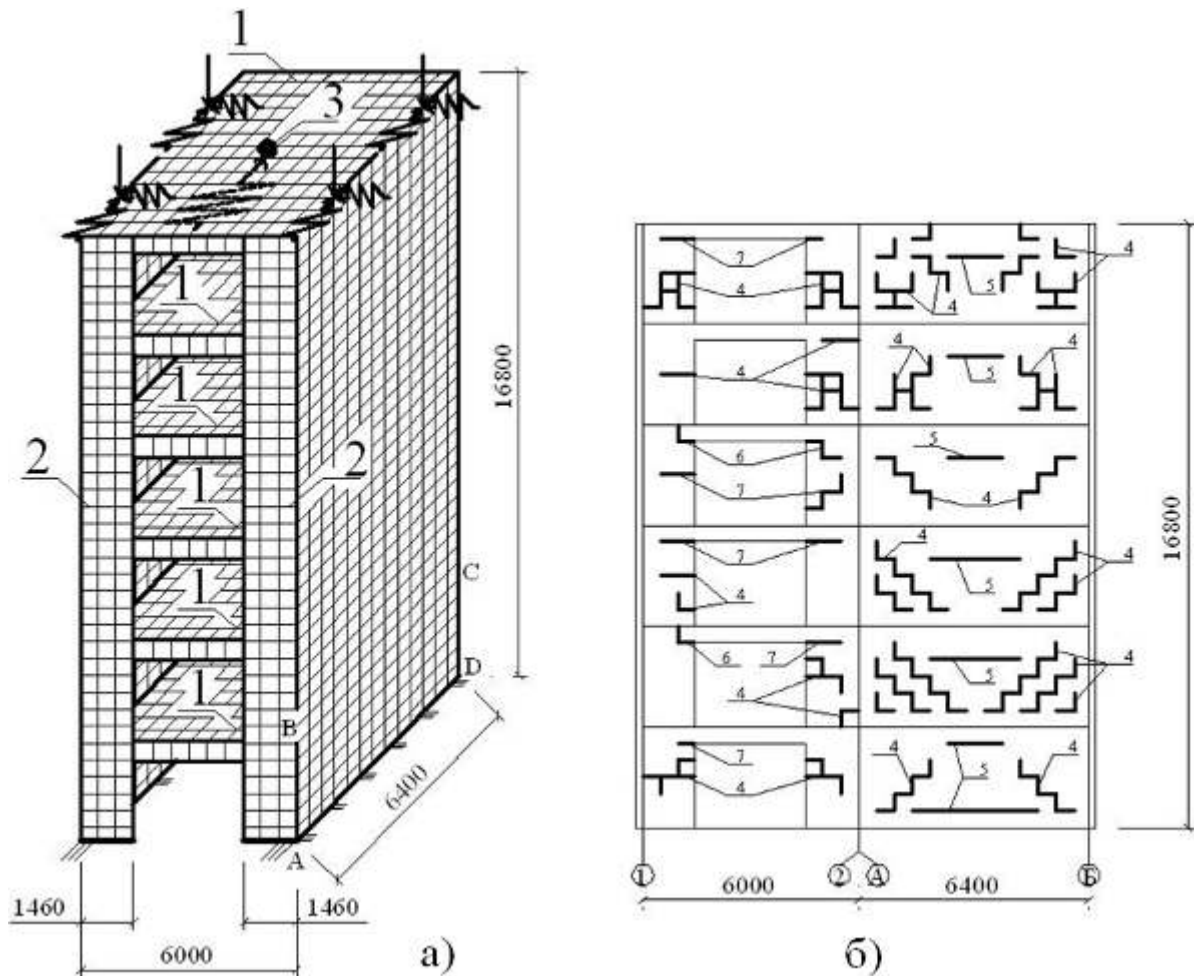


Рис. 2. Розрахункова схема фрагмента будівлі і типи кінцевих елементів (КЕ) (а) і прийнята за даними експерименту схема тріщин у стінах з отворами і без них (б):

КЕ для лінійного розрахунку: 1 – плита; 2 – балка-стінка;

КЕ для нелінійного статичного розрахунку: 1, 2 – нелінійний КЕ оболонки;

