

## Дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій панельного будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту

Віктор Носенко<sup>1</sup>, Олександр П'ятков<sup>2</sup>, Остап Кашоїда<sup>3</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

<sup>1</sup>v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846

<sup>2</sup>av.pyatkov@gmail.com, orcid.org/0000-0001-8797-151X

<sup>3</sup>o.o.kashoida@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-9234-4489

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.98-112

**Анотація.** Виконано дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій дев'ятиповерхового панельного будинку на напружено-деформований стан його пальового фундаменту.

Для дослідження було створено декілька моделей будинку з однаковими надземними частинами, що відрізнялись між собою за конструктивною схемою підвального поверху: монолітний залізобетон або збірний залізобетон, несучі стіни також змінюються: по буквених або числових координатних осях.

Головною перевагою панельних будинків є те, що для їх зведення (влаштування) потрібно значно менше часу, ніж для зведення аналогічного будинку, з такою ж площею і будівельним об'ємом, але за іншою конструктивною схемою (стіною або з використанням монолітного залізобетонного каркасу).

Числове моделювання панельних будинків, а саме стиків в місцях примикання збірних залізобетонних елементів є складним для інженерів, адже числове моделювання можна виконувати декількома способами, які були наведені та описані в роботі [1].

Проаналізовано напружено-деформований стан пальового фундаменту (поздовжні зусилля в палях, згинальні моменти в плиті ростверку) та нормальні напруження у вертикальних несучих елементах підвалу з різними конструктивними схемами підвального поверху та різними несучими стінами. Виявлено кількісну і якісну зміну згинальних моментів у плиті ростверку, такі ж відмінності виявлено у напруженнях вертикальних несучих елементів підвалу.

Аналіз згинальних моментів у плиті рост-



**Віктор Носенко**  
завідувач кафедри  
геотехніки  
к.т.н., доц.



**Олександр П'ятков**  
доцент кафедри  
геотехніки  
к.т.н., доц.



**Остап Кашоїда**  
аспірант кафедри  
геотехніки

верку дозволив виявити та дослідити вплив жорсткості конструкцій підвального поверху на напружено-деформований стан пальового фундаменту (плити ростверку). Виявлено вплив вертикальних швів між стіновими панелями на згинальні моменти в ростверку, згинальні моменти змінюються як кількісно (збільшуються в рази) так і якісно. Застосування монолітних конструкцій у якості стін підвалу призводить до більш-плавної епюри згинальних моментів у плиті ростверку.

**Ключові слова.** Пальовий фундамент, панельні будинку, стики між збірними залізобетонними елементами, числове моделювання.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Для забезпечення нормальної експлуатації будинку та економічного проектування є необхідність у дослідженні впливу жорсткості надземних конструкцій будівлі на напружено-деформований стан пальового фундаменту і вертикальних несучих елементів підвалу.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах багатьох науковців [1-8] висвітлюються дослідження та моделювання пальових фундаментів. Дослідження впливу жорсткості будівлі на напружено-деформований стан пальового фундаменту наведено у роботах [1] та [2].

## МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив жорсткості надземних конструкцій на напружено-деформований стан пальового фундаменту. Порівняти зусилля в плиті ростверку та напруження у вертикальних несучих елементах в залежності від конструктивної схеми підвального поверху. На основі отриманих результатів зробити висновок про оптимальну конструктивну схему для підвального поверху панельного будинку.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій на напружено-деформований стан пальового фундаменту і вертикальних несучих елементів підвального поверху було створено дві числові моделі панельного, дев'ятиповерхового будинку, що відрізнялись між собою лише конструктивною схемою підвального поверху: монолітний або збірний залізобетон. Також для більш широкого дослідження дані числові моделі ще поділились на дві «гілки». Поділ полягав в тому, щоб додатково проаналізувати вплив несучих стін (по буквених або цифрових координаційних осях) надземних конструкцій на пружено-деформований стан пальового фундаменту і

стін підвального поверху.

Тобто: В1.1 – це модель в якій стіни підвалу і плита перекриття над підвальним поверхом виконані із монолітного залізобетону та несучими стінами по буквених осях; В1.2 – те саме, але несучі стіни по цифрових осях; В2.1 – це модель в якій стіни підвалу і плити перекриття над ним виконані із збірного залізобетону та несучими стінами по буквених осях; В2.2 – це те саме, але несучі стіни по цифрових осях.

Дослідний будинок має розмірити в координаційних осях 18х30 м, висота поверху складає 3 м, товщина збірної залізобетонної плити перекриття становить 220 мм, товщина стінових панелей сягає 160 мм, монолітне залізобетонне ядро жорсткості, що складається із двох сходових маршів та ліфтової шахти, має товщину стін у 250 мм. Варіант із монолітними залізобетонними конструкціями підвального поверху має товщину стін у 200 мм та плиту перекриття товщиною 200 мм.

Пальовий фундамент будинку складається із монолітного залізобетонного ростверку висотою 500 мм та із буроін'єкційних паль діаметром 420 мм і довжиною 9 м, в кількості 144 шт. Схема пальового поля та вертикальні несучі елементи підвалу наведені на рис. 1.

Для даного дослідження було прийнято основу у вигляді піщаного ґрунту: пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеня водонасичення. Фізико-механічні характеристики ґрунту наступні: модуль деформації  $E=35$  МПа; коефіцієнт Пуассона  $\nu=0,3$ ; питома вага  $\gamma=17,5$  кН/м<sup>3</sup>; вологість  $w=0,05$ ; коефіцієнт пористості  $e=0,6$ ; питоме зчеплення  $C=3$  кПа; кут внутрішнього тертя  $\varphi=32^\circ$ .

Стики в місцях примикання залізобетонних елементів змодельовано за допомогою функції «Стик» в ПК «Сапфір». Числове моделювання горизонтальних стиків виконано без врахування закладних деталей, але з врахуванням заповнення шва розчином М200 товщиною 20 мм. Особливістю скінченних елементів якими моделюється заповнення шва є те, що у них неможливе виникнення згинальних моментів.

