

УДК 624

ЗМІНА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ СИСТЕМИ «ОСНОВА-ФУНДАМЕНТИ-НЕСУЧІ КОНСТРУКЦІЇ» ВНАСЛІДОК МОЖЛИВОГО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ

О.В. Гаврилюк,

асистент

Д.І. Нечипоренко,

аспірант

В.В. Жук,

канд. техн. наук, доцент

В.С. Носенко,

канд. техн. наук, доцент

Київський національний університет будівництва і архітектури

DOI: 10.32347/2410-2547.2024.112.273-284

Показано результати числового моделювання одного із можливих сценаріїв прогресуючого руйнування несучих конструкцій блок-секції багатоквартирних житлових будинків, що має заглиблене приміщення, яке використовується, як споруда подвійного призначення. Розглянуто реалізацію гіпотетичної аварійної ситуації із виключенням з роботи несучої конструкції секції, а саме руйнування одного з вертикальних елементів (пілону) в зоні входу в підвальне приміщення. Розрахунки на стійкість споруди проти прогресуючого обвалення були виконані з використанням ПК ЛІРА САПР-2019, із застосуванням методики квазістатичного розрахунку та прямого інтегрування динаміки в часі.

Оцінено вплив локальної відмови вертикального несучого елемента на перерозподіл напружень і деформацій у фундаментних конструкціях будинку.

Показано, що методика врахування спільної роботи будинку з ґрунтовим масивом та спосіб моделювання паль впливають на результати числового моделювання прогресуючого руйнування.

Ключові слова: числове моделювання, прогресуюче руйнування, пальовий фундамент, несучі конструкції.

Вступ

Питанням спільної роботи будівель і споруд з ґрунтовою основою в умовах динамічного впливу присвячені роботи Бірбраса А.М. [1], Мар'єнкова М.Г. [2], Немчинова Ю.І. [3], Сахарова В.О. [10], Фіалко С.Ю. [4] та інші, а питання моделювання взаємодії елементів системи «основа-фундаменти-несучі конструкції» було досліджено тарозглянуто у роботах Бойка І.П., Підлущького В.Л. та інших науковців [5-9].

Імітаційне моделювання прогресуючого обвалення дає можливість здійснити перевірку стійкості будівлі в цілому, а також виживання несучих конструкцій у випадку руйнування окремих елементів конструктивної схеми.

Згідно визначенню терміну «прогресуючі обвалення», це послідовне, ланцюгове руйнування несучих будівельних конструкцій споруди, що спричиняє обвалення всієї споруди або її частини внаслідок локального руйнування або пошкодження. При цьому розглядається виключення із роботи несучих конструкцій в межах трьох і більше поверхів або на одному поверсі площею понад 80 м², що виникають в результаті руйнування окремого несучого конструктивного елемента, викликаного особливим впливом. Виникнення аварійної ситуації супроводжується ослабленням або перевантаженням несучих конструкцій споруди, або її ґрунтової основи. Сучасні вимоги до проектування включають забезпечення здатності пошкодженої споруди адаптуватися до нових умов, включаючи зміну конструктивної схеми, нових діючих навантажень і перерозподілу внутрішніх зусиль, продовжуючи при цьому своє функціонування із забезпеченням цілісності людського життя, майна та обладнання.

Основними конструктивними заходами для захисту споруд від прогресуючого обвалення вважаються:

- резервування міцності несучих конструкцій для забезпечення їх необхідної несучої

здатності;

- розробка проектних рішень із безперервністю армування конструкцій;
- забезпечення зв'язків між конструкціями з підвищеними пластичними властивостями.

Розрахунок на стійкість проти прогресуючого обвалення має враховувати просторову роботу елементів системи «грунтова основа – фундамент – надфундаментна частина споруди», конструктивну нелінійність з еволюцією напружено-деформованого стану (НДС) елементів системи згідно послідовності зведення, геометричну нелінійність з накопиченням переміщень вузлів елементів системи відповідно заданої стадійності розрахунку, фізичну нелінійність для коректного аналізу роботи конструкцій та відстеження моменту перевищення несучої здатності. Розрахунок на прогресуюче руйнування дозволяє оцінити напружено-деформований стан конструкцій при руйнуванні одного елементу або групи несучих конструкцій будівлі. Комп'ютерна симуляція дає можливість проаналізувати перерозподіл зусиль між конструкціями в результаті видалення певного елементу із конструктивної схеми будівлі або споруди. На основі даних імітаційного моделювання виконується підбір або перевірка заданого типу армування в несучих конструкціях.

Метою даної роботи є оцінка зміни напружено-деформованого стану елементів системи «основа-фундаменти-несучі конструкції» внаслідок виключення з роботи одного з вертикальних елементів підземного поверху та можливого подальшого прогресуючого обвалення.

1. Основне дослідження

Дослідження було виконано на прикладі реального об'єкту будівництво комплексу багатоквартирних житлових будинків з вбудованими адміністративно-побутовими приміщеннями в Києво-Святошинському районі Київської області (рис. 1). Проект передбачає будівництво житлового комплексу із чотирьох 10-поверхових блок-секцій з загальними габаритними розмірами 17,0×127,85 м.



Рис. 1. Комплекс багатоквартирних житлових будинків з вбудованими адміністративно-побутовими приміщеннями: фасад комплексу

Будинок має підземний рівень, в якому передбачено паркінг та приміщення інженерних мереж, та який може використовуватися, як споруда подвійного призначення (укриття). Конструктивно будинок розділений на 4 окремих секції наскрізними деформаційними швами, які забезпечують роботу конструкцій кожної секції будинку, як незалежного конструктивного блоку.

За конструктивною схемою житловий будинок є будинком із каркасною конструктивною системою. В якості несучих елементів проектом передбачено пальові фундаменти із бурових паль, пілони, стіни, плити з монолітного залізобетону. Просторова жорсткість та стійкість забезпечується шляхом жорсткого з'єднання вертикальних та горизонтальних несучих конструкцій.

Клас наслідків (відповідальності) окремої секції будинку - СС2.

