



### САХАРОВ ВОЛОДИМИР ОЛЕКСАНДРОВИЧ

Кандидат технічних наук, доцент кафедри основ і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури.

Основні напрямки наукової діяльності: дослідження взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» при статичних та динамічних навантаженнях з урахуванням нелінійного деформування середовищ.

E-mail: vlad@knuba.org.ua

УДК 624.15

## ДОСЛІДЖЕННЯ СЕЙСМІЧНОЇ РЕАКЦІЇ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ З УРАХУВАННЯМ НЕЛІНІЙНОГО ДЕФОРМУВАННЯ СЕРЕДОВИЩ

Ключові слова: зв'язні сейсміка, динаміка, ґрунт, нелінійне деформування, математична модель, система «основа – фундамент – будівля»

В роботі приведені результати моделювання багатоповерхової будівлі з ґрунтовою основою з урахуванням нелінійного деформування середовищ при сейсмічних навантаженнях. Розкриті принципи побудови та використані критерії розробленої математичної моделі основи, яка враховує в'язко-пружно-пластичну роботу ґрунту з урахуванням особливостей динамічної поведінки. Наведені співвідношення для реалізації моделі залізобетонних конструкцій. Моделювання проводилось за МСЕ по явній схемі засобами автоматизованої системи наукових досліджень (АСНД) «VESNA-DYN».

В работе приведены результаты моделирования многоэтажного здания с грунтовым основанием с учетом нелинейного деформирования сред при сейсмических нагрузках. Раскрыты принципы построения и использованы критерии разработанной математической модели основания, которая учитывает вязко-упруго-пластическую работу (деформирование) грунта с учетом особенностей динамического поведения. Приведены соотношения для реализации модели железобетонных конструкций. Моделирование проводилось по МКЭ по явной схеме средствами автоматизированной системы научных исследований (АСНИ) «VESNA-DYN».

In this article, based on experimental laboratory researches, substantiates trueThe paper presents the results of the simulated interaction of the high-rise building with a soil base, taking into account nonlinear soil deformation under seismic loads. It also describes the underlying principles and criterias used to develop mathematical model of the base that takes into account visco-elastic-plastic properties and dynamic behavior of the soil. Relations necessary for the implementation of the reinforced concrete structure model have been also provided. 3D modeling has been carried out using explicit finite element method with the help of an automated system of the scientific research (ASSR) "VESNA-DYN"

**Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими практичними завданнями.** Дослідження поведінки будівель і споруд, які сприймають сейсмічне навантаження необхідно проводити з урахуванням особливостей деформування всіх елементів системи «основа – фундамент – будівля». На сьогодні такі дослідження проводяться засобами чисельного моделювання. При оцінці динамічної поведінки врахування тільки в'язко-пружних властивостей конструкцій та основи не дозволяє оцінювати осідання фундаментів або локальні пошкодження, що мають значний вплив на формування загального НДС конструкцій. Тому при розрахунках на сейсмічні впливи необхідно враховувати пластичне деформування середовищ.

### **Аналіз останніх досліджень та публікацій.**

Моделювання взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» при дії динамічних навантажень пов'язане із проблемою врахування особливостей деформування різних середовищ та багаторазовим розв'язанням великої кількості рівнянь. Коректне врахування згасань коливань для ґрунту та конструкцій, яке значно відрізняється по природі та кількісним показникам, можливе при застосуванні прямих динамічних методів [1]. В роботі [2] вказується, що при динамічних випробуваннях врахування пружно-пластичної роботи ґрунту дозволяє наблизити результати до експериментальних. Для зменшення кількості невідомих та врахування нелінійних властивостей ґрунтової основи застосовують методи динамічної редукції [1] з використанням підконструкцій [3]. У випадку задач з високим рівнем нелінійності доцільно використовувати явний метод, запропонований в [4], який дозволив дослідити вплив

нелінійних властивостей середовищ на формування НДС конструкцій при сейсмічних навантаженнях [5, 6].

**Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, яким присвячується стаття.**

Для отримання адекватного НДС конструкцій та основи необхідно враховувати реальні властивості середовищ. Призначення моделей для описання деформування ґрунту або конструкцій повинно проводитись з урахуванням особливостей динамічної поведінки середовищ. Пошук або розробку раціональної моделі та критеріїв доцільно проводити з використанням феноменологічних підходів для виділення визначальних властивостей середовищ. При застосуванні ефективних алгоритмів розв'язку динамічних задач це дозволить отримати реальний НДС елементів системи «основа – фундамент – будівля».