КЕ для нелінійного динамічного розрахунку: 1 – лінійний КЕ оболонки; 2 – нелінійний КЕ балки-стінки, 3 – навантаження від вібромашини (а), 4 – похила тріщина, 5 – горизонтальна тріщина; 6 – кутова похила тріщина; 7 – кутова горизонтальна тріщина

### Порівняння результатів чисельних і експериментальних досліджень

При динамічних випробуваннях фрагмента [1] видимі тріщини були виявлені на 5-му етапі випробувань в стінах 1 і 2-го поверхів (рис. 2, б та 3, а). У стінах без отворів похилі тріщини на 1-му поверсі утворили трапецію, що розширюється донизу. На рівні перекриття ці тріщини з'єднувались з горизонтальною тріщиною в технологічному шві, яка переходила в похилі тріщини в розтягнутій зоні 2-го поверху.

Оскільки при випробуваннях 6-ти поверхового фрагмента вібромашини стіна по осі 1 була доведена до руйнування при горизонтальному навантаженні 870 кН [1], доцільно визначити розрахункове руйнівне навантаження. Для розв'язання цієї задачі необхідно мати певні критерії руйнування. Розв'язання задачі в такій постановці з використанням програмного комплексу Ліра 9.6 [7] також потребує введення певних критеріїв руйнування.

При цьому необхідно поетапне виконання нелінійного розрахунку при різних рівнях навантаження з перевіркою критеріїв руйнування на кожному етапі розрахунку.

Пропонуються такі критерії вичерпання несучої здібності в найбільш напруженій стіновій панелі (рис. 3):

- 1) досягнення ширини розкриття тріщин  $a_{cr} = 1,5$  мм в зоні робочої арматури;
- 2) поділ конструкції на окремі частини.