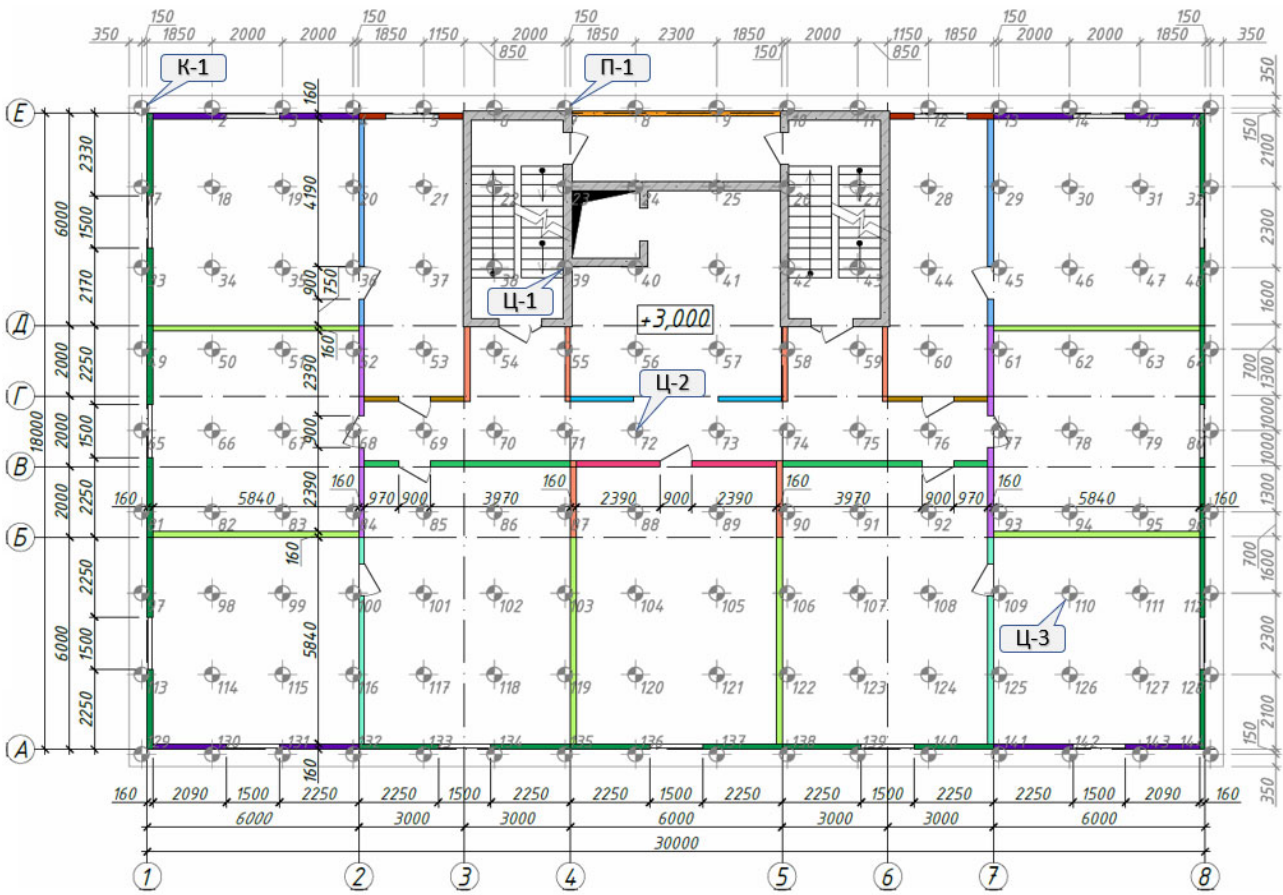


Рис.1. План типового поверху з нанесеними палями.  
Fig.1. Typical floor plan with applied piles.

Необхідно оцінити як жорсткість будинку впливає на напружено-деформований стан пальового фундаменту.

Дослідження за першим варіантом (В1) полягає в тому, що підвальний поверх являє собою просторовий жорсткий диск, який складається із монолітного залізобетонного перекриття, монолітного залізобетонного ядра жорсткості та монолітних залізобетонних стін.

Дослідження за другим варіантом (В2) полягає в тому, що підвальний поверх виконаний із збірних залізобетонних стінових панелей, монолітного залізобетонного ядра жорсткості та збірних залізобетонних плит перекриття (з монолітними ділянками).

Для порівняння результатів числового моделювання було використано наступний критерій: різна конструктивна схема підвального поверху, але однакові несучі стін. Заповнення шва (розчином М 200) можна

змодельовати з пружним або нелінійним законом деформування. Пластинасті скінченні елементи, що моделюють розчин у шві мають назву платформного стику. Якщо використовувати пружний закон деформування, то для визначення жорсткості елемента використовується модуль зсуву матеріалу та його товщину (збірного елемента). При використанні нелінійного закону деформування використовуються модуль пружності та три пари напружень-деформацій для побудови точок графіку нелінійного деформування.

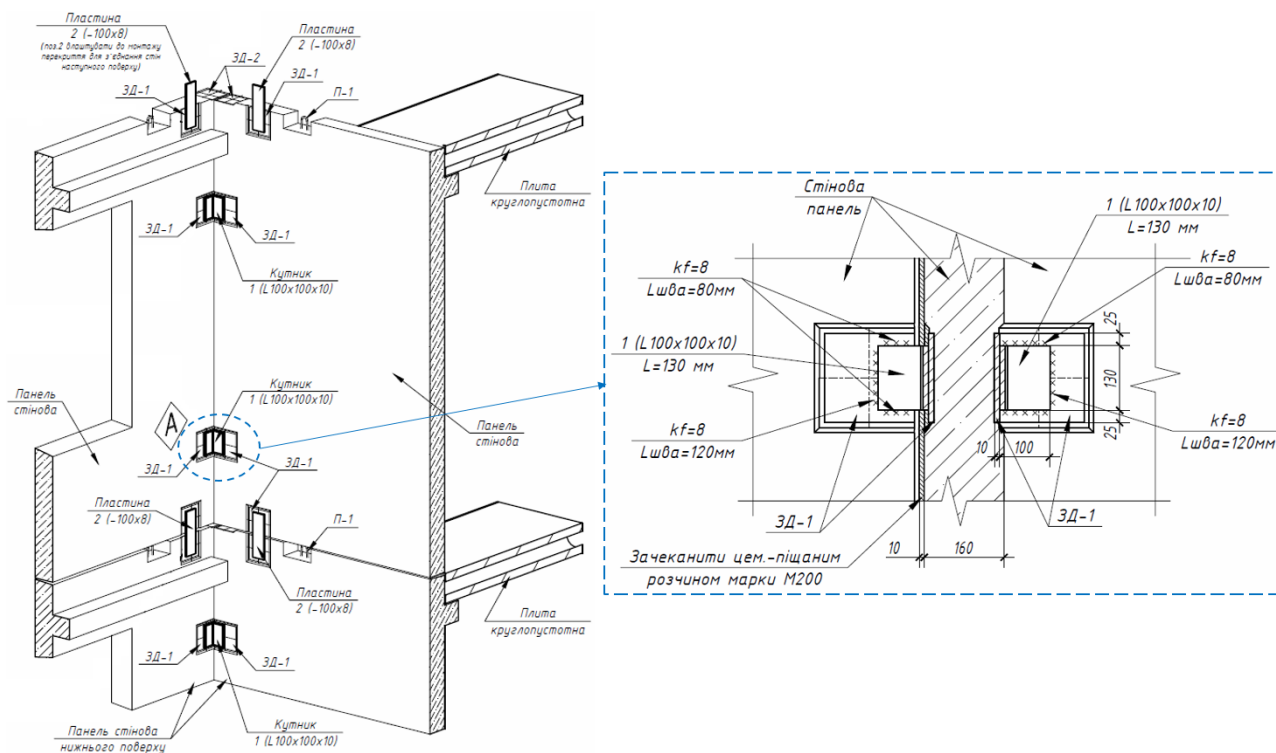


Рис.2. Схема влаштування збірних елементів надземних конструкцій.  
 Fig.2. Scheme of arrangement of prefabricated elements of above-ground structures.

Числове моделювання вертикальних стиків між збірними залізобетонними елементами виконано без врахування заповнення шва розчином (приймається в запас), а закладні деталі, що наведені на рис.2 і виконані із кутників моделюються за допомогою двовузлових скінченних елементів.

Так-як закладна деталь приварюється до стінової панелі, тому жорсткість закладної деталі буде визначатись як для зварного з'єднання. За формулою (1) можливо визначити в якій площині буде виконуватись розрахунок (у площині наплавленого металу, або у площині металу сплавлення).

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{0,45 \beta_z R_{un}}; \quad (1)$$

де:  $\beta_f$  та  $\beta_z$  – коефіцієнти переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу кутового шва відповідно у площині наплавленого металу і у площині металу границі сплавлення;  $R_{wf}$  – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу;  $R_{un}$  – характеристичний опір сталі.

Якщо отримана частка (по формулі 1)

буде менша-рівною одиниці, тоді розрахунок виконується у площині наплавленого металу, якщо частка буде більшою за одиницю – у площині металу межі сплавлення.