Геологічні умови будівельного майданчика представлені наступними ґрунтами: сучасні насипні відклади ($t Q_{IV}$) із супісків з домішками будівельного сміття; сучасні делювіальні відклади

($d Q_{IV}$) із гумусованих супісків, верхньочетвертинні алювіальні відклади ($a Q_{III-IV}$) із пісків, супісків та суглинків. Гідрогеологічні умови майданчика характеризуються відсутністю постійного водоносного горизонту до розвіданої глибини 20 м.

При розрахунку конструктивної схеми будинку для виконання дослідження були враховані наступні навантаження: власна вага конструкцій, вага снігового покриву, корисні та технологічні (обладнання) навантаження.

Для секції будинку було виконано визначення напружено-деформованого стану для умов звичайної експлуатації за результатами числового моделювання спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою, а також в рамках дослідження було виконано перевірку на стійкість споруди проти прогресуючого обвалення з використанням квазістатичного розрахунку та динамічного методу прямого інтегрування в часі.

Для розрахунку на прогресуюче руйнування характеристики матеріалів приймалися з нормативними значеннями. Жорсткісні показники несучих конструкцій будинку:

1) підземні конструкції: палі бурунабівні діаметром 420 мм довжиною 12 м що об'єднанні ростверками з бетону C20/25 товщиною 500 мм; монолітні стіни паркінгу товщиною 300 мм з бетону C20/25; пілони паркінгу перерізом 300×1200 та 300×1500, клас бетону C30/35; плита перекриття над паркінгом товщиною 300 мм, клас бетону C20/25, (робоча арматура для підземних конструкцій A500C).

2) надземні конструкції: монолітні стіни надземної частини будинку товщиною 250 мм, клас бетону C20/25; пілони надземної частини перерізом 300×1200 та 300×1500, клас бетону C30/35; плити перекриття товщиною 200 мм, клас бетону C20/25; сходові площадки товщиною 200 мм, клас бетону C20/25 (робоча арматура для надземних конструкцій A500C).

Несучим шаром пальових фундаментів обрано ПГЕ-6 (пісок дрібний щільний малого ступеню водонасичення) при цьому теоретична несуча здатність одиначної палі по ґрунту становить 980 кН.

Взаємодія споруди з ґрунтовим масивом моделювалася із використанням підсистеми «Ґрунт», при цьому параметри ґрунтів основи задавалися згідно даних інженерно-геологічних вишукувань. Палі моделювалися ланцюжком стержнів та CE57 (ланцюжок скінчених елементів змінної жорсткості) із шарнірним з'єднанням з конструкцією ростверку.

1.1. Розрахунки на стійкість споруди проти прогресуючого обвалення

З метою оцінки можливості прогресуючого руйнування залізобетонних конструкцій було виконано відповідний конструктивно- та генетично-нелінійний розрахунок, де враховувався один із сценаріїв можливих руйнувань конструкцій.

Дослідження включало імітаційне моделювання руйнування несучої конструкції, що знаходиться біля входу в споруду подвійного призначення (СПП), а саме відмова одного з пілонів другого ряду в зоні входу в підвальне приміщення (рис. 2), яке використовується, як СПП.

В зв'язку з тим, що передбачити всі можливі сценарії прогресуючого обвалення неможливо, то визначальним моментом в розрахунках на гіпотетичне аварійне руйнування є вибір і узгодження можливих сценаріїв обвалення, що будуть максимально наближені до реальних умов роботи конструкцій та забезпечать розгляд найнесприятливіших умов руйнування конструкцій в зоні входу в СПП.

В рамках дослідження було розглянуто реалізацію гіпотетичної аварійної ситуації з руйнуванням конструкції секції будинку (локальна відмова елементу) та врахуванням стабільності розрахунку (еволюції формування напружено-деформованого стану конструкцій) для наступного етапу, а саме:

1) режим звичайної експлуатації (повна конструктивна схема, напружено-деформований стан несучих конструкцій в умовах нормальної експлуатації).

2) аварійна ситуація - локальна відмова внутрішнього пілону підвального поверху в осях «13»–«В» (рис. 2).

Для зручності аналізу перерозподілу внутрішніх зусиль в несучих конструкціях секції будинку за результатами числового моделювання було обрано характерні зони (рис. 2 (б)):

- за локалізацією пілону, що розглядався для розрахунку локальної відмови конструкцій (внутрішні пілони в осях «13»–«В», зона 0);
- найближче розташований «ланцюжком» вертикальних несучих конструкцій (зовнішні

пілони в осях «13»–«Б», зона 1);

– найбільш віддалений «ланцюжок» вертикальних несучих конструкцій (кутові пілони в осях «15»–«Б», зона 2).

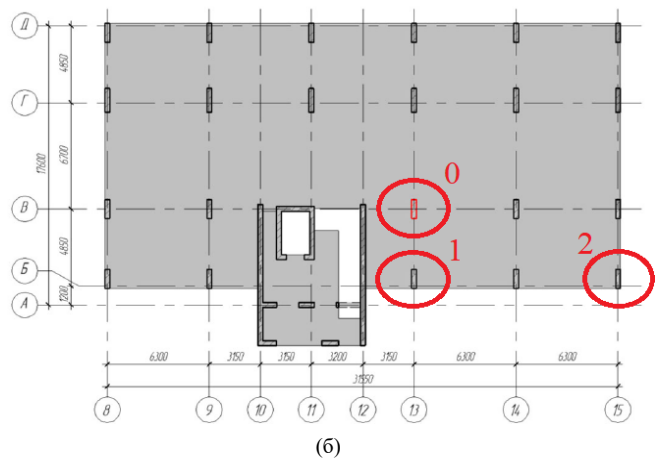
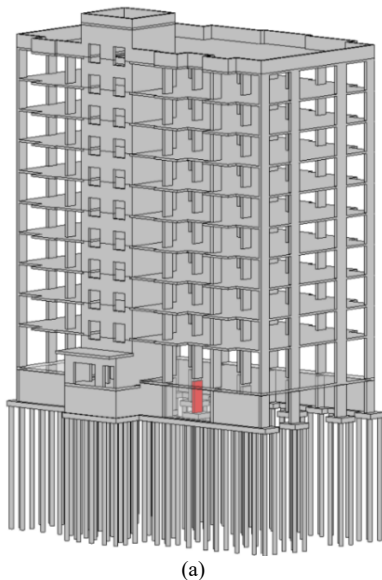


Рис. 2. Сценарій руйнування конструкцій для оцінки можливості прогресуючого обвалення: (а) - руйнування одного з пілонів другого ряду в зоні входу в підвальне приміщення; (б) - локалізація конструкцій на плані 1-го поверху та обрані зони для аналізу НДС

Для врахування накопичення напружень і деформацій було отримано початковий напружено-деформований стан несучих конструкцій секції будинку для умов нормальної (звичайної) експлуатації. Зона максимальних переміщень розташована під ядром жорсткості (сходово-ліфтова шахта), де осідання ростверку за результатами розрахунків складає 24 мм, при цьому для кутових зон секції прогноуються вертикальні переміщення 11...14 мм.