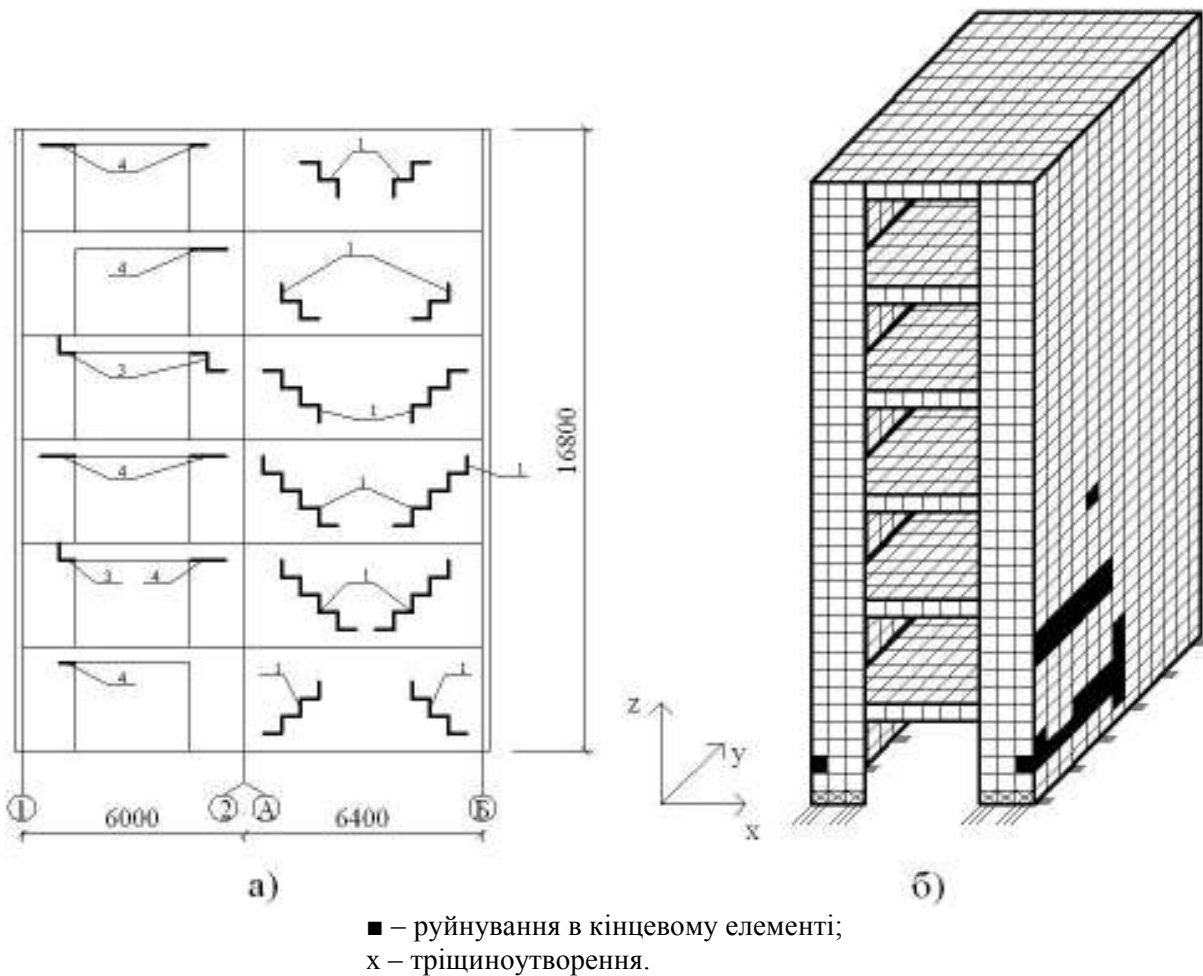


Рис. 3. Схема тріщин в розрахунковій моделі (а) і розрахункові дані руйнувань КЕ моделі (б) при навантаженні, що відповідає критерію  $a_{сгс} = 1,5$  мм: 1 – похилі тріщини в стіні по осі 2 без отворів; 3, 4 – відповідно похила і горизонтальна тріщини в стіні по осі А з отворами

Розрахункове граничне значення зсувного навантаження склало  $Q = 920$  кН, що близьке до значення дослідного руйнівного навантаження стіни першого поверху по осі 2 без польового армування, що дорівнює 870 кН [1].

Паралельно виконано розрахунки фрагмента за методом спектра несучої здатності (СНЗ). Основні положення визначення параметрів реакції конструкцій будівель і споруд з використанням методу СНЗ наведені в [8]. Метод дозволяє враховувати вплив вищих форм коливань, що особливо актуально при розрахунку багатоповерхових будівель, підданих інтенсивним динамічним впливам.

Розрахунок фрагмента за методом СНЗ виконано на розподіл інерційних навантажень, що відповідають формам коливань, які вносять найбільший вклад в процес коливання фрагмента (рис. 4). Таким чином, спектри несучої здатності побудовано окремо для 2-ї, 7-ї та 17-ї форми коливань, а також для еквівалентного розподілу інерційних навантажень, що враховує вплив всіх зазначених форм коливань (рис. 5). Сума врахованих модальних мас склала 99,5 % від повної суми модальних мас, що відповідає вимогам п. 2.3.10 ДБН В.1.1-12:2006 [5].