У нашому дослідженні частка (по формулі 1) виходить меншою за одиницю, тому розрахунок слід вести у площині наплавленого металу за формулою (2).

$$\frac{N \gamma_n}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1; \quad (2)$$

де:  $\gamma_n$  – коефіцієнт надійності за відповідальністю, визначається згідно з ДБН В.1.2-14;  $\beta_f$  – коефіцієнт переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу кутового шва у площині наплавленого металу;  $k_f$  – катет кутового шва;  $l_w$  – розрахункова довжина зварного шва;  $R_{wf}$  – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу;  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи.

За допомогою формули (2) можна визначити важливі розрахункові величини: розрахункове навантаження, що може витримати зварне з'єднання (3) та жорсткість зварного з'єднання (4).

$$N_i = \frac{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c}{\gamma_n}; \quad (3)$$

$$R_i = \frac{N_i}{\Sigma l_{w,i}}; \quad (4)$$

де:  $R_i$  – погонна жорсткість зварного з'єднання по одній із осей ГСК (кН/м.п.);  $N_i$  – несуча здатність зварного шва по осі ГСК (кН);  $\Sigma l_{w,i}$  – сумарна довжина зварного шва, що сприймає  $N_i$  по відповідній осі ГСК (м.п.).

Закладні деталі в числовому моделюванні виконуються за допомогою двовузлового скінченного елемента, який створює пружний зв'язок між вузлами скінченних елементів. Як показано на рис. 3 двовузловий скінченний елемент являє собою «пружину», що обмежує лінійні та кутові переміщення по осям глобальної системи координат (ГСК). Такий скінченний елемент може володіти жорсткістю по одній із осей ГСК, або одночасно по всім осям ГСК.

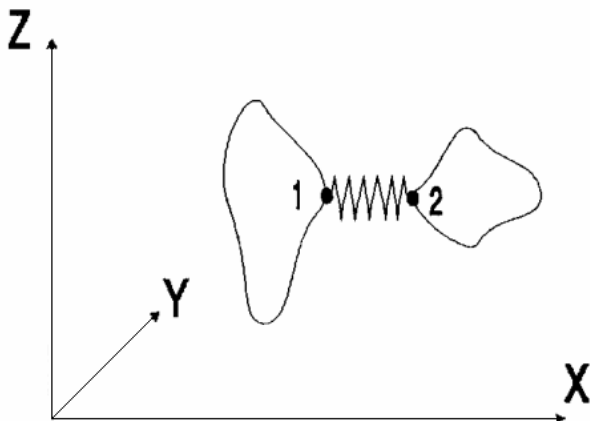


Рис.3. Принципова схема роботи скінченного елемента закладної деталі.

Fig.3. Schematic diagram of the operation of the finite element of the embedded part.

Моделювання монолітних ділянок плити перекриття не викликає жодних складнощів через те, що плита має сталий переріз, на відміну від круглопустотної плити перекриття.

Для того, щоб коректно визначити висоту (товщину) пластини якою будуть моделюватись збірні круглопустотні плити перекриття необхідно дізнатися жорсткісні характеристики такого перерізу. За допомогою комп'ютерної техніки було визначено,

що збірна залізобетонна плита перекриття шириною 1190 мм і висотою 220 мм буде мати момент інерції близько  $8,54 \cdot 10^8$  мм<sup>4</sup>. Із загальновідомої формули опору матеріалів для визначення моменту інерції прямокутного перерізу (5), можна визначити висоту перерізу за допомогою формули (6).

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}; \quad (5)$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{b}}; \quad (6)$$

де:  $b$  – ширина перерізу (мм);  $h$  – висота перерізу (мм).

Після застосування формули (6) було визначено еквівалентну висоту плити перекриття, що складає близько 205 мм. Різниця моменту опору перерізу круглопустотної плити шириною 1190 мм та еквівалентного прямокутного перерізу з розмірами 1190x205 мм складає близько 0,0015%, в той час як площа еквівалентного перерізу більша на 75,04%, що призведе до збільшення навантаження від власної ваги. Відповідно виникає необхідність у визначенні еквівалентної питомої ваги, щоб отримати коректні значення навантаження від власної ваги.

Погонний метр збірної залізобетонної плити перекриття шириною 1190 мм має вагу близько 3,48 кН(м.п.), у той як еквівалентна плита має вагу близько 6,08 кН(м.п.) Тому для пластин які моделюють збірні круглопустотні плити перекриття будемо вказувати питому вагу матеріалу, що рівна 16,31 кН/м<sup>3</sup> (замість звичних 25 кН/м<sup>3</sup> для залізобетонних елементів).

## НАПРУЖНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ

Числове моделювання взаємодії пального фундаменту із ґрунтовою основою виконано за допомогою ланцюжка одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості, що були уточнені за три ітерації розрахунку.

Поздовжні зусилля у палях, що виника-



ють у моделі з монолітним підвалом та несучими стінами надземних поверхів по буквених осях (B1.1) змінюються в діапазоні від 419 кН (42,7 т) до 1420 кН (144,8 т). Характерно, що кутові палі мають найбільші поздовжні зусилля, центральні – найменші поздовжні зусилля, а периферійні – середні значення поздовжніх зусиль. Центральні палі, що наближені до несучих осей (в даному випадку це буквені осі) мають більші поздовжні зусилля ніж ті, що знаходяться біля самонесучих стін (приріст сягає 70...100 кН)

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з підвалом із збірних елементів та несучими стінами надземних поверхів по буквених осях (B2.1) змінюються в діапазоні від 407 кН (41,5 т) до 1254 кН (127,8 т). Палі даної числової моделі так само завантажені характерно для коректної роботи пальового фундаменту. Центральні палі, які наближені до несучих стіг мають приріст поздовжніх зусиль на рівні 100...150 кН.

Порівняння поздовжніх зусиль виконано у вигляді гістограми, що наведена на рис. 4. У кутовій частині ростверку поздовжні зусилля в палі, для варіанту із монолітним підвалом (B1.1), більші на 165 кН від варіанту із збірним підвалом (B2.1). В периферійній зоні навпаки, поздовжні зусилля більші на 21 кН для варіанту із збірним підвалом (B2.1). В центральній (внутрішній) зоні поздовжні зусилля майже однакові або більші у варіанті із збірним підвалом (B2.1).

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з монолітним підвалом та несучими стінами надземних поверхів по цифрових осях (B1.2) змінюються в діапазоні від 420 кН (42,8 т) до 1430 кН (145,8 т).

Характер завантаження палей схожий до попередніх варіантів числового моделювання, явно виражені особливості відсутні. Центральні палі, що наближені до несучих стін, які розташовані по цифровим осям, мають більші поздовжні зусилля ніж ті, що знаходяться біля самонесучих стін. Приріст становить 50...70 кН, тоді як у моделі із

несучими стінами по буквеним осям (B1.1) приріст складає 70...100 кН.

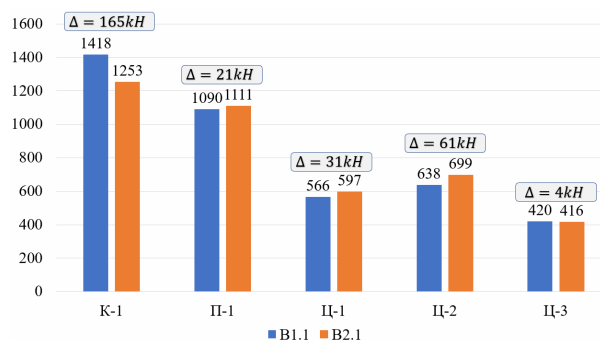


Рис.4. Порівняння поздовжніх зусиль у характерних палях для дослідних числових моделей із несучими стінами надземних поверхів по буквеним осям.