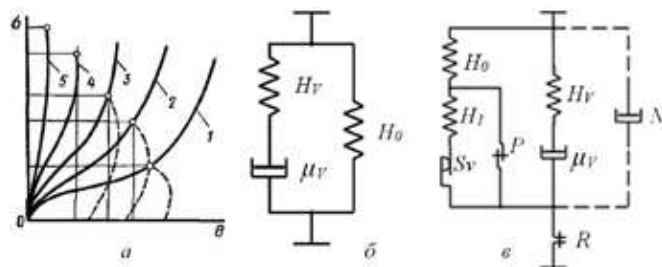
**Метою роботи** є дослідження взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою при сейсмічних навантаженнях з урахуванням нелінійного деформування середовищ; розробка і обґрунтування моделей ґрунту та залізобетонних конструкцій.

**Модель ґрунтової основи.**

В процесі сейсмічного деформування ґрунт може отримувати в'язко-пружно-пластичні деформації [7]. Ступінь вкладу кожної із складових залежить від конкретних властивостей ґрунту та зовнішнього навантаження. Вибір моделей для моделювання ґрунту або інших середовищ доцільно робити на базі побудови феноменологічної моделі. Це дозволяє більш точно сформулювати критерії поведінки матеріалів.

При високих швидкостях деформацій, що характерно при сейсмічних навантаженнях, ґрунт поводить як нелінійне в'язко-пружне тіло (рис. 1, а), яке може бути описано у відповідності до моделі Кельвіна (рис. 1, б) [8,9,10]. Динамічний модуль пружності і в'язкість можуть визначатись лабораторними методами, наприклад, за допомогою спеціальних компресійних досліджень [11].

Модель Кельвіна відображає динамічну поведінку в'язко-пружного ґрунту ( $H_v - \mu_v \parallel H_0$ ). Але при порушенні структурної міцності в ґрунті виникають додаткові пружно-пластичні деформації. Для цього модель доповнена ділянкою з елементом Гука ( $H_l$ ) та пластичним тілом Сен-Венана ( $S_v$ ), заблокованою крихким елементом ( $P$ ), який відповідає структурній міцності. Додаючи до моделі елемент, що моделює роботу ґрунту на розтяг ( $R$ ) та елемент, який враховує втрати енергії при взаємодії із зовнішнім середовищем ( $N$ ), отримуємо узагальнену структурно реологічну модель в'язко-пружно-пластичного ґрунту (рис. 1, в).



**Рис.1.** Характер деформування ґрунтів при різних швидкостях деформацій: від статичних-1 до максимально швидких-5 (а); модель Кельвіна (б); модель в'язко-пружно-пластичного матеріалу при динамічних навантаженнях (в).

При перевищенні структурної міцності відбувається незворотне зменшення об'єму ґрунту за рахунок ущільнення. Для описання процесу зміни об'єму пор використано теорію К.Терцагі [12]

$$e = e_0 - C_c \ln \left( \frac{P}{P_0} \right), \quad (1)$$

де  $P, P_0$  – поточний та початковий компресійний тиск, що відповідає структурній міцності,  $C_c$  - коефіцієнт компресії, який визначається як тангенс кута нахилу напівлогарифмічної кривої до вісі тиску  $P$  [12].

Враховуючи, що в умовах циклічного навантаження мають місце процеси компресії, декомпресії та рекомпресії, то в рівнянні (1) замість  $C_c$  слід використовувати відповідні коефіцієнти  $C_s$  (декомпресії) та  $C_r$  (рекомпресії). Але в даній роботі будемо вважати, що при динамічних навантаженнях втрати енергії за рахунок вторинної пластичності є незначними і гілки декомпресії та рекомпресії співпадають ( $C_s=C_r$ ). У випадку, коли поточний коефіцієнт пористості  $e_i < e_{min}$ , то компресія є чисто пружною, а матеріал – нелінійно пружним  $C_c = C_s = C_r = C_{min}$ .

Граничний стан ґрунту описується за допомогою комбінованої граничної поверхні[13]:

$$f = T - T_{gp} = 0$$

$$T_{gp} = \text{Min} \begin{cases} -\sigma_m \text{tg} \psi + \tau_s, & \text{(Кулона-Мора),} \\ -\sigma_m \text{tg} \underline{\psi} + \underline{\tau}_s, & \text{(Мізеса-Шлейхера-Боткіна),} \\ -\sigma_{m2} \text{tg} \psi + \tau_s, & \text{(Мізеса),} \\ -\sigma_m \text{tg} \psi^* + \tau_s^*, & \text{(Розтяг).} \end{cases} \quad (2)$$