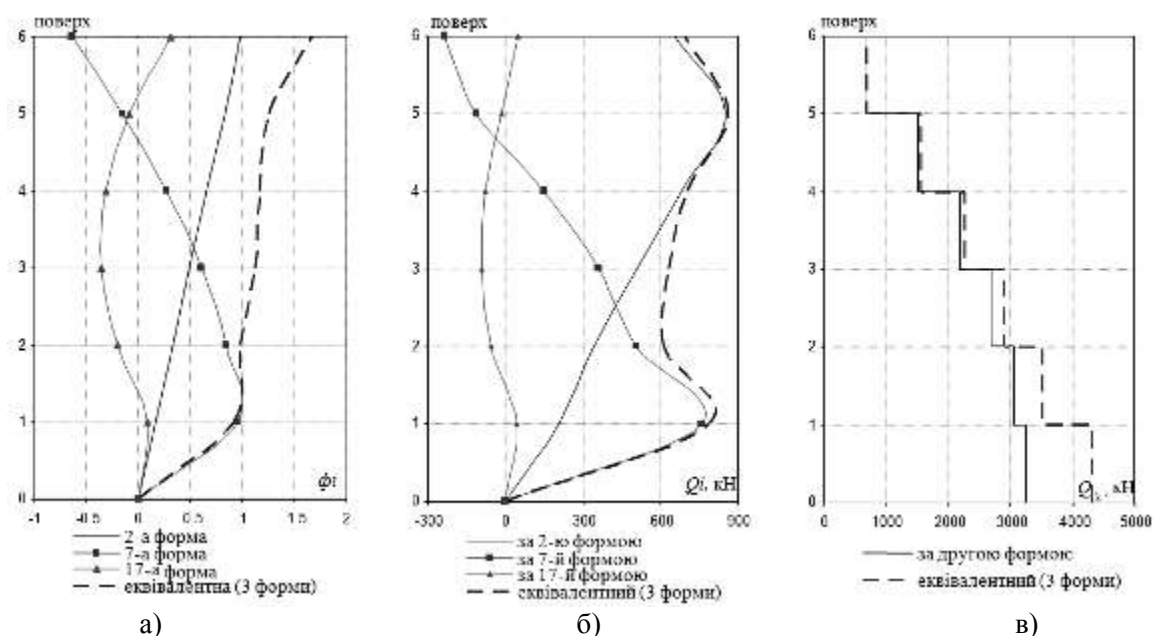


Рис. 4. Результати зведення до еквівалентної форми коливань:  
а) координати форм; б) розподіл інерційних навантажень; в) розподіл поперечних сил

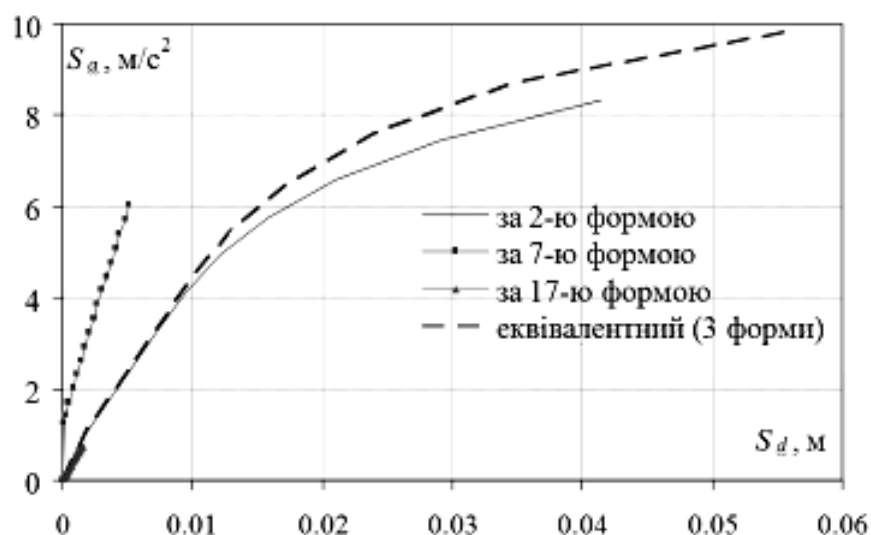
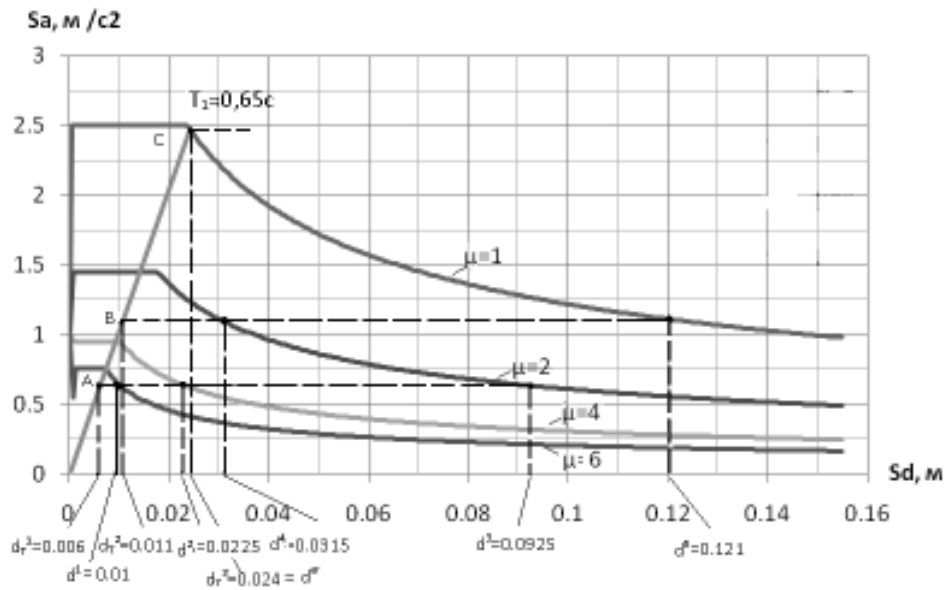