Fig.4. Comparison of longitudinal forces in characteristic piles for experimental numerical models with load-bearing walls of above-ground floors along letter axes.

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з збірним підвалом та несучими стінами надземних поверхів по цифрових осях (B2.2) змінюються в діапазоні від 408 кН (41,5 т) до 1284 кН (130,9 т). Навантаження між палями розподілено характерно для нормальної роботи палей. Центральні палі, що наближені до несучих осей (в даному випадку це цифрові осі) мають більші поздовжні зусилля ніж центральні палі (приріст сягає 40...70 кН).

Порівняння поздовжніх зусиль виконано у вигляді гістограми, що наведена на рис. 5. У кутовій частині ростверку поздовжні зусилля в палі, для варіанту із монолітним підвалом (B1.2), більші на 146 кН від варіанту із збірним підвалом (B2.2). В периферійній зоні навпаки, поздовжні зусилля більші на 21 кН для варіанту із збірним підвалом (B2.1). В центральній (внутрішній) зоні поздовжні зусилля майже однакові або більші у варіанті із збірним підвалом (B2.1).

У дослідженні [2] отримана інша картина розподілу поздовжніх зусиль в палях панельного будинку, там При збірному підвалі різниця зусиль в оголовках палей може відрізнятися в 2 рази, а при монолітному в 1,2 разів. Тобто при монолітному фундаме-

нті перерозподіл зусиль між палями є більш рівномірним. На нашу думку це пояснюється тим, що в дослідженнях використана різна схема розміщення паль: в досліді, що наведений у [2] – раціональне розташування паль під стінами, а у нашому дослідженні палі розташовані регулярно сіткою.

У ростверку порівнюємо згинальні моменти та переміщення самої плити. Проаналізовано та наведено згинальні моменти у вигляді епюри, які виконано по осі «Б» та осі «4».

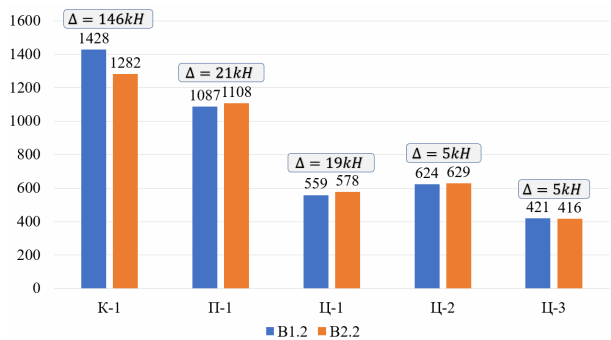


Рис.5. Порівняння поздовжніх зусиль у характерних палях для дослідних числових моделей із несучими стінами надземних поверхів по цифрових осях.

Fig.5. Comparison of longitudinal forces in characteristic piles for experimental numerical models with load-bearing walls of above-ground floors along

digital axes.

Згинальні моменти по осі «Б» зображені на рис. 6; 8, по осі «4» - рис. 7; 9.

Аналіз згинальних моментів по осі «Б» показав, що при використанні збірних елементів (B2.1 та B2.2) у підвальному поверсі значно зростають пікові значення згинальних моментів на краях плити, у нижній зоні до 6 разів. У центральній зоні навпаки, більші значення зусиль виникають при варіанті із монолітним підвалом (B1.1 та B1.2). Це можна пояснити тим, що у варіанті числового моделювання із монолітним підвалом стіни жорстко примикають до плити ростверку, тому навіть само-несучі стіни будуть передавати певні згинальні моменти на плиту ростверку.

Аналіз згинальних моментів, що наведені на рис. 6-7 дозволив виявити як кількісну так і якісну відмінність у епюрі згинальних моментів у плиті ростверку. Більші значення згинальних моментів виникають при використанні моделі із збірним підвалом (B2.1), пікові значення виникають в межах вертикальних стиків між стіновими панелями.

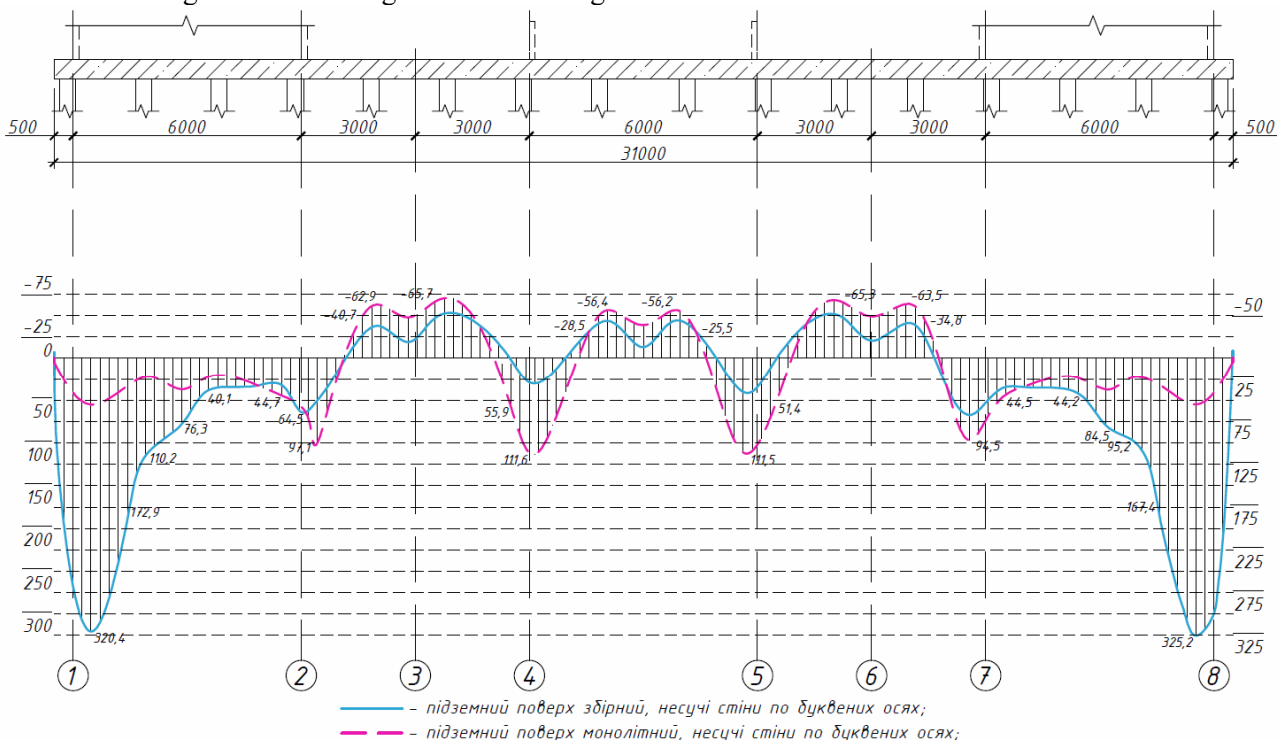


Рис.6. Епюра згинальних моментів по осі «Б» (несучі стіни по буквених осях).

Fig.6. Chart of bending moments along the "B" axis (bearing walls along letter axes).