Поздовжнє зусилля у ланцюжку пілонів по висоті будинку змінюються від 237 кН на верхньому поверсі до 2792 кН у підвальному (зона 0, по лінії пілону, що буде розглядатися сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції). Для пілонів фасадної частини (зона 1, 2) значення зусиль знаходяться в діапазоні 192...2446 кН та 286...1682 кН відповідно (рис. 3).

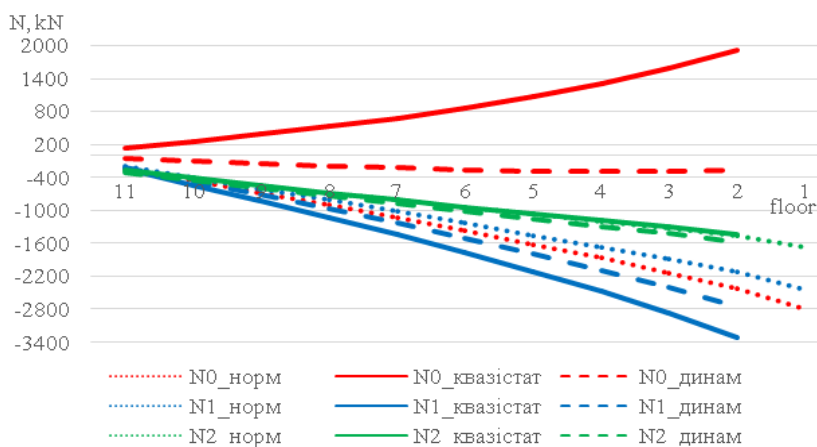


Рис. 3. Поздовжні зусилля в пілонах (зони 0,1,2) для умов нормальної експлуатації, після локальної відмови конструкції: квазістатична постановка та динаміка в часі

Згинальні моменти в ростверках пальових фундаментів будинку в обраних для аналізу зонах (рис. 2 (б)) за даними числового моделювання для умов нормальної експлуатації мають значення (рис. 4):

$M_x = 395(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$, $M_y = 103(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$ (зона 0, ростверк під пілоном, що буде розглядатися сценарієм локальної відмови елементу),

$M_x = 158(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$, $M_y = 48(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$ (зона 1, ростверк під пілоном найближчого ряду фасадної частини будинку),

$M_x = 242(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$, $M_y = 62(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$ (зона 2, ростверк під кутовим пілоном).

Розподіл навантаження на палі за даними моделювання показав значення в діапазоні $N = 400\ldots 900\text{кН}$ для кушів паль під пілонами в залежності від зони їх розміщення та $N = 400\ldots 1100\text{кН}$ для паль під ядром жорсткості. Куш паль під пілоном, що розглядатиметься сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції, за даними розрахунків має значення навантаження на палі в діапазоні $600\ldots 800\text{кН}$.

1.2. Результати квазістатичного методу розрахунку НДС

Для отримання коректного напружено-деформованого стану конструкцій для стадії перед відмовою елементу було використано систему «Монтаж» з наступним прикладанням обчислених реакцій від конструкції, що видаляється, та з урахуванням заданого коефіцієнту динамічності, який встановлюється для імітації динамічних ефектів, що виникають в результаті видалення конструкції.

Миттєве видалення конструкції (локальна відмова елементу) моделювалося зусиллями, що були визначені для цього елементу при розрахунку початкової розрахункової схеми (для умов нормальної експлуатації), прикладеними до відповідної розрахункової схеми, згідно сценарію аварійного впливу, з протилежним знаком. Миттєве прикладання навантаження на опорну поверхню внаслідок обвалення конструкції (падіння з висоти $H = 0$) відповідає впливу сили, що дорівнює подвоєній вазі зруйнованої конструкції (1).

$$K_d = 1 + \sqrt{1 + \frac{2H}{\delta_s}}, \quad (1)$$

де K_d – коефіцієнт динамічності від удару (прийнято рівним 2, завантаження за схемою «pulldown»); H – висота падіння вантажу; δ_s – статичний прогин в місці удару.

За даними комп'ютерної симуляції перевірки на прогресуюче обвалення в квазістатичній постановці в результаті локальної відмови пілону в підвальному приміщенні відбувся перерозподіл напружень та деформацій в несучих конструкціях секції будинку. Локалізація зони максимальних деформацій залишилася під ядром жорсткості (сходово-ліфтова шахта), де осідання ростверку за результатами розрахунків склало 29 мм - збільшилося на 20% порівняно із умовами нормальної експлуатації, при цьому ростверки кутових кушів паль мають вертикальні переміщення $12\ldots 15\text{ мм}$. Ростверк куша паль під пілоном, що розглядається згідно сценарію як такий, що виключається з роботи (зона 0), має вертикальні переміщення 1 мм , що не характерно реальній взаємодії пального фундаменту з ґрунтовим середовищем. Спостерігається надмірно пружна реакція ґрунтової основи, що не відповідає реальним умовам роботи паль в дисперсному ґрунті при зменшенні або зникненні навантаження на палю, коли як відомо, величина пружних деформацій не перевищує 10% від загальної деформації дисперсного ґрунту якому властиві незворотні пластичні деформації, тому використання для моделювання підходів де взаємодія паль з основою моделюється ланцюгом скінченних елементів перемінної жорсткості для швидкоплинних процесів деформування та значного розвантаження основи потребує уточнення та не забезпечує адекватних даних про переміщення паль після їх розвантаження.