Рис. 5. Графіки спектрів несучої здатності розрахункової схеми фрагмента за різними розподілами прикладених навантажень

Для врахування непружної роботи матеріалів при визначенні сейсмічних навантажень на будівлі та споруди за спектральною методикою ДБН В.1.1-12:2006 [5] треба використовувати запропоновані залежності коефіцієнтів динамічності від періоду власних коливань будівлі або залежності спектрального прискорення  $S_a$  від спектрального переміщення  $S_d$  (рис. 6).

Для визначення параметрів нелінійної реакції будівлі в залежності від періоду власних коливань побудовані графіки у координатах «спектральне прискорення  $S_a$  – спектральне переміщення  $S_d$ », що дозволяють визначати максимальні переміщення верху будівлі у залежності від пластичних властивостей конструкцій. Наприклад, при значенні періоду власних коливань 6-поверхового фрагмента  $T=0,65$  с (після навантажень вібромашиною) [1] та коефіцієнті піддатливості  $\mu = 4$  [9], (що відповідає коефіцієнту локальних пошкоджень  $k_1=0,25$  згідно з ДБН В.1.1-12:2006 [5]) максимальне переміщення верха фрагмента дорівнює 2,25 см (рис. 6) при заданому переміщенні  $d_r=0,6$  см, яке відповідає границі текучості конструкцій будівлі (визначається при нелінійному розрахунку просторової моделі будівлі за допомогою, наприклад, ПК «ЛИРА» [8, 10]).



Приклад: розрахункові коефіцієнти піддатливості будівлі з періодом  $T_1=0,65c$ :  
 $\mu_A = 3,75$ ;  $\mu_B = 2,8$ ;  
 $\mu_C = 1$  та максимальні нелінійні переміщення осциляторів  $d$  в залежності від значення границі текучості  $d_T$  будівлі

Рис. 6. Запропоновані залежності «спектральне прискорення  $Sa$  - спектральне переміщення  $Sd$ » для ґрунтів 2-ї категорії за сейсмічними властивостями (інтенсивність землетрусу 7 балів за шкалою MSK-64)

**Порівняння результатів чисельних досліджень за різними методиками розрахунку**

Аналогічні розрахунки на сейсмічне навантаження виконано для стіни-діафрагми з використанням таких розрахункових методик:

- за спектральним методом ДБН В.1.1-12:2006 [5];
- за прямим динамічним методом на вплив синтезованої акселерограми [5] за такими варіантами:
  - в лінійній постановці;
  - з врахуванням особливостей нелінійного деформування конструкцій;
- за методом СНЗ за такими варіантами:
  - з врахуванням розподілу інерційних сил за першими трьома формами коливань окремо;
  - з врахуванням еквівалентного розподілу інерційних сил.

Розрахункова схема стіни шириною 5 м, товщиною 0,4 м і висотою  $21 \times 3 = 63$  м наведена на рис. 7, а. Матеріал конструкцій – важкий бетон класу В25 ( $E_b=3,06 \cdot 10^4$  МПа;  $R_{b,ser} = 18,5$  МПа;  $R_{bt,ser} = 1,6$  МПа), арматурна сталь класу А400С;  $E_s=2 \cdot 10^5$  МПа;  $R_{s,ser} = 390$  МПа).

Розрахункова схема складається з 1397 вузлів та 1470 кінцевих елементів. Тип кінцевих елементів – 21 (для лінійних розрахунків) та 221 (для нелінійних розрахунків). Закони нелінійного деформування: для основного матеріалу – 21-й; армування – 11-й.