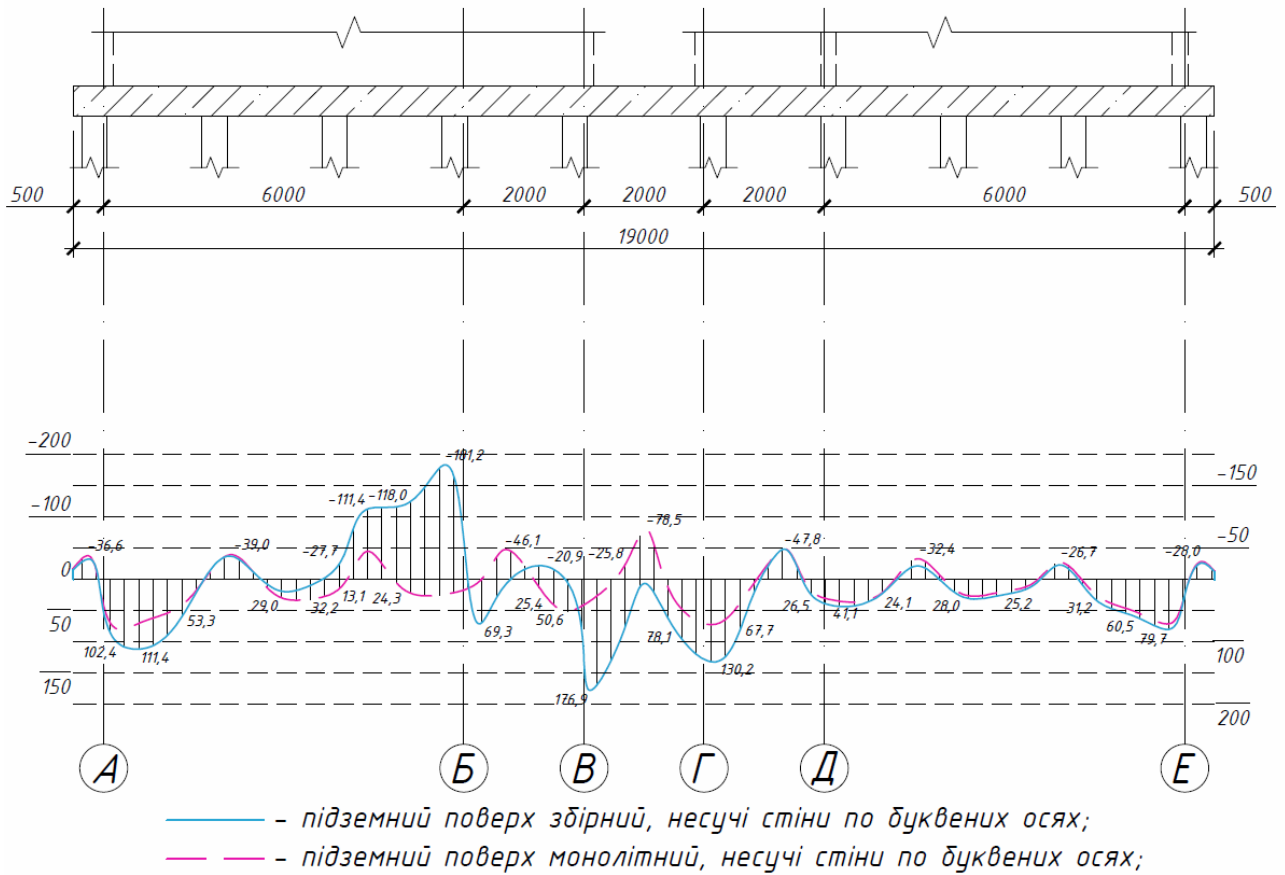


Рис.7. Епюра згинальних моментів по осі «4» (несучі стіни по буквених осях).

Fig.7. Chart of bending moments along the "4" axis (bearing walls along letter axes).

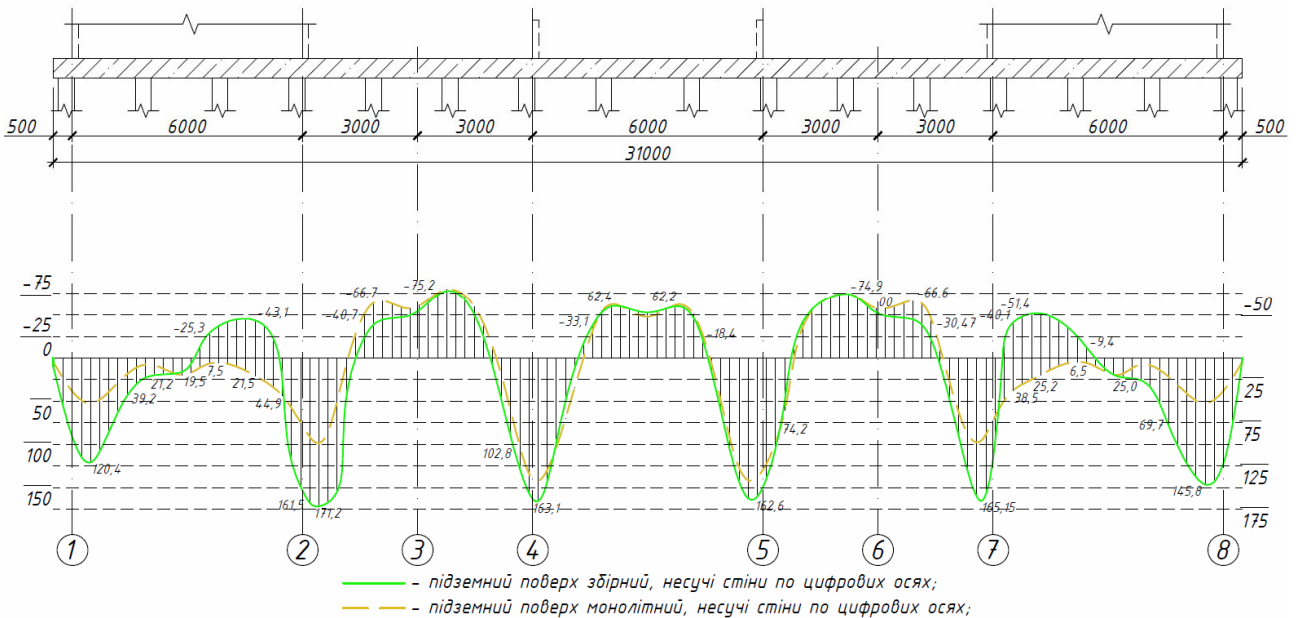


Рис.8. Епюра згинальних моментів по осі «Б» (несучі стіни по цифрових осях).

Fig.8. Chart of bending moments along the "Б" axis (bearing walls along digital axes).





## НОРМАЛЬНІ НАПРУЖЕННЯ У ВЕРТИКАЛЬНИХ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТАХ

Порівняння нормальних напружень у вертикальних несучих елементах підвалу, в залежності від його конструктивної схеми, виконано за допомогою гістограм та наведено на рис. 10; 12 та рис. 11; 13. На рис. 10; 12 наведено порівняння вертикальних напружень у стіні по осі «4» в осях «А-В». Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітними залізобетонними

елементами (В1.1), в характерних точках, змінюються в діапазоні від  $200,53 \text{ кН/м}^2$  до  $2347,38 \text{ кН/м}^2$ . Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.1) напруження знаходяться в діапазоні від  $314,05 \text{ кН/м}^2$  до  $2754,7 \text{ кН/м}^2$ , без врахування точок Т-3, Т-6, Т-9 (де виникають розтягуючі напруження). В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.1) більші у 1,37 рази.