Моменти в ростверках палих фундаментів в обраних для аналізу зонах за результатами комп'ютерного моделювання після перерозподілу навантажень внаслідок локальної відмови пілону мають значення (рис. 4):

– зона 0 (ростверк куша паль над пілоном, що розглядається сценарієм локальної відмови конструкції): $M_x = 2(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$, $M_y = 1(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$ – зменшення до 100% порівняно з початковим станом;

– зона 1: $M_x = 218(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$, $M_y = 64(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$ – збільшення до 35% відносно умов

нормальної експлуатації;

- зона 2: $M_x = 250(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$, $M_y = 64(\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$ – збільшення зусиль до 5%.

Зусилля в пілонах, найближче розташованих до видаленого (зона 1), внаслідок перерозподілу навантажень отримали значення, що збільшилися від 30% (для верхнього поверху) до 60% (для підвального поверху). Для пілонів кутової частини секції будинку (зона 2) за результатами перерозподілу внутрішніх зусиль очікуються значення, що зменшилися на 1...3% відносно умов нормальної експлуатації (рис. 3). При цьому радіус впливу із значним збільшенням зусиль в пілонах за даними комп'ютерного моделювання обмежується двома прольотами вертикальних несучих елементів каркасу.

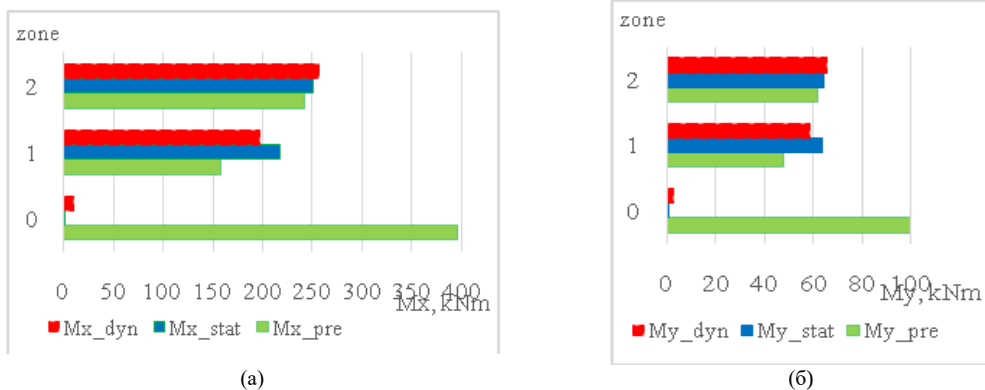


Рис. 4. Згинальні моменти в ростверках пальового фундаменту будинку (зони 0, 1, 2) для умов нормальної експлуатації, розрахунку локальної відмови пілону в квазістатичній та динамічній постановках: (а) – M_x , кН·м; (б) – M_y , кН·м

У пілонах, що розташовані над видаленим вертикальним елементом (зона 0), відбувається якісна зміна напруженого стану та виникають розтягуючі поздовжні зусилля (рис. 3), при цьому значення зусиль знаходяться в діапазоні від 125 кН (для верхнього поверху) до 1913 кН (для нижнього). Характер перерозподілу напружено-деформованого стану відповідає роботі конструктивних елементів за принципом висячої (вантової) схеми.

Перерозподіл навантаження на палі за даними імітаційного моделювання показав поздовжнє зусилля $N = 450...1000\text{кН}$ для куштів паль та $N = 400...1300\text{кН}$ під ядром жорсткості. Кушт паль під пілоном, що розглядався сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції, за даними моделювання має значення навантаження на палі до 15 кН. Очікуваний приріст навантаження на палі оточуючих куштів за даними числового моделювання сягає 25% (рис. 6 (а)).

1.3. Результати динамічного методу прямого інтегрування в часі

Розрахунок було виконано динамічним методом прямого інтегрування рівнянь руху в часі з врахуванням демпфування в нелінійній постановці. Розрахунок було реалізовано з урахуванням історії навантаження, завершальною стадією якого є автоматична генерація і додаток імпульсного навантаження в зазначений проміжок часу.

Коефіцієнти Релея було визначено для врахування демпфування. В цьому випадку реакція системи залежить від швидкості навантаження та швидкості видалення конструкцій. При цьому були обрані власні частоти для двох домінуючих форм власних коливань, а саме №7 та №10 (рис. 5 (б)) для врахування демпфування на основі модального аналізу системи. Цим частотам відповідають коефіцієнти Релея:

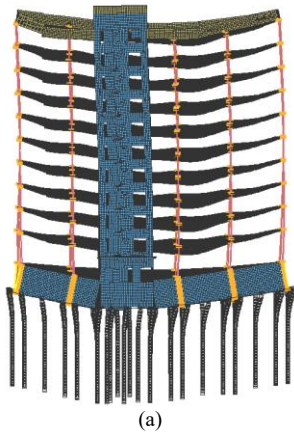
$$\alpha = \frac{2\xi\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} = \frac{2 \cdot 0.05 \cdot 20.31 \cdot 25.88}{20.31 + 25.88} = 1.138, \quad (2)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} = \frac{2 \cdot 0.05}{20.31 + 25.88} = 0.002, \quad (3)$$

де α, β – коефіцієнти Релея; ω_i, ω_j – кутові частоти для i -тої та j -тої мод; ξ – коефіцієнт

демпфування.

Час локальної відмови конструкції було призначено як $0.1T$ (періоду власних коливань) для форми власних коливань №7 (рис. 5 (а)), яка була обрана за критерієм максимальної подібності очікуваної реакції системи на видалення пілону згідно розглянутого сценарію гіпотетичної аварійної ситуації.