Для критерію Кулона-Мора параметри  $\psi$  та  $\tau_s$  визначаються по значенням кута внутрішнього тертя  $\varphi$  і зчеплення  $c$ , отриманих в умовах стандартних випробувань ґрунтів на приладі одно площинного зрізу при значенні параметру Лоде  $\mu_\sigma = 0.5$ :

$$\text{tg} \psi = \frac{\sin \varphi \cdot \sqrt{9 + 3\mu_\sigma^2}}{3 - \mu_\sigma \sin \varphi}, \quad \tau_s = \frac{\cos \varphi \cdot \sqrt{9 + 3\mu_\sigma^2}}{3 - \mu_\sigma \sin \varphi} c. \quad (3)$$

Для критерію Мізеса-Шлейхера-Боткіна значення  $\underline{\psi}$  та ( $\underline{\tau}_s$ ) визначаються по значенням  $\varphi$  і  $c$ , отриманим на стабілометрії при  $\mu_\sigma = 1$ :

$$\text{tg} \underline{\psi} = \frac{\sqrt{12} \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}, \quad \underline{\tau}_s = \frac{\sqrt{12} \cdot \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} c, \quad (4)$$

або можна скористатись значеннями  $\varphi$  і  $c$ , отриманими при  $\mu_\sigma = 0.5$ . В цьому випадку використовуються залежності:

$$\text{tg} \underline{\psi} = \frac{\sqrt{39} \cdot \sin \varphi}{6 - \sin \varphi}, \quad \underline{\tau}_s = \frac{\sqrt{39} \cdot \cos \varphi}{6 - \sin \varphi} c. \quad (5)$$

Критерій Мізеса відповідає циліндричній поверхні при фіксованому значенні середнього напруження  $\sigma_m = \sigma_{m2} \approx 2 \text{МПа}$ , а критерій розтягу, побудований на обмеженні максимального головного напруження ( $\sigma_i \leq R_i$ ), відповідає залежностям:

$$\text{tg} \psi^* = \frac{\sqrt{9 + 3\mu_\sigma^2}}{3 - \mu_\sigma}, \quad \tau_s^* = \frac{\sqrt{9 + 3\mu_\sigma^2}}{3 - \mu_\sigma} R_i. \quad (6)$$

У випадку  $\sigma_m > R_t$  виключається з роботи одностороння в'язь – елемент  $R$  структурної моделі і прирівнюється до нуля параметр міцності на відрив  $R_v=0$ . Для відновлення роботи ґрунту спочатку повинні бути вибрані всі деформації порушення суцільності. Далі знову вступає в дію елемент  $R$  при умові часткового або повного відновлення значення параметру  $R_v$ .

Для визначення величини пластичних деформацій при переході ґрунту через граничний стан використовується неасоційований закон пластичної течії Ніколаєвського [13].

Для коректного врахування процесів витрат енергії при взаємодії із зовнішнім середовищем в загальній моделі передбачено паралельне включення елемента Ньютона ( $N$ ). Ця гілка безпосередньо не пов'язана з деформаціями ґрунту і тому показана пунктирною лінією.

Запропонована модель передбачає використання залежностей, отриманих на базі експериментальних досліджень за відомими методиками. Проте в разі часткової чи повної відсутності таких даних модель може бути реалізована з використанням нормативних та інших відомих параметрів і закономірностей.

**Модель плоско-напружених залізобетонних конструкцій.**

Особливості роботи залізобетону, включаючи пластичність бетону і арматури, тріщиноутворення і дроблення бетону зосереджуються в фізичних рівняннях стану, що зв'язують між собою напруження та деформації. При виводі рівнянь стану залізобетону будемо притримуватись наступних положень:

- поведінка бетону і арматури розглядається окремо при умові, що їх деформації визначаються на основі тензора деформацій залізобетону як єдиного матеріалу,
- арматура сприймає тільки поздовжні зусилля і може переходити в пластичний стан у відповідності до діаграми Прандтля (рис 2, а),
- бетон на всіх стадіях роботи знаходиться в плоско-напруженому стані, виникнення тріщин та роздроблення бетону відбувається по всій товщині одночасно,
- границя міцності бетону залежить від виду напруженого стану і швидкості навантаження,
- нелінійні властивості бетону залежать від рівня напруженого стану відносно границі міцності і можуть бути описані деформаційною теорією пластичності на основі чотирьох гілкової кусочно лінійної діаграми з врахуванням ефекту розвантаження (рис 2, б),
- в процесі роботи бетон, будучи на початку ізотропним матеріалом, за рахунок накопичення пошкоджень набуває ортотропних властивостей.

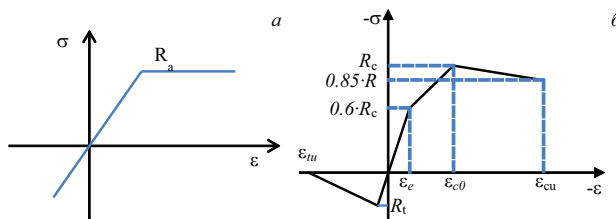


Рис.2. Діаграми нелінійної роботи арматури (а) і бетону (б) при одноосному напруженому стані.