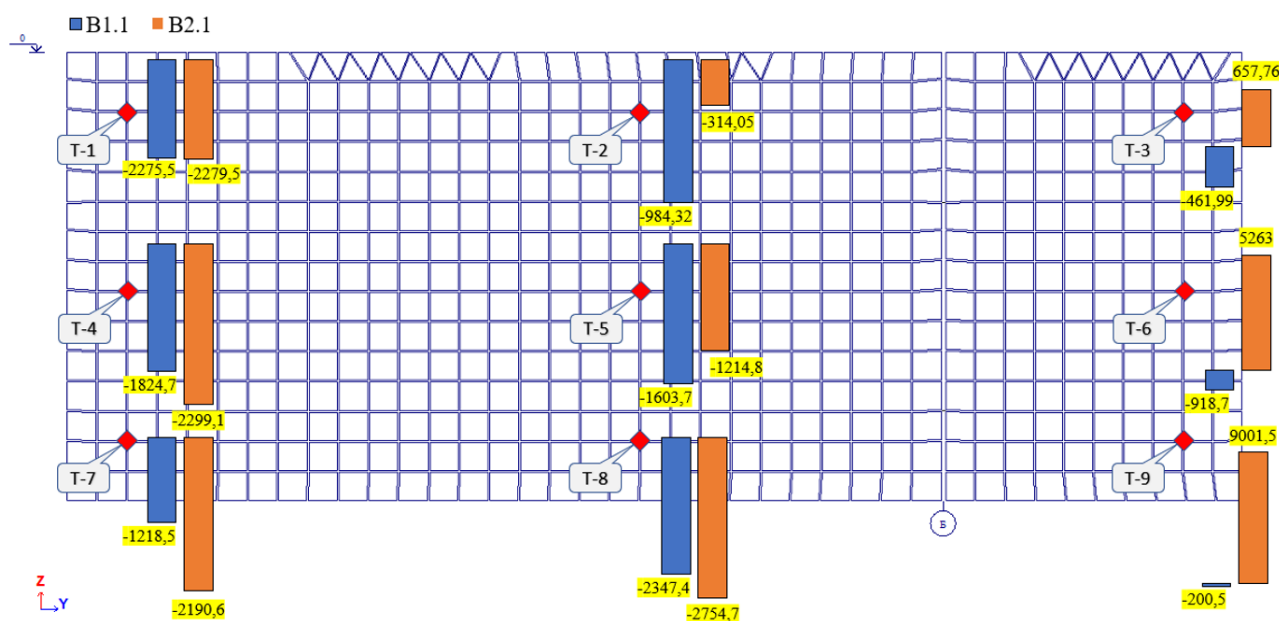


Рис.10. Напруження в стіні підвалу по осі «4» в осях «А-В» (несучі стіни по буквених осях).

Fig.10. Stress in the basement wall along the "4" axis in the "A-B" axes (bearing walls along the letter axes).

Варіант із використанням рішення із збірними елементами (В2.1) має більші напруження в місцях вертикальних швів (Т-1, Т-3, Т-4, Т-6, Т-7, Т-9), що призвело до збільшення згинальних моментів у плиті ростверку які були наведені вище. Також слід звернути увагу, що при збірному варіанті підвалу (В2.1) напруження правіше осі «Б» мають додатні (розтягуючі) значення, на відмінну від варіанту із монолітними елементами (В1.1), які мають тільки від'ємні (стискуючі) напруження. Додатні напруження у точках Т-3, Т-6 і Т-9 можна пояснити тим, що стіна між осями «А-В» складається із двох стінових панелей, які розділені чітко по осі «Б», це призводить до змі-

ни жорсткості стіни та незалежної роботи між стіновими панелями.

На рис. 11 наведено вертикальні напруження у стіновій панелі по осі «Б» в осях «7-8». Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітним залізобетонним каркасом (В1.1), в характерних точках, змінюються в діапазоні від  $478,09 \text{ кН/м}^2$  до  $8913,46 \text{ кН/м}^2$ . Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.1) напруження знаходяться в діапазоні від  $674,12 \text{ кН/м}^2$  до  $14780,97 \text{ кН/м}^2$ . В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.1) більші у 2,32 рази.

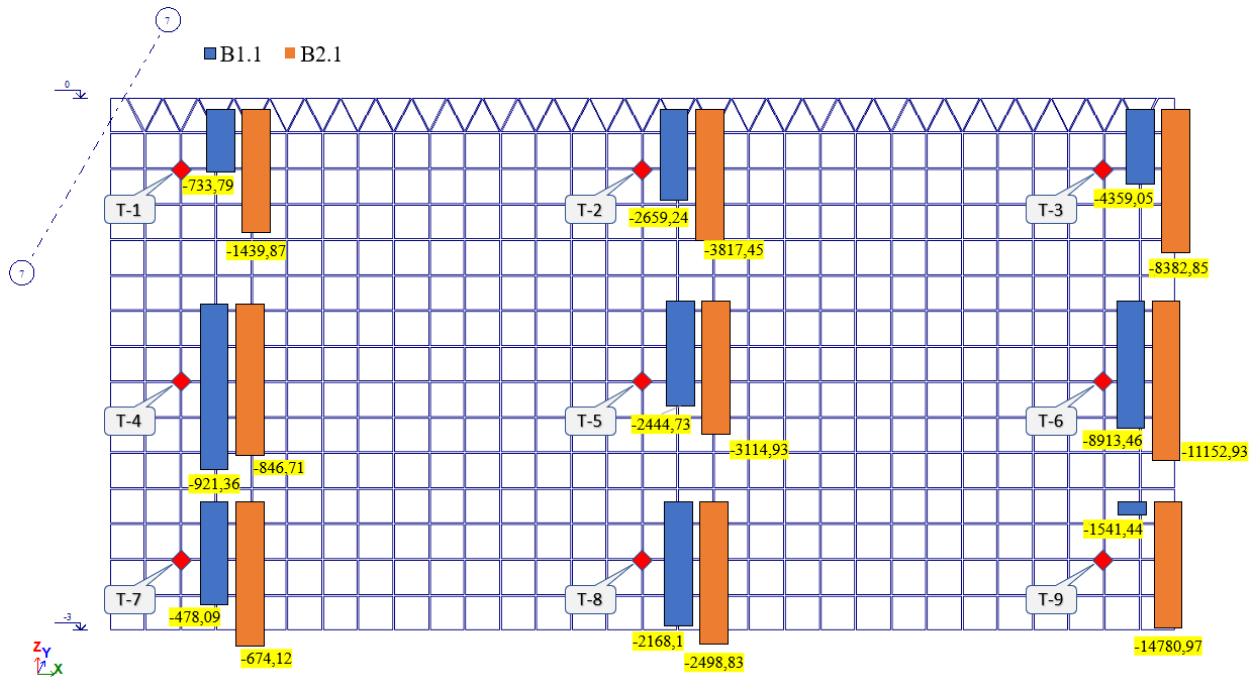


Рис.11. Напруження в стіні підвалу по осі «Б» в осях «7-8» (несучі стіни по буквених осях).  
 Fig.11. Stresses in the basement wall along axis "B" in axes "7-8" (bearing walls along letter axes).

Найбільша різниця в напруженнях виникає в характерних точках Т-3, Т-6 та Т-9, це місце примикання до зовнішніх стін підвалу. Це пояснюється тим, що стінові панелі (по варіанту В2.2), а точніше вузли скінченних елементів, не мають сумісної роботи між зовнішньою та внутрішньою стіною панеллю, тому напруження не можуть перейти на зовнішню стінову панель (як у варіанті із монолітними конструкціями підвалу).

На основі результатів числового моделювання можемо зробити проміжні висновки: 1) згинальні моменти в плиті ростверку чутливі до розташування вертикальних стиків у стінових панелях; 2) напруження в вертикальних несучих елементах підвалу у більшості випадків більші, в середньому у 1,45 рази, для варіанту із збір-

ними елементами підвалу.