N з/п	Влас. знач.	Рад/с.	Гц.	Періоди	Коеф. розп.	Маса	Сума мас
1	10.075115	3.174132	0.505435	1.978494	1.196815	11.851336	11.851336
2	11.847176	3.441973	0.548085	1.824535	1.747752	34.274417	46.125754
3	23.882724	4.886995	0.778184	1.285043	-0.672935	3.770914	49.896668
4	127.222712	11.279305	1.796068	0.556772	0.543801	2.781916	52.678583
5	199.498457	14.124392	2.249107	0.444621	-0.812695	8.516628	61.195211
6	266.893378	16.336872	2.601413	0.384407	0.360899	0.854999	62.050210
7	412.710816	20.315285	3.234918	0.309127	-1.422297	30.627480	92.677689
8	458.279584	21.407466	3.408832	0.293356	-0.123091	0.116209	92.793898
9	607.243107	24.642303	3.923934	0.254846	-0.142667	0.142037	92.935935
10	669.757069	25.879665	4.120966	0.242662	-0.110754	0.097513	93.033448

(б)

Рис. 5. Вихідні дані для вибору часу відмови конструкції: (а) – форма власних коливань №7; (б) – параметри коливань системи

За даними комп'ютерного моделювання перевірки на прогресуюче обвалення в динамічній постановці в результаті локальної відмови пілону в підземному приміщенні спостерігається перерозподіл напружено-деформованого стану несучих конструкцій. Воронка осідання має зону максимальних деформацій під ядром жорсткості (сходово-ліфтова шахта), де осідання ростверку за даними моделювання складає 26 мм - збільшилося на 10% порівняно із умовами нормальної експлуатації, при цьому ростверки кутових кушів паль отримали вертикальні переміщення 8...13 мм. Ростверк куща паль під пілоном, що розглядається згідно сценарію локальної відмови (зона 0), має вертикальні переміщення 5 мм, що не характерно для роботи пальового фундаменту у ґрунтовому середовищі для розглянутої ситуації. Зменшення(зникнення) навантаження спричинило зменшення величини осідання пальового фундаменту, що відповідає пружній роботі ґрунту, чого не буде відбуватися в реальних умовах. Потрібно уточнювати модель взаємодії паль з ґрунтовою основою для дослідження швидкоплинних процесів деформування.

Моменти в ростверках пальових фундаментів в обраних для аналізу зонах мають значення (рис. 4):

- зона 0: $M_x = 11(\text{кН} \cdot \text{м})/\text{м}$, $M_y = 3(\text{кН} \cdot \text{м})/\text{м}$ – зменшення до 95% порівняно з умовами нормальної експлуатації;
- зона 1: $M_x = 198(\text{кН} \cdot \text{м})/\text{м}$, $M_y = 59(\text{кН} \cdot \text{м})/\text{м}$ – збільшення до 25% відносно умов нормальної експлуатації;
- зона 2: $M_x = 257(\text{кН} \cdot \text{м})/\text{м}$, $M_y = 66(\text{кН} \cdot \text{м})/\text{м}$ – збільшення до 10%.

Зусилля в пілонах, навколо видаленого (зона 1), внаслідок перерозподілу навантажень отримали значення, що збільшилися від 15% (для верхнього поверху) до 30% (для підвального поверху). Для пілонів кутової частини секції будинку (зона 2) за результатами перерозподілу внутрішніх зусиль очікуються значення, що збільшилися до 10% відносно умов нормальної експлуатації (рис. 3).

Пілони, що розташовані над видаленим вертикальним елементом (зона 0), мають стискаючі поздовжні зусилля (рис. 3), при цьому значення зусиль суттєво зменшилися і знаходяться в діапазоні від 70 кН (для верхнього поверху) до 300 кН (для нижнього), що складає 10...30% від значень для умов нормальної експлуатації..

Характер перерозподілу навантаження на палі за даними комп'ютерного моделювання в динамічній постановці близький до результатів розрахунку у квазістатичній постановці. Куш паль під пілоном, що розглядався сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції, має значення

навантаження на палі 35...65 кН, що в 5 разів більше за відповідні значення за розрахунком у квазістатичній постановці. Очікуваний приріст навантаження на палі оточуючих кушів за даними числового моделювання - до 15% (рис. 6 (б)).

2. Аналіз результатів дослідження

Імітаційне моделювання локальної відмови пілону підземного поверху показало перерозподіл внутрішніх зусиль у вертикальних несучих конструкціях будинку. Після виключення пілону з конструктивної схеми, навантаження розподіляються на сусідні пілони, ядро жорсткості також приймає частину зусиль. За результатами розрахунку у квазістатичній постановці зафіксовано якісну зміну зусиль, де замість стиску виник розтяг в ланцюжку пілонів які розташовані вище видаленого (рис. 3), а у динамічній постановці – значне зменшення (на 70...90%) величини поздовжніх зусиль у пілонах, тобто зафіксовано роботу за принципом висячої(вантової) схеми.

Згинальні моменти в ростверку куша паль під пілоном, що згідно розглянутого сценарію виключався з роботи, зменшилися до значень, близьких до нульових, як за результатами розрахунку у квазістатичній, так і у динамічній постановках (рис. 4 (а), (б)). При цьому суттєвого впливу на перерозподіл моментів в ростверках інших кушів паль не зафіксовано.

Поздовжні зусилля в оголовках паль в зоні гіпотетичного сценарію локальної відмови пілону для умов нормальної експлуатації за результатами числового моделювання отримано в діапазоні 650...800 кН. Для сценарію аварійного руйнування пілону за даними розрахунку у квазістатичній постановці навантаження на палі під видаленим пілоном зменшилося до 15 кН, а у динамічній постановці навантаження на палі знаходяться в діапазоні від 35 до 65 кН.

Характер розподілу величин осідання пальових фундаментів будинку для умов нормальної експлуатації показав формування зони максимальних значень під ядром жорсткості, при цьому величина вертикальних переміщень складає від 11 мм в кутових зонах будинку до 24 мм під сходово-ліфтовою шахтою.