Інтенсивність сейсмічного впливу прийнято 8 балів. Синтезовані акселерограми прийнято за умови, що переважний період акселерограм близький до періоду власних коливань моделі за першою формою.

Зіставлення результатів чисельних досліджень моделей стіни-діафрагми (табл. 1), отриманих за різними методиками розрахунку, показало, що метод СНЗ достатньо точно визначає параметри сейсмічної реакції, виражені у вигляді максимальних горизонтальних переміщень і перекосів поверхів.

Різниця отриманих значень, у порівнянні із нелінійним динамічним розрахунком, склала:

- за переміщеннями - не більше 15 %, як при розрахунку за переважною формою коливань, так і з урахуванням вищих форм коливань;
- за перекосами поверхів – до 1,5 % при врахуванні впливу вищих форм.

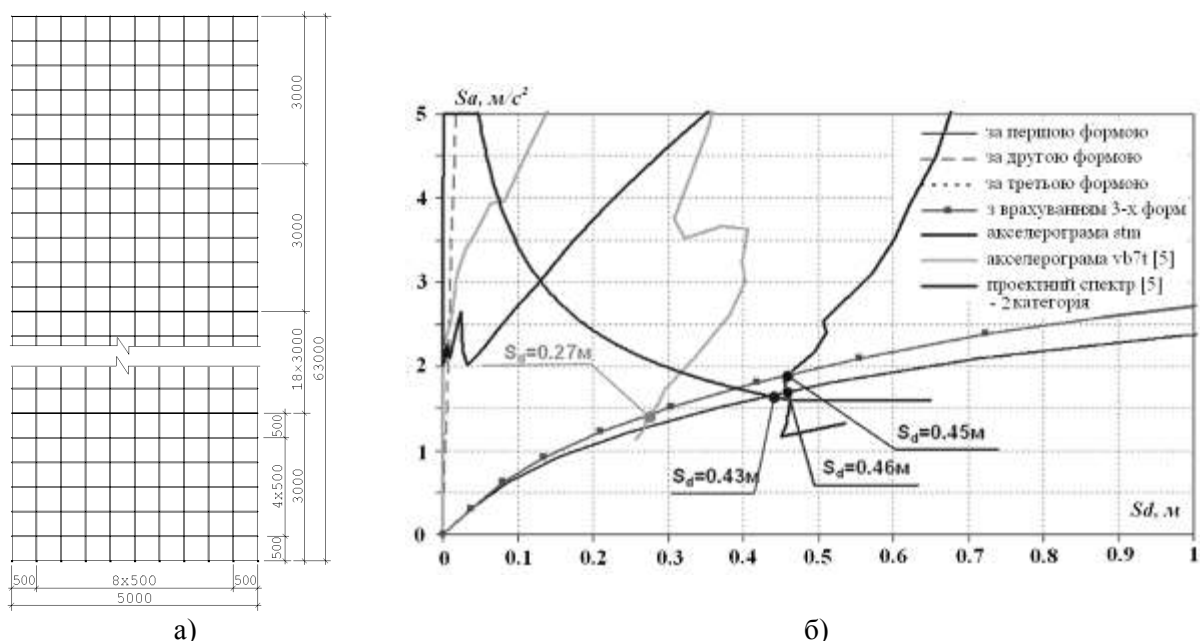


Рис. 7. Розрахункова схема стіни (а) та результати розрахунку за різними методами (б)

Таблиця 1

**Результати розрахунку конструкцій стіни за різними розрахунковими методиками**

Розрахункова методика	Переміщення, см	Максимальні перекося поверхів
Спектральний метод (із врахуванням трьох форм коливань)	24,2	0,0055
Прямий динамічний метод:		
1) без врахування нелінійного деформування	96,5	0,022
2) із врахуванням нелінійного деформування	77,9	0,020
Запропонований метод:		
3) із врахуванням тільки першої форми коливань	67	0,0195
4) із врахуванням трьох форм коливань	67,03	0,0203