Напруження у стіні по осі «4» в осях «А-В», що наведені на рис. 12, при варіанті моделювання із монолітними залізобетонними елементами (В1.2), в характерних точках, змінюються в діапазоні від 676,4 кН/м<sup>2</sup> до 4153,5 кН/м<sup>2</sup>. Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.2) напруження знаходяться в діапазоні від 1342,4 кН/м<sup>2</sup> до 14686,1 кН/м<sup>2</sup>. Слід звернути увагу, що в точках Т-3, Т-6, Т-9 виникають стискаючі напруження, хоча в попередніх варіантах моделювання там були розтягуючі зусилля. Це можна пояснити тим, що в попередньому варіанті дана стіна була самонесучою. В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.2) більші у 2,76 рази.

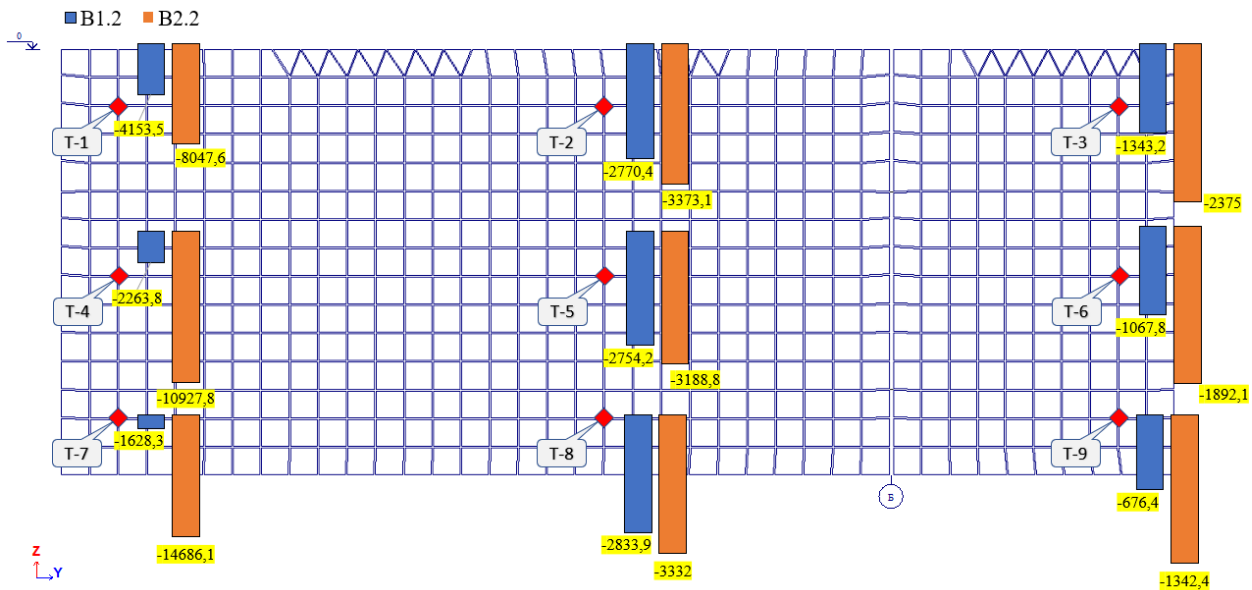


Рис.12. Напруження в стіні підвалу по осі «4» в осях «А-В» (несучі стіни по цифрових осях).  
Fig.12. Stress in the basement wall along the "4" axis in the "A-B" axes (load-bearing walls along digital axes).

На рис. 13 наведено вертикальні напруження у стіновій панелі по осі «Б» в осях «7-8». Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітним залізобетонним каркасом (В1.2), в характерних точках, змінюються в діапазоні від  $255,93 \text{ kN/m}^2$  до  $1999,64 \text{ kN/m}^2$ . Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.2) напруження знаходяться в діапазоні від  $1168,28 \text{ kN/m}^2$  до  $5871,10 \text{ kN/m}^2$ . В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.1) більші у 2,5 рази.

На рис. 13 можемо спостерігати цікаве явище, у варіанті із збірними стіновими панелями (В2.2), у місці примикання до внутрішньої стінової панелі виникають розтягуючі напруження, а в місці примикання до зовнішньої стінової панелі – стискаючі. Таке ж явище можна було спостерігати на рис. 10. Найбільша різниця в напруженнях виникає в характерних точках Т-3, Т-6 та Т-9, це місце примикання до зовнішніх стін підвалу. Це пояснюється тим, що стінові

панелі (по варіанту В2.2), не мають сумісної роботи між зовнішньою та внутрішньою стіною панеллю, тому напруження не можуть перейти на зовнішню стінову панель (як у варіанті із монолітними конструкціями підвалу). Закладні деталі володіють жорсткістю на сприйняття лише лінійних переміщень.

Після порівняння напружено-деформованих станів чотирьох варіантів числового моделювання, що порівнювались в залежності від того яка конструктивна схема підвального поверху (монолітна або збірна залізобетонна) та по яким координатним осям будуть несучі стінові панелі (буквені або цифрові), можемо зробити загальний висновок про вплив зміни жорсткості конструкцій будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту та підземного поверху.

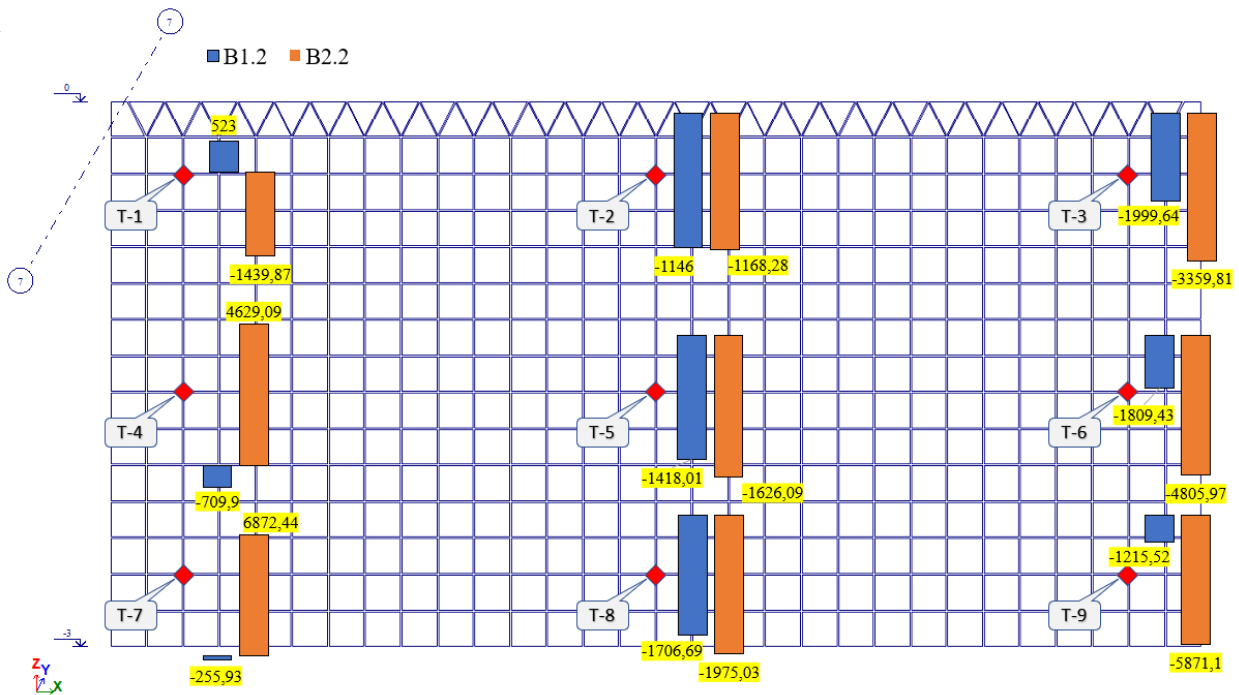


Рис.13. Напруження в стіні підвалу по осі «Б» в осях «7-8» (несучі стіни по цифрових осях).  
Fig.13. Stresses in the basement wall along axis "Б" in axes "7-8" (load-bearing walls along digital axes).