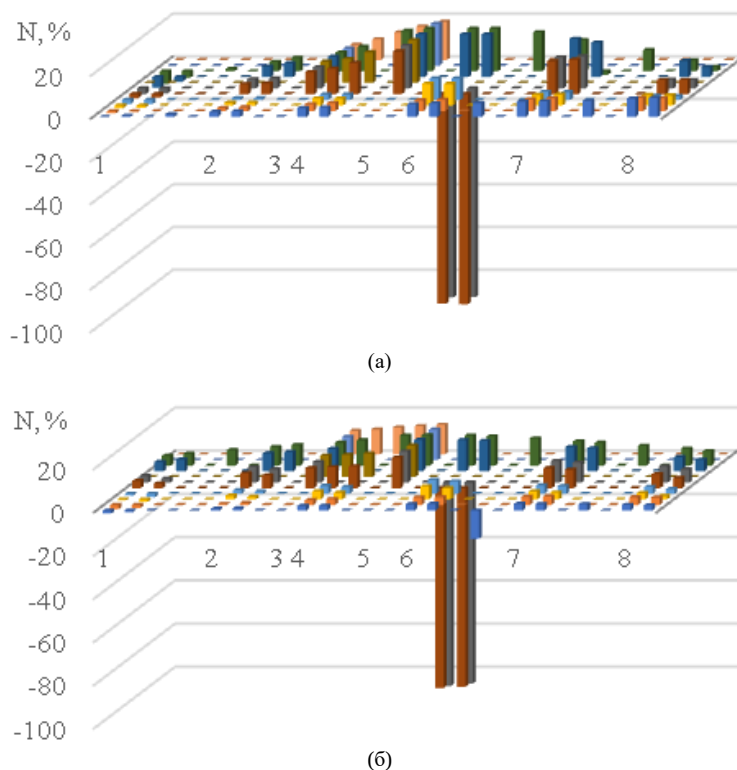


Рис. 6. Перерозподіл навантаження на палі за даними числового моделювання відносно значень для умов нормальної експлуатації; (а) - після локальної відмови конструкції (пілону), квазістатична постановка; (б) – теж, динаміка в часі

Зникнення (зменшення) навантаження на фундаментні конструкції внаслідок аварійного руйнування пілону підвального поверху за результатами числового моделювання в квазістатичній та динамічній постановках показало зменшення величини осідання фундаментів під видаленим елементом з початкових 21 мм до 1 мм та 5 мм відповідно, що може бути інтерпретовано як висмикування паль відповідного куша пальових фундаментів секції будинку.

Результати розрахунку з врахуванням локальної відмови пілону в підземній частині показали, що моделювання паль з використанням ланцюжка скінченних елементів перемінної жорсткості дає картину зміни напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій в зоні виключенні з роботи вертикального несучого елемента, що не відповідає реальним умовам роботи навантаженого пальового фундаменту. За даними моделювання спостерігається ефект «висмикування» куша паль внаслідок зменшення (зникнення) навантаження на нього для етапу розрахунку локальної відмови пілону підвальної частини, що не відповідає реальним спостереженням взаємодії паль з ґрунтовим масивом при умові їх навантаження та подальшого розвантаження, коли нескельному ґрунту в навколо пальовому просторі за умови його попередньо навантаженим пальами властиві значні пластичні незворотні деформації.

В реальних умовах пружна складова деформацій нескельної ґрунтової основи під навантаженням має місце, але її частка біля 10% від загальної деформації і набагато менша за пластичну складову яка становить біля 90%. Тому результати розрахунків з використанням вищерозглянутої моделі взаємодії паль з основою дають неточні дані стосовно вертикальних переміщень пальових фундаментів і це може дезінформувати невідповідного користувача.

3. Висновки

Виконано оцінку зміни напружено-деформованого стану елементів системи «основа-фундаменти-несучі конструкції» внаслідок виключення з роботи одного з вертикальних елементів підземного поверху та можливого подальшого прогресуючого обвалення із застосуванням квазістатичної постановки з введенням коефіцієнта динамічності та динамічного методу прямого інтегрування рівнянь руху в часі в нелінійній постановці та встановлено:

Прогнозується збільшення навантаження на палі під вертикальними несучими конструкціями навколо елемента, що видаляється за сценарієм локальної відмови конструкції, залежно від методики розрахунку очікуваний приріст навантаження на сусідні палі складає 15...25%. При цьому, згинальні моменти в ростверках сусідніх кушів паль не мають суттєвих приростів за їх величиною.

Застосуванням при розрахунку підходу коли взаємодія між пальовим фундаментом та ґрунтовою основою моделюється ланцюжком скінченних елементів перемінної жорсткості, призводить до отримання некоректного характеру зміни осідання фундаментів за рахунок неврахування особливостей роботи ґрунту при розвантаженні.

Показано, що використання при числовому моделюванні напружено-деформованого стану елементів системи «основа-фундаменти-несучі конструкції» квазістатичного методу та динамічної постановки з прямим інтегруванням рівнянь руху в часі дає схожі за тенденцією зміни картини деформування, але з різними значеннями зусиль у пілонах у випадку динамічної постановки з меншими значеннями (10...30% від значень для умов нормальної експлуатації) та якісно інша картина роботи пілонів, у них виникає розтяг за результатами розрахунку у квазістатичній постановці.

Внаслідок локальної відмови вертикальної несучої конструкції (пілону) підвального поверху за даними комп'ютерної симуляції зафіксовано перерозподіл навантажень на несучі конструкції секції будинку, що призвело до збільшення величини вертикальних переміщень в центральній зоні воронки осідання. При цьому зусилля у поблизу розташованих вертикальних несучих елементах збільшуються на 30...60 % залежно від методики розрахунку, а для крайніх (периферійно розташованих) характерна тенденція розвантаження на 3...5 % із відповідним зменшенням стискаючих зусиль (квазістатична постановка розрахунку).

За результатами виконаного дослідження для підвищення живучості та забезпечення захисту конструкцій будівлі від прогресуючого обвалення прийнято рішення про збільшення площі армування на 30...35% для пілонів в зоні входу в СПП та в радіусі впливу видаленого елемента з метою сприяння цими елементами зростаючих зусиль при перерозподілі навантажень під час видалення сусіднього елемента будівлі та оцінкою несучої здатності елементів, які залишаються.