Рівняння стану залізобетонного елемента при умові спільної деформації бетону і арматури представляється матричним співвідношенням в декартових координатах  $x_1, x_2$ :

$$\{\sigma_s\} = [C_s] \{\varepsilon_s\}, \tag{7}$$

де  $\{\sigma_s\} = \{\sigma_1^{11} \sigma_2^{22} \sigma_3^{12}\}^T$  – вектор напружень залізобетону, який дорівнює сумі вектора напружень арматури  $\{\sigma_a\}$  і бетону  $\{\sigma_b\}$ ;

$[C_s]$  – матриця 3x3 фізичних властивостей залізобетону;  $\{\varepsilon_s\} = \{\varepsilon_{11}^3 \varepsilon_{22}^3 \gamma_{12}^3\}^T$  – вектор деформації залізобетону ( $\gamma_{12}^3 = 2\varepsilon_{12}^3$ ).

Напруження в арматурі, що відповідає напрямку армування  $\bar{n}_a^i$ , дорівнює:

$$\sigma_a^{ii} = E_a^i \varepsilon_{11}^a. \tag{8}$$

Будемо вважати, що коефіцієнт армування вздовж цього напрямку дорівнює  $\mu_a^i$ . Тоді приведені напруження в  $\sigma_a^i$  залізобетону від арматури визначиться формулою:

$$\tilde{\sigma}_a^{ii} = \mu_a^i E_a^i \varepsilon_{11}^a. \tag{9}$$

Якщо позначити направляючі косинуси арматури  $\alpha_m^i = (\bar{n}_a^i, \bar{e}_m)$ , де  $\bar{e}_m$  – одиничний вектор напрямку декартової координати  $x^m$  ( $m=1,2$ ), то (9) можна записати в декартових координатах в тензорній формі:

$$\tilde{\sigma}_{a1}^{mn} = \mu_a^i E_a^i \alpha_{11}^m \alpha_{11}^n \alpha_{11}^k \alpha_{11}^l \varepsilon_{kl}^a. \tag{10}$$

З урахуванням, що деформації арматури є рівними деформаціям залізобетону, формулу (8) можна представити в матричному вигляді:

$$\{\sigma_{a1}\} = [C_{a1}] \{\varepsilon_s\}, \tag{11}$$

де  $[C_{a1}]$  – матриця 3x3:

$$[C_{a1}] = \begin{bmatrix} C_{a1}^{1111} & C_{a1}^{1122} & C_{a1}^{1112} \\ C_{a1}^{1122} & C_{a1}^{2222} & C_{a1}^{2212} \\ C_{a1}^{1112} & C_{a1}^{2212} & C_{a1}^{1212} \end{bmatrix}, \tag{12}$$

$$C_{a1}^{mknl} = \mu_a^i E_a^i \alpha_{11}^m \alpha_{11}^n \alpha_{11}^k \alpha_{11}^l$$

Аналогічні співвідношення мають місце для армування в будь-якому іншому напрямі. У випадку армування в декількох напрямках загальне приведені напруження залізобетону від армування буде дорівнювати сумі

$$\{\sigma_a\} = \sum_{j=1}^s \{\sigma_{aj}\} = \left( \sum_{j=1}^s [C_{aj}] \right) \{\varepsilon_s\} = [C_a] \{\varepsilon_s\}, \tag{13}$$

де  $[C_a] = \sum_{j=1}^s [C_{aj}]$  – приведена матриця пружності арматури в складі залізобетону.

Для фізичних співвідношень бетону за основу прийнято критерій міцності Купфера для плоско напруженого стану бетону [14], реалізація якого наведена в [15]. Для врахування особливостей динамічної поведінки бетону використано коефіцієнт динамічного зміцнення, який приймається згідно співвідношень Генієва [16,17].

Практика показала [14,16], що представлена модель поведінки армованого бетону в достатній мірі враховує характерні властивості деформування та руйнування



залізобетонних конструкцій в умовах плоско напружено-осередженого стану при динамічних навантаженнях.