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

В даній роботі отримано, що поздовжні зусилля в палях майже не змінюються та відповідно не залежать від жорсткості надземних конструкцій будівлі при умові, що палі розміщуються за регулярною сіткою. В роботі [2] було виявлено перерозподіл поздовжніх зусиль у палях, при зміні конструктивної схеми підвального поверху, але для утворення даного ефекту необхідно, щоб палі були розташовані раціонально під несучими стінами.

Аналіз згинальних моментів у плиті ростверку дозволив виявити та дослідити вплив жорсткості конструкцій підвального поверху на напружено-деформований стан пального фундаменту (плити ростверку). Виявлено вплив вертикальних швів між стіновими панелями на згинальні моменти в ростверку. Вплив вертикального шва між стіновими панелями виявляється в тому, що значення згинальних моментів змінюються як кількісно (збільшуються в рази) так і якісно. Застосування монолітних конструкцій у якості стін підвалу призводить до більш-плавної епюри згинальних моментів

у плиті ростверку.

Дослідження напружень у вертикальних несучих елементах підвалу показали, що у більшості дослідних точок напруження в стінах підвалу є більшими у варіантах із збірними стіновими елементами, в середньому у 2,2 рази. Також для самонесучої стіни виявлено, що у випадку введення вертикального шва між стіновими панелями у частині стіни виникають розтягуючі напруження, які необхідно сприйняти робочою арматурою стінової панелі, адже бетон погано працює на розтяг. Якщо стіна буде несучою, то розтягуючі зусилля не будуть виникати при введенні вертикального шва. Використання монолітних конструкцій у якості вертикальних несучих елементів підвалу майже завжди буде призводити до стискаючих вертикальних напружень, які будуть сприйматися бетоном та призведуть до меншої витрати сталі на армування стін.



## ЛІТЕРАТУРА

1. Носенко В.С. Вплив жорсткості стиків панельного будинку на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій / В.С.Носенко, О.О.Кашоїда // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип.44. – 9-18 с.
2. Носенко В.С. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буріон'єкційних паль. / В.С. Носенко, О.А. Кривенко // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С. 48-57.
3. Бойко І.П. Взаємодія несучих конструкцій будинку з палевою основою. / І.П. Бойко, В.О. Сахаров, О.В. Литвин // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С. 21-27.
4. Ручківський В.В. Взаємодія ґрунтової основи та групи паль, об'єднаних ростверком. / В.В. Ручківський // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 79-86.
5. Бондарева Л.О. Дослідження впливу способів моделювання паль на розподіл зусиль у пал'овому фундаменті. / Л.О. Бондарева, Д. Нечипоренко // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип. 44. – С. 44-54.
6. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И. Д. Евзоров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
7. Antone F. Analysis of linear structures on nonlinear pile foundations. / Antone F. Sayegh, Frank K. Tso. // *Computers and Structures*. - 1988. - No. 29 (4). – P. 633 - 643.
8. Sandy H.L. Cheen, Xinliu Wu. The value range of contact stiffness factor between pile and soil based on penalty function. - *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science (ICEESE)*. - 2018. – No. 128 (2018).
- zbirnyk. Kyiv: KNUCA, 44, 9-18 (in Ukrainian).
2. Nosenko V.S., Krivenko O.A. (2020). Vplyv zhorstkosti nesuchykh konstruktсий budynku zi zbirnoho zalizobetonu na napruzhenodeformovanyy stan fundamentiv iz burion'yektsiynykh pal' [The influence of the stiffness of the load-bearing structures of the house made of precast concrete on the stress-deformed state of the foundations made of bored-injection piles]. *Osnovu i fundamentey: naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUCA, 40, 48-57 (in Ukrainian).
3. Boyko I.P., Sakharov V.O., Lytvyn O.V. (2020). Vzaemodiya nesuchykh konstruktсий budynku z palevoiu osnovoyu [Interaction of load-bearing structures of the house with a pile basis]. *Osnovu i fundamentey: naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUCA, 40, 21-27 (in Ukrainian).
4. Ruchkivskiy V.V. (2021). Vzayemodiya gruntovoyi osnovy ta hrupy pal', ob'yednanykh rostverkom [The interaction of the soil base and a group of piles connected by a grid]. *Osnovu i fundamentey: naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUCA, 43, 79-86 (in Ukrainian).
5. Bondareva L.O., Nechiporenko D. (2022). Doslidzhennya vplyvu sposobiv modelyuvannya pal' na rozpodil zusyl' u pal'ovomu fundamentei [Study of the impact of pile modeling methods on the distribution of forces in the pile foundation]. *Osnovu i fundamentey: naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUCA, 44, 44-54 (in Ukrainian).
6. Gorodetskiy A.S. (2007). Kompiuternye modely konstruktсий [Computer models of structures]. Kyiv, ФАКТ, 392 (in Ukrainian).
7. Antone F. Sayegh, Frank K. Tso. (1988). Analysis of linear structures on nonlinear pile foundations. *Computers and Structures*. 29 (4). 633-643.
8. Sandy H.L. Cheen, Xinliu Wu. (2018). The Value Range of Contact Stiffness Factor between Pile and Soil Based on Penalty Function. *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science (ICEESE)*. 128 (2018).

## REFERENCES

1. Nosenko V.S., Kashoida O.O. (2022). Vplyv zhorstkosti stykiv panel'noho budynku na napruzhenodeformovanyy stan fundamentnykh konstruktсий [The influence of the rigidity of the joints of the panel house on the stress-deformed state of the foundation structures]. *Osnovu i fundamentey: naukovo-tekhnichnyy*

**Study of the influence of the rigidity of the above-ground structures of the panel house on the stress-deformed state of the pile foundation**

*Viktor Nosenko,  
Oleksandr Piatkov,  
Ostap Kashoida*

**Summary.** A study of the influence of the rigidity of the above-ground structures of a nine-story panel building on the stress-deformed state of its pile foundation was carried out.

For the study, several models of the house with the same above-ground parts were created, which differed from each other in terms of the construction scheme of the basement floor: monolithic reinforced concrete or prefabricated reinforced concrete, the load-bearing walls also change: along the letter or numerical coordination axes.

The main advantage of panel houses is that their construction (arrangement) takes significantly less time than the construction of a similar house with the same area and building volume, but with a different structural scheme (wall or with the use of a monolithic reinforced concrete frame).

Numerical modeling of panel buildings, namely the joints in the places where prefabricated reinforced concrete elements are joined, is difficult for engineers, because numerical modeling can be performed in several ways, which were given and described in the work [1].

The stress-deformation state of the pile foundation (longitudinal forces in the piles, bending moments in the raft) and normal stresses in the vertical load-bearing elements of the basement with different structural schemes of the basement floor and different load-bearing walls were analyzed. Quantitative and qualitative changes in the bending moments in the raft were revealed, the same differences were found in the stresses of the vertical bearing elements of the basement.

The analysis of the bending moments in the raft made it possible to identify and investigate the influence of the stiffness of the basement floor structures on the stressed-deformed state of the pile foundation (rafts). The effect of vertical seams between wall panels on bending moments in the grid was revealed. The effect of the vertical seam between the wall panels is manifested in the fact that the values of the bending moments change both quantitatively (increased by several times) and qualitatively. The use of monolithic structures as basement walls leads to a more smooth curve of

bending moments in the raft.

**Key words.** Pile foundation, panel houses, joints between prefabricated reinforced concrete elements, numerical modeling.