Встановлено, що, в такому випадку, для даного будинку прогресуючого руйнування не відбувається.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Бирбраер А.Н. Расчет конструкции на сейсмостойкость – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.
2. Марьенков Н.Г., Бабик К.Н., Максименко В.П. Нелинейный расчет зданий на сейсмические воздействия с применением ПК «ЛИРА» // Будівельні конструкції. – 2006. – Вип. 64. – С. 188-195.
3. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. – К., 2008. – 480 с.
4. Фялалко С.Ю. Некоторые особенности анализа частот и форм собственных колебаний при расчете сооружений на сейсмические воздействия // Вісник Одеської державної академії будівництва і архітектури. – 2002. - №8. – С.193-201.
5. Бойко І.П., Жук В.В., Корнієнко М.В., Сахаров О.С. Напружено-деформований стан пальового фундаменту висотної каркасної будівлі з урахуванням спільної роботи з ґрунтовим масивом // Зб. «Будівельні конструкції». – К.:НДІБК, 2004. – Вип. 61. – т.1. – С. 19 – 22.
6. Жук В., Альошкіна О., П'ятков О. 2023. Оцінка впливу просторової жорсткості ростверку на напружено-деформований стан пальових фундаментів будинку // Основи та Фундаменти / Bases and Foundations. - 2023. – No 46, 73–87. DOI: <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.73-87>
7. Носенко В.С., Кашойда О.О. Числове моделювання експерименту випробування групи паль з використанням різних моделей ґрунтової основи // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА – 2022. – Вип. 109. – С. 441-454. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.441-454>
8. Підлущкий В., Беган В. Ідентифікація ґрунтових параметрів при розрахунку висотних будівель на пальових фундаментах // Основи та Фундаменти / Bases and Foundations – 2022. - 44, 19–26. DOI: <https://doi.org/10.32347/0475-1132.44.2022.19-26>
9. Сахаров В.О. Математична модель нелінійної ґрунтової основи в умовах прибудови // Основи і фундаменти. Міжвід. наук. – техн. зб. КНУБА, 2005. – Вип. 29. – С.57 – 63.
10. Sakharov V.O. Dynamic behavior of Zymne Monastery Cathedral on soil base with consideration of non-linear deformation of materials// Advances in Mechanics: Theoretical, Computational and Interdisciplinary Issues, CMM 2015, 2016, pp. 503–506.

REFERENCES

1. Birbraer A.N. Raschet konstrukttsii na seismostoičnost (Calculation of structures for earthquake resistance) – SPb.: Nauka, 1998. – 255 s. (rus).
2. Marienkov N.G., Maksymenko V.P., Babyk K.N. Nelineinii raschet zdaniy na seismicheskie vozdeistviya s primeneniem PK «LIRA» (Non-linear calculation of buildings for seismic effects with the use of PC "LIRA") // Budivelni konstrukttsii. – 2006. – Vyp. 64. – S. 188-195. (rus).
3. Nemchynov Yu.I. Seismostoičnost zdaniy i sooruzheniy (Seismic resistance of buildings and structures) – K., 2008. – 480 s. (rus).
4. Fialko S.Iu. Nekotorie osobennosti analiza chastot i form sobstvennikh kolebaniy pri raschete sooruzheniy na seimicheskie vozdeistviya (Some features of the analysis of frequencies and forms of self-oscillations in the calculation of structures for seismic effects) // Visnyk Odeskoiderzhavnoi akademii budivnytstva i arkhitektury. – 2002. - №8. – S.193-201. (rus).
5. Boiko I.P., Zhuk V.V., Korniienko M.V., Sakharov O.S. Napruzhenno – deformovanyi stan palovoho fundamentu vysotnoi karkasnoi budivli z urakhuvanniam spilnoi roboty z gruntovym masyvom (The stressed-strain state of the pile foundation of a high-rise frame building, taking into account joint work with the soil mass) // Zb. «Budivelnikonstrukttsii». – K.:NDIBK, 2004. – Vyp. 61. – t.1. – S. 19 – 22. (ukr).
6. Zhuk V., Aloskhina O., Piatkov O. 2023. Otsinka vplyvu prostоровoi zhorstkosti rostverku na napruzhenno-deformovanyi stan palovykh fundamentiv budynku (Evaluation of the influence of the pile caps' spatial rigidity on the stress-strain state of pile foundations of the building) // Osnovy ta Fundamenty / Bases and Foundations. - 2023. – No 46, 73–87. DOI: <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.73-87> (ukr).
7. Nosenko V.S., Kashoida O.O. Chyslove modeliuвання eksperymentu vyprobuvannya hrupy pal z vykorystanniam riznykh modelei gruntovoi osnovy (Numerical simulation of the experiment on testing a group of piles using different models of soil base) // Opir materialiv i teoriia sporud: nauk.-tekh. zbim. – K.: KNUBA – 2022. – Vyp. 109. – S. 441-454. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.441-454> (ukr).
8. Pidlutskyi V., Behan V. Identyfikatsiia gruntovykh parametriv pry rozrakhunku vysotnykh budivel na palovykh fundamentakh (Identification of soil parameters in the calculation of high-rise buildings on pile foundations) // Osnovy ta Fundamenty / Bases and Foundations – 2022. - 44, 19–26. DOI: <https://doi.org/10.32347/0475-1132.44.2022.19-26> (ukr).
9. Sakharov V.O. Matematychna model nelineinoy hruntovoi osnovy v umovakh prybudovy (Mathematical model of a nonlinear soil foundation under extension conditions) // Osnovy i fundamenty. Mizhvid. nauk. – tekhn. zb. KNUBA, 2005. – Vyp. 29. – S.57 – 63. (ukr).
10. Sakharov V.O. Dynamic behavior of Zymne Monastery Cathedral on soil base with consideration of non-linear deformation of materials// Advances in Mechanics: Theoretical, Computational and Interdisciplinary Issues, CMM 2015, 2016, pp. 503–506.

Стаття надійшла 30.03.2024

Гаврилюк О.В., Нечипоренко Д.І., Жук В.В., Носенко В.С.