### Моделювання взаємодії будівлі з ґрунтовою основою.

Для дослідження нелінійної поведінки конструкцій проведено моделювання реальної будівлі з ґрунтовою основою з урахуванням нелінійного деформування основи та конструкцій. Об'єкт являє собою 16-ти поверховий каркасно-монолітний будинок з підвалом, запроєктований в сейсмічно небезпечному районі м. Одеси. Фундаменти складаються із забивних призматичних залізобетонних паль перетином 35х35см і довжиною  $L = 11.4$ м, об'єднаних монолітним стрічковим залізобетонним ростверком, товщиною 1м. Несучими конструкціями надземної частини будівлі є стіни ліфтової шахти та сходової клітини ( $b = 200...300$ мм), діафрагми жорсткості ( $b = 300$ мм) і колони (300мм х 800мм), об'єднані перекриттями ( $h = 220$ мм). Підвальный поверх має залізобетонну контурну стіну.

ґрунтові умови представлені шарами лесового суглинку в твердому стані ( $h=1$ м,  $E=15$ МПа,  $\rho=1.71$ г/см<sup>3</sup>,  $c=21$ кПа,  $\varphi=21^\circ$ ), суглинку напівтвердого ( $h=5.9$ м,  $E=12$ МПа,  $\rho=1.85$ г/см<sup>3</sup>,  $c=30$ кПа,  $\varphi=21^\circ$ ), суглинку текучо-пластичного ( $h=1$ м,  $E=5$ МПа,  $\rho=1.89$ г/см<sup>3</sup>,  $c=21$ кПа,  $\varphi=20^\circ$ ), суглинку туго-пластичного ( $h=2$ м,  $E=10$ МПа,  $\rho=1.91$ г/см<sup>3</sup>,  $c=35$ кПа,  $\varphi=21^\circ$ ), суглинку напівтвердого ( $h=8$ м,  $E=18$ МПа,  $\rho=1.96$ г/см<sup>3</sup>,  $c=50$ кПа,  $\varphi=21^\circ$ ), глини напівтвердої ( $h=2$ м,  $E=20$ МПа,  $\rho=1.91$ г/см<sup>3</sup>,  $c=55$ кПа,  $\varphi=18^\circ$ ), з підстиляючим шаром вапняків ( $h>1$ м,  $E=40$ МПа,  $\rho=1.96$ г/см<sup>3</sup>).

Матеріал ґрунтового масиву і вертикальних несучих елементів будівлі розглядалися як нелінійно пружно-в'язко-пластичні середовища відповідно до моделей. Нелінійність і можливість утворень пошкоджень, що призводять до повного виключення елемента з роботи, враховувалися для плоско-напружених залізобетонних стін, ядра жорсткості, колон і паль. Колони і палі розглядалися як позакентровано-стиснені елементи з дискретно-розташованою арматурою.

Розрахункова скінченно-елементна модель складалася з ґрунтового масиву, конструкції паль, фундаментів, об'єднаних ростверком, і елементів несучих конструкцій надземної (надфундаментної) частини (рис. 3)

ґрунтову основу представлено тривимірним об'ємним ґрунтовим масивом з урахуванням реального нашарування ґрунтів відповідно до геологічного розрізу. Розміри розрахункового ґрунтового масиву в плані склали близько 135 м х 137 м, а товщина - близько 44 м, що в поєднанні з в'язкими опорами граничного демпфування Лізмера практично забезпечили відсутність впливу граничних умов. Отримана система налічувала 1`158`057 рівнянь (386`019 вузлів).

Сейсмічність території складала 7 балів. Для дослідження НДС несучих конструкцій під дією сейсмічних навантажень використовувалася акселерограма №3, обрана як переважаюча по частоті власних коливань будівлі. Для дослідження був виділений (і збалансований) фрагмент акселерограми тривалістю 20 сек.

Розрахунки проводилися у тривимірній постановці засобами автоматизованої системи наукових досліджень (АСНД) "VESNA-DYN". Крок інтегрування за часом навантаження склав 0.020мс. До початку дії динамічного навантаження визначався початковий напружений стан, отриманий зі статичної рівноваги.

В результаті моделювання амплітуди коливань будівлі

в плані на рівні ростверку по напрямку X2 не перевищували 5 см, а по X1 в середньому склали близько 10см з максимумами – 14см і 13см на 4сек і 5.7сек відповідно. Відхилення верху будівлі склали у напрямку X2 – до 8-10см, а по X1 – близько 20 см. Вертикальні коливання будівлі в цілому не перевищили  $\pm 1$ см, і додаткового осідання не спостерігалось. Аналіз напруженого стану основи показав, що пластичні деформації переважали тільки у верхніх трьох шарах ґрунтів. Це призводить до утворення порожнини під ростверком за рахунок їх динамічного ущільнення. У більш глибоких шарах ґрунтів рівень напружень не перевищував структурної міцності. Таким чином, передача навантаження від будівлі проводилася тільки через палі, що не приводило до додаткового осідання будівлі.