**Висновки**

Виконаний аналіз результатів експериментальних досліджень натурного фрагмента монолітної безкаркасної будівлі за допомогою вібростанини та чисельні дослідження за різними методами розрахунку стіни діафрагми багатоповерхої будівлі дозволяють зробити такі висновки:

- При розрахунках будівель з несучими стінами з урахуванням сейсмічних навантажень необхідно враховувати нелінійну роботу матеріалів і схеми утворення тріщин, характерних при дії знакозмінних сейсмічних впливів.
- Визначення міцності стін будівель з урахуванням інтенсивних небагаторазових циклічних навантажень можливе з використанням запропонованих у статті критеріїв і пакета прикладних програм [7]. Порівняння експериментального і розрахункового значень граничного зсувного навантаження монолітної стіни першого поверху 6-поверхового фрагмента показало, що розбіжність становить до 6 %.
- Зіставлення результатів розрахунку за методом СНЗ [8] з даними натурних динамічних випробувань і результатами нелінійного динамічного розрахунку, свідчить про те, що метод досить точно відбиває параметри реакції й процеси деформування конструкцій і будівель у цілому при інтенсивних сейсмічних та динамічних впливах. Метод є розвитком Єврокоду-8 [9] і може бути рекомендований для оцінки сейсмічної реакції будівель і конструкцій з урахуванням особливостей нелінійного деформування матеріалів, а також для оцінки сейсмічної безпеки конструкцій, проєктованих і експлуатованих в районах з можливими інтенсивними сейсмічними впливами.

**Список літератури**

1. Золотков А. С. Сейсмостойкость монолитных зданий / А. С. Золотков – Кишинэу: Картя Молдовэй, 2000. – 284 с.
2. Ашкинадзе Г. Н. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования / Г. Н. Ашкинадзе, М. Е. Соколов, Л. Д. Мартынова и др. – М.: Стройиздат, 1988. – 504 с.
3. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений / Ю. И. Немчинов. В двух частях. – Киев: 2008. – 480 с.
4. EMS-98. European Macroseismic Scale 1998.- 77 p.
5. ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України» - Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України. - Київ, 2006. – 84 с.
6. Колчунов В. И. Метод определения жесткостных характеристик железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях / В. И. Колчунов, Н. Г. Марьенков – Будівництво України. – 2008. – №3. – С. 24-29.
7. ЛИРА 9.6 Пакет прикладных программ «ЭСПРИ». – Киев: ЛИРА-СОФТ, 2010.
8. Бабік К. Оцінка сейсмічної безпеки будівель, споруд та конструкцій із застосуванням теорії ризику// Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 – К.: НДІБК, 2008. – 20 с.
9. Comité Européen de Normalisation: “Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings”. EN 1998-1, CEN, Brussels, 2004.
10. Немчинов Ю. И. Оценка сейсмической реакции многоэтажных железобетонных зданий с учетом особенностей нелинейного деформирования конструкций / Ю. И. Немчинов, Н. Г. Марьенков, К. Н. Бабик // Збірник наукових праць Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки. № 71 (94). – Луганськ: Видавництво ЛНАУ, 2007. – С. 105-114.

**Мар'єнков Микола Григорович** – к.т.н., старший науковий співробітник, завідувач лабораторії теорії сейсмостійкості та динамічних випробовувань, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (м. Київ).

**Колчунов Володимир Іванович** - д.т.н., завідувач кафедри комп'ютерних технологій будівництва, Національний авіаційний університет (м. Київ).

**Бабік Костянтин Миколайович** – к.т.н., науковий співробітник лабораторії теорії сейсмостійкості та динамічних випробовувань, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (м. Київ).

**Максименко Валерій Петрович** – к.т.н., головний спеціаліст з розрахунків висотних будівель, Державний науково-дослідний інститут автоматизованих систем у будівництві (м. Київ).

**Омельченко Катерина Вікторівна** - аспірант кафедри комп'ютерних технологій будівництва, Національний авіаційний університет (м. Київ).

**Шупік Тетяна Володимирівна** - аспірант кафедри комп'ютерних технологій будівництва, Національний авіаційний університет (м. Київ).

**Вакулін Руслан Миколайович** - аспірант кафедри комп'ютерних технологій будівництва, Національний авіаційний університет (м. Київ).