ЗМІНА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ СИСТЕМИ «ОСНОВА-ФУНДАМЕНТИ-НЕСУЧІ КОНСТРУКЦІЇ» ВНАСЛІДОК МОЖЛИВОГО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ

Розглядається розрахунок споруди на стійкість проти прогресуючого обвалення з використанням ПК ЛІРА САПР-2019. Порівнюються два методи розрахунку: із застосуванням квазістатичної постановки та прямого інтегрування динамічних впливів в часі. Перший підхід розрахунку локальної відмови елементу використовував принцип прикладання зусилля, що було визначено для цього елементу при розрахунку для умов нормальної експлуатації, але з протилежним знаком (коефіцієнт динамічності $K_d=2$, завантаження за схемою «pulldown»). Другий підхід розрахунку характеризується залежністю реакції системи від швидкості навантаження та швидкості видалення конструкцій. Для врахування демпфування було визначено коефіцієнти Рейля за власними частотами для двох домінуючих форм власних коливань (№7,10) на основі модального аналізу системи. Час локальної відмови елементу було призначено як 0.1T (періоду власних коливань) для форми власних коливань №7, як максимально подібної за очікуваною реакцією системи на видалення пілону. За результатами розрахунку у квазістатичній постановці зафіксовано якісну зміну зусиль, де замість стиску виник розтяг в ланцюжку пілонів які розташовані вище видаленого, а у динамічній постановці – зменшення на 70...90% величини поздовжніх зусиль у пілонах, тобто зафіксовано роботу за принципом висячої (вантової) схеми. Прогнозується збільшення навантаження на пілі під вертикальними несучими конструкціями навколо елементу, що видаляється за сценарієм локальної відмови конструкції, залежно від методики розрахунку очікуваний приріст навантаження на сусідні пілі складає 15...25%. За результатами дослідження для підвищення живучості та забезпечення захисту конструкцій будівлі від прогресуючого обвалення прийнято рішення про збільшення площі армування на 30...35% для пілонів в зоні входу в споруду подвійного призначення та в радіусі впливу видаленого елементу з метою сприйняття цими елементами зростаючих зусиль при перерозподілі навантажень під час видалення сусіднього елементу будівлі та за оцінкою несучої здатності елементів, які залишаються. Встановлено, що в такому випадку для даного будинку прогресуючого руйнування не відбувається.

Ключові слова: числове моделювання, прогресуюче руйнування, пальовий фундамент, несучі конструкції.

Havryliuk O.V., Nechiporenko D.I., Zhuk V.V., Nosenko V.S.

CHANGE IN THE STRESS-STRAIN STATE OF ELEMENTS OF THE "BASE – FOUNDATIONS – LOAD-BEARING STRUCTURE" SYSTEM DUE TO A POSSIBLE PROGRESSIVE COLLAPSE

The calculation of a building for stability against progressive collapse using the LIRA SAPR-2019 software is considered. Two calculation approaches are compared: using a quasi-static formulation and direct integration of dynamic influences overtime. The first approach to calculating the local failure of an element used the force application principle defined for this element under normal operating conditions, but with the opposite sign (dynamism coefficient $K_d=2$, "pulldown" loading). These cond calculation approach is characterized by the dependence of the system response on the loading rate and the rate of removal of structures. To take into account damping, Rayleigh coefficients were determined by natural frequencies for two dominant modes of natural vibrations (No. 7, 10) based on the modal analysis of the system. The local failure time of the element was assigned as 0.1T (oscillation period) for natural vibration mode No.7, as the closest to the expected response of the system to the removal of the pylon. According to the calculation results, in the quasi-static formulation, a qualitative change in forces was recorded, where instead of compression, tension appeared in the chain of pylons, which are located above the remote one, and in the dynamic formulation, a decrease of 70...90% in the magnitude of longitudinal forces in the pylons was recorded, that is, work was recorded on the principle of a hanging scheme. An increase in the load on the piles under the vertical load-bearing structures around the removed element is predicted under the scenario of a local failure of the structure; depending on the calculation method, the expected increase in the load on adjacent piles is 15...25%. Based on the results of the study, in order to increase the survivability and ensure the protection of building structures from progressive collapse, a decision was made to increase the reinforcement area by 30...35% for pylons in the entrance area to a dual-use structure, as well as in the radius of influence of a remote element, in order to absorb increasing forces by these elements when redistributing loads when removing an adjacent building element and assessing the load-bearing capacity of the remaining elements. It has been established that in this case, progressive collapse does not occur for this building.

Keywords: numerical simulation, progressive collapse, pile foundation, load-bearing elements.

УДК 624

Гаврилюк О.В., Нечипоренко Д.І., Жук В.В., Носенко В.С. **Зміна напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундаменти-несучі конструкції» внаслідок можливого прогресуючого обвалення** // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2024. – Вип. 112. – С. 273-284.

Виконано числове моделювання прогресуючого обвалення за сценарієм локальної відмови вертикальної несучої конструкції. Досліджено вплив руйнування пілону підземного поверху секції будинку на перерозподіл внутрішніх зусиль у фундаментних конструкціях та пілонах за результатами числового моделювання в квазістатичній та динамічній постановках.

Табл. 0. Іл. 6. Бібліогр. 10 назв.

UDC 624

Havryliuk O.V., Nechiporenko D.I., Zhuk V.V., Nosenko V.S. **Change in the stress-strain state of elements of the «base – foundations – load-bearing structures» system due to a possible progressive collapse** // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2024. – Issue 112. – P. 273-284.

Numerical simulation of progressive collapse was carried out according to the scenario of local failure of a vertical supporting structure. The effect of the collapse of a pylon in the basement of a building on the redistribution of internal forces in foundations and pylons was investigated. The calculations were performed using numerical simulations in quasi-static and dynamic formulations.

Tabl. 0. Fig. 6. Ref. 10.

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): асистент кафедри геотехніки ГАВРИЛЮК Олександр Володимирович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітряних Сил пр., 31, Київський національний університет будівництва і архітектури.

Роб. тел. + 38(044) 2415513

E-mail: gavryliuk.ov@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-7252-0679>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): аспірант кафедри геотехніки НЕЧИПОРЕНКО Дмитро Іванович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітряних Сил пр., 31, Київський національний університет будівництва і архітектури.

Роб. тел.+ 38(044) 2415525

E-mail: nechyporenko_di@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0009-0006-6697-2381>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри геотехніки ЖУК Вероніка Володимирівна.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітряних Сил пр., 31, Київський національний університет будівництва і архітектури.

Роб. тел.:+ 38(044) 2415513

E-mail: zhuk.vv@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1114-3192>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри геотехніки НОСЕНКО Віктор Сергійович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітряних Сил пр., 31, Київський національний університет будівництва і архітектури.

Роб. тел.:+ 38(044) 2415513

E-mail: nosenko.vs@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-8261-1846>