У процесі коливання будівлі в палях, крім вертикальних зусиль, виникають значні згинальні моменти, які збільшувалися при ущільненні ґрунту під ростверком. Слід зазначити, що в більшій частині тіла паль утворюються значні зусилля розтягування, які перевищують міцність бетону, це викликає необхідність армування паль на всю довжину. Розтягуючі зусилля призвели до утворення тріщин (рис. 4). У палях центральної зони тріщини утворювалися переважно у верхній половині і не перевищували 50% перетину. У палях на контурі тріщини виникали по всій довжині, з них близько 7% мали тріщини по всьому перетину палі. Зусилля стиснення в палях в основному знаходилися в діапазоні від 500кН до 1000кН. Отримані тріщини виникали, як правило, внаслідок згинання паль.

Основну жорсткість будівлі складають стіни ліфтової шахти, сходової клітки і діафрагми. У процесі моделювання в стінах, орієнтованих вздовж осі X2 фіксувалися значні напруження розтягу, що призвело до виникнення зон тріщиноутворення. Причому стіни, які проходять через середину будівлі мали мінімум таких ушкоджень. Це узгоджується з характером коливання будівлі і відсутністю його закручування. Слід зазначити, що в основі стін підвалу зафіксовані часткові перевищення міцності конструкцій (роздавлювання при стиснанні). Проте вони носили локальний характер і не впливали на загальну міцність будівлі (рис. 5, а).

При дії статичних навантажень зусилля в колонах становили близько 1300кН – 1800кН. Найбільш завантажені колони розташовувалися з боку головного фасаду і на (рис. 5,б) виділені пунктиром, зусилля в них досягали 2500кН. При сейсмічних навантаженнях зусилля стиснення в різні моменти часу досягали 2900кН – 3100кН, які сприймалися бетоном і арматурою колон. Зростання амплітуди коливань і зменшення статичних стискаючих зусиль у колонах по всій висоті будівлі приводило до перевищення міцності бетону на розтяг (тріщиноутворенню) і передачі навантаження на арматуру. Утворення таких тріщин спостерігалось, починаючи з 8-го поверху, кількість яких збільшувалася з висотою. У колонах на верхніх 3-х поверхах біля сходової клітини з боку заднього фасаду такі тріщини поширювалися по всьому перерізу.

За результатами моделювання взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» остання забезпечила сприйняття розрахункового сейсмічного навантаження. ґрунтова основа також мала достатній запас по міцності. В розглянутих умовах прогнозовані пошкодження конструкцій не привели до втрати несучої здатності будівлі в цілому.

Дивись рисунок 3, 4, 5 на стор. 4 обкладенки

### ВИСНОВКИ:

В результаті проведених досліджень зроблені наступні висновки:

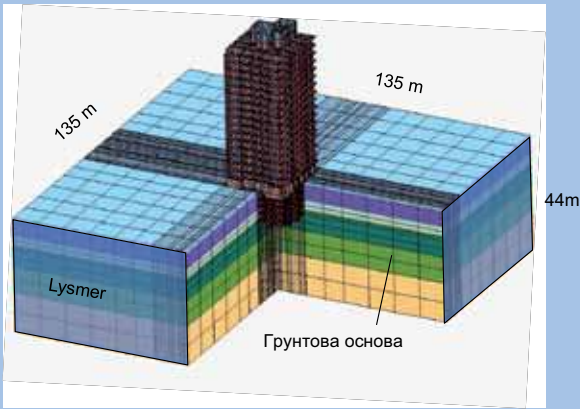
1. Розроблена і обґрунтована модель поведінки ґрунту при динамічних навантаженнях, яка враховує структурну міцність, процеси в'язко-пружно-пластичної деформації об'єму та форми, а також модель залізобетонних конструкцій, що забезпечує моделювання реальних процесів взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» при дії сейсмічних навантажень.
2. По результатам моделювання багатоповерхового будинку отримано, що в процесі сейсмічного навантаження під ростверком пальових фундаментів в основі прогнозується утворення порожнин за рахунок динамічного ущільнення ґрунтів і передачі додаткового навантаження на палі.
3. Показано, що розглянута будівля без додаткових антисейсмічних заходів розрахована на сприйняття сейсмічного навантаження не вище 7 балів.

4. Виявлено, що в процесі сейсмічної дії зусилля в палях часто перевищують міцність бетону, а їх екстремуми можуть розташовуватись нижче голови паль, особливо при наявності слабких (сильно стисливих) прошарків, а це зумовлює необхідність армування паль на всю глибину, що не передбачено в діючій нормативній базі України.

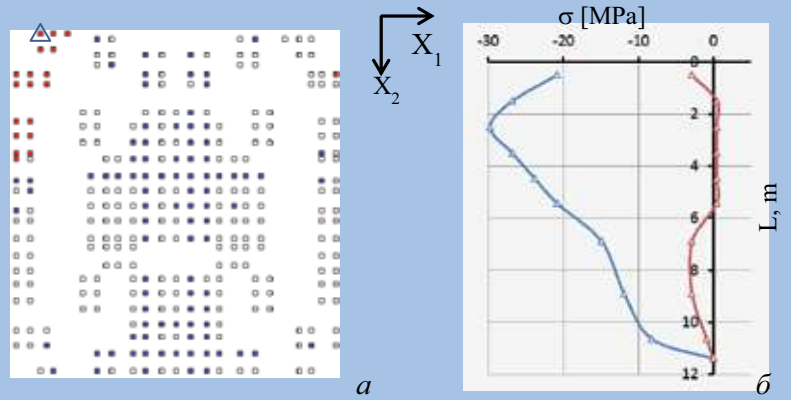
### СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Sakharov V., Zhuk V., Skochko L. Interaction study of the frame building with foundation weakened by the underground mines under the seismic load. // Motrol, – Motorizacja i energetyka rolnictwa / - Lublin. 2014. Vol (16) N8 2014.– P37-44.
2. Бандуріна, О. В. Методика визначення осідань фундаментів від динамічного впливу / О. В. Бандуріна // Наука та прогрес транспорту. Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту. – 2010. – Вип. 32. – С. 18–20.
3. Mengke, L. Influence of soil–structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings [Text] / L. Mengke, L. Xiao, L. Xinzheng, Y. Lieping // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2014. – Vol. 6, Issue 5. doi: 10.1016/j.jrmge.2014. – 04.006 P. 477–485
4. Сахаров, В. О. Модифікація явного методу для ефективного розв'язання нелінійних задач геотехніки / В. О. Сахаров // Основи та фундаменти. Міжвід. наук.-техн. зб. КНУБА. – 2014. – Вип.35. – С. 116–126.
5. Сахаров В.О. Дослідження взаємодії багатоповерхового будинку з нелінійною ґрунтовою основою при сейсмічних навантаженнях // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К.:КНУБА. – 2013. – Вип.34 – С.30-39
6. Сахаров В.А. Взаимодействие конструкций Зимненского монастыря с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях // Восточно-Европейский журнал передовых технологий. – 2014, ТОМ 6, № 7(72), 2014– С.18-23
7. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости: [монография] / Ю. И. Немчинов, Н. Г. Марьенков, А. К. Хавкин, К. Н. Бабик / под ред. Ю. И. Немчинова. Гос. предприятие "Гос. науч.-исслед. ин-т строит. конструкций". – Киев : 2012. – 384 с.
8. Основания и фундаменты / Под редакцией Н.А. Цытовича – М.: Высшая школа, 1970. – 384 с.
9. Н.Д. Красников. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л.: Стройиздат, 1970. – 240с.
10. А.Р. Ржаницын Теория ползучести. М.: Стройиздат, 1968, – 418с.
11. Сахаров В.О. Метод дослідження динамічних параметрів ґрунтів в лабораторних умовах // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Д. : ПДАБА, 2014.
12. Терцаги К. Теории механики грунтов / К. Терцаги. — М.: Госстройиздат, 1961. — 507 с
13. Сахаров, В. О. Модель нелінійного деформування ґрунтової основи при сейсмічних навантаженнях / В. О. Сахаров // Основи та фундаменти. Міжвід. наук.- техн. зб. –2013. – Вип. 33. – С. 34–46.
14. Kwak H., Filippou F.: Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads. // Report NO. UCB/SEMM-90/14 Structural engineering mechanics and materials. Department of civil engineering university of California. Berkeley, California. November 1990 – 124p.
15. Sakharov, V. An investigation of system “soil base-foundation-structure” response to seismic forces with provision for nonlinear properties of materials [Text] / V. Sakharov. – Proceedings of the X Conference „Konstrukcje zespolone”, Poland – Zielona Góra, 2014. – P. 407–426.
16. Гениев Г.А. Динамика пластической и сыпучей сред / Г.А. Гениев, М.И. Эстрин. // – М.: Стройиздат, 1972. – 250 с.
17. Расчет железобетонных конструкций на взрывные и ударные нагрузки./Н.Н. Белов, Д.Г. Копаница, О.Г. Кумпяк, Н.Т. Югов.//– Томск : 2004. – 465с.

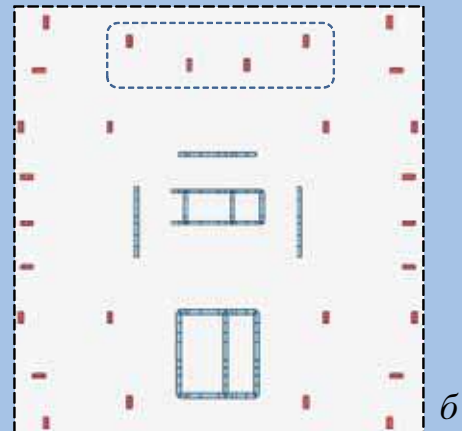
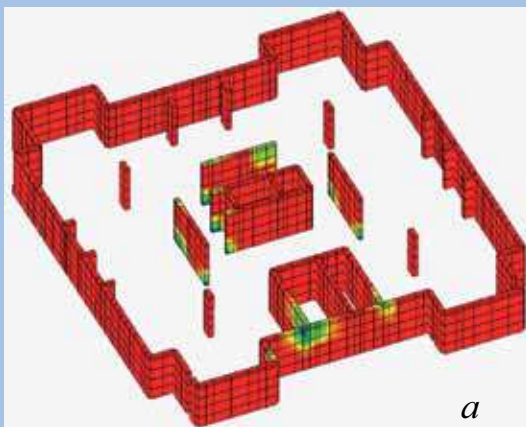
**РИСУНКИ ДО СТАТТІ САХОРОВА В.О.  
«ДОСЛІДЖЕННЯ СЕЙСМІЧНОЇ РЕАКЦІЇ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ З УРАХУВАННЯМ  
НЕЛІНІЙНОГО ДЕФОРМУВАННЯ СЕРЕДОВИЩ»**



**Рис. 3.** Розрахункова скінченно-елементна модель будівлі.

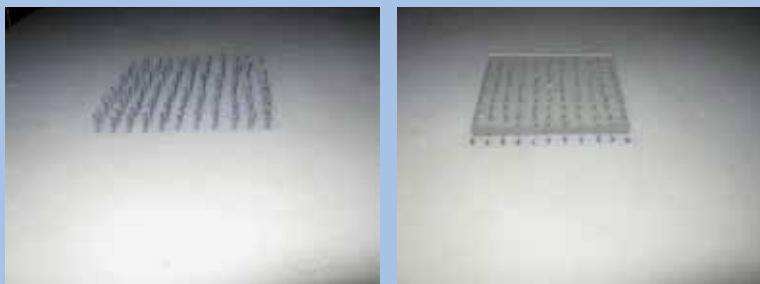


**Рис. 4.** Пальовий фундамент: а – план пальового поля (■ – палі з тріщинами по всьому перерізу, ■ – тріщини не перевищили половину перерізу палі); б – огинаючі вертикальні зусилля в палі.

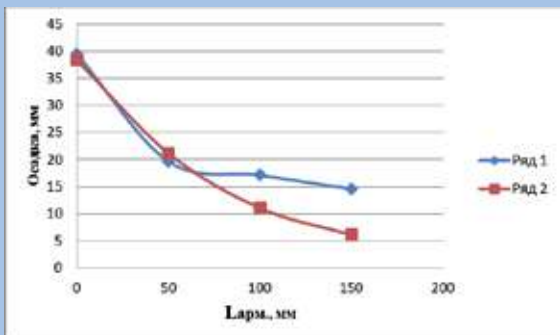


**Рис. 5.** Розподіл зон локального перевищення міцності конструкцій (а) та план розташування несучих конструкцій (б) для підвального поверху.

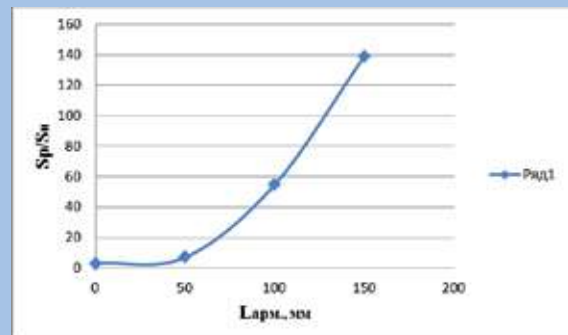
**РИСУНКИ К СТАТТЄ ШОКАРЕВА Е.А.  
«К ВОПРОСУ СООТВЕТСТВИЯ ФАКТИЧЕСКИХ И РАСЧЕТНЫХ ОСАДОК АРМИРОВАННЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ  
ЖЕСТКИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ ОСНОВАНИЙ»**



**Рис. 3.** Армированное основание (общий вид).



**Рис. 4.** Экспериментальные и теоретические зависимости "осадка – длина армирующих элементов". Среднее давление под подошвой фундаментов равно 16 кПа. Ряд 1 – натурные осадки; ряд 2 – расчет.



**Рис. 5.** Отношение расчетных ( $S_p$ ) осадок к их фактическим значениям ( $S_n$ ).