

Врахування піддатливості стиків панелей будинку із збірною залізобетону при аналізі зусиль у конструкціях фундаменту

Ігор БОЙКО¹, Віктор НОСЕНКО², Олег КРИВЕНКО³

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

¹ boyko.ip@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-6841-0271

² nosenko.vs@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846

³ kryvenko.oo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1999-2770

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.9-22

Анотація. З розвитком міст зростає тенденція до зведення багатоповерхових будинків. Головною причиною є щільна міська забудова та зростаюча вартість землі. Серед найрозповсюджених матеріалів для будівництва багатоповерхових будинків є монолітний залізобетон. Монолітні конструкції дозволяють архітекторам вільно проектувати внутрішній простір, а також більш рівномірно розподіляти зусилля у елементах каркасу і будинок працює як одна жорстка конструкція. У той же час зведення монолітних конструкцій потребує значних затрат часу на зведення та висококваліфікованого контролю за якістю виконання монолітних робіт. Тому для пришвидшення темпів будівництва застосовують конструкції із збірною залізобетону.

В роботі представлено результати числового моделювання взаємодії елементів системи «грунтова основа-фундамент-надземна конструкція» з врахуванням жорсткості стиків між стіновими панелями.

Виконано порівняння числового моделювання панельного будинку за двома принциповими схемами: А) без врахування жорсткості (піддатливості) стиків панелей; Б) з врахуванням жорсткості стиків панелей. До того ж кожна із цих схем включала три варіанти інтерпретації роботи стиків панелей (підсхеми): 1) без врахування роботи вертикальних швів панелей; 2) панелі з'єднані шарнірно, тобто вертикальні шви сприймають тільки горизонтальні зусилля; 3) панелі з'єднані жорстко.

Досліджено вплив врахування жорсткості горизонтальних та вертикальних стиків на перерозподіл зусиль у палях при моделюванні крунопанельного будинку.



Ігор БОЙКО
професор кафедри
геотехніки,
д.т.н.



Віктор НОСЕНКО
завідувач кафедри
геотехніки, доцент,
к.т.н.



Олег КРИВЕНКО
асистент кафедри
геотехніки

Виявлено, що при відсутності вертикального з'єднання панелей (порівняння схем А та Б за вар.1) вплив задання жорсткості горизонтального стика дає розбіжність у результатах до 8%.

Показано, що при врахуванні шарнірного з'єднання панелей по вертикалі (порівняння схем А та Б за вар.2) врахування відповідної жорсткості горизонтального та вертикального стиків дає розбіжність у результатах в межах 10%.

Встановлено, що при жорсткому з'єднанні панелей між собою (порівняння схем А та Б за вар.3) врахування жорсткості горизонтального та вертикального стиків дає розбіжність у результатах до 10%.

Ключові слова. числове моделювання, пальовий фундамент, контактний стик, жорсткість, піддатливість.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Під час проектування будівель інженери прагнуть мінімізувати відносні осідання фундаментних конструкцій. Зменшення відносних осідань можна досягти шляхом забезпечення більш рівномірного розподілу зусиль під вертикальними несучими елементами будівлі. Це, у свою чергу, реалізується за рахунок підвищення жорсткості просторового каркаса.

Такий підхід доволі легко досягається в монолітних залізобетонних конструкціях, де плити та вертикальні елементи створюють єдину жорстку систему. Однак у збірному залізобетоні, де конструктивні елементи з'єднуються між собою розчином і закладними деталями, забезпечити рівномірний розподіл зусиль значно складніше. Це пов'язано по-перше із роботою самого з'єднання збірних елементів (стика), а по-друге із тим, що є самонесучі панелі, так і несучі панелі на які спираються плити перекриття (тобто під стінами виникають нерівномірні зусилля).

При числовому моделюванні на жорсткість будинку дуже сильно впливає як саме змодельовані горизонтальні та вертикальні стики стінових панелей. Можна розглянути три основні схеми числового моделювання стиків:

- 1) стики панелей по вертикалі відсутні (мається на увазі, що через вертикальні стики навантаження між панелями не передаються, а по горизонталі стики жорстко з'єднані);
- 2) стики панелей шарнірно з'єднані по вертикалі (зусилля передаються у вертикальних швах тільки у горизонтальній площині, а горизонтальні стики – сприймають всі три лінійні переміщення);
- 3) стики панелей жорстко з'єднані (вважається, що всі стики мають жорсткість близьку до моноліту).

Але вище вказані схеми інтерпретації числового моделювання стиків не враховують жорсткість цих стиків: для горизонтального стика піддатливість розчину (закладні деталі не враховано в запас міцності); для

вертикального - піддатливість закладних деталей та з'єднувальної пластини (розчин не враховано в запас міцності).

Тому питання впливу врахування піддатливості і відповідно жорсткості стиків на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій є актуальним.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженням роботи елементів збірного залізобетону є у публікації Доброхлопа М.І., Хохліна Д.О. [1]. При підготовці даної публікації були використані попередні дослідження Бойка І.П., Кривенка О.А. [2], Носенка В.С., Кашоїди О.О. [3, 6], а також Носенка В.С., Кривенка О.А. [2, 4] у яких розкриваються питання впливу технології влаштування паль та жорсткості каркасу будівель із збірного залізобетону на-пружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземна конструкція». У даній статі проведені порівняння отриманих результатів із напрацюваннями котрі відображені у попередній публікації Кривенка О.А. [5].

МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив методи врахування жорсткості стиків великопанельного будинку із збірного залізобетону при числовому моделюванні напружено-деформованого стану системи «грунтова основа-фундамент-надземна конструкція» на перерозподіл зусиль у пальовому фундаменті.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В якості тестового об'єкту у роботі розглянуто трьох секційний 16-ти поверховий великопанельний житловий будинок з підземним поверхом. Несучий каркас будинку(стіни та плити перекриття) представлений із збірного залізобетону. Товщина стін кожної секції у підвальному поверсі складає 300мм під зовнішні та 250мм під внутрішні стіни. Починаючи із 1-го поверху та вище товщина стінових панелей становить 160мм. Плити перекриття виконані із збірних плит товщиною 220мм (місцями присутні

монолітні ділянки). Фундаменти секцій розділені між собою деформаційними швами і представляють собою ростверки висотою 1 м, що відповідно розміщені у вигляді стрічок під кожною із стінових панелей. Пальове поле із бурин’єкційних паль діаметром 0,62 м та довжиною 14,5 м у кількості 259 шт. Також необхідно зазначити, що несуча здатність палі залежить не тільки від ґрунтів, а від дотримання технології влаштування. В даній роботі розрахункова несуча здатність палі довжиною 14,5 м за результатами випробування статичним вдавлюючим навантаження становить 250 т.

Ґрунтові умови будівельного майданчику представлені наступними шарами ґрунтів:

- ІґЕ-1б – насипний ґрунт з включеннями щебню, будівельного сміття 5-10 %, супісок піщанистий, з лінзами піску (залягає з поверхні вище верху палі);
- ІґЕ-3б – пісок пилюватий з тонкими прошарками супіску пластичного 5-10%, середньої щільності;
- ІґЕ-5б – суглинок тугопластичний;
- ІґЕ-6 – глина напівтверда.

У лабораторних умовах було визначено фізико-механічні властивості ґрунтів, які наведені у табл.1.

Табл. 1. Фізико-механічні властивості ґрунтів
Table 1. Physical and mechanical properties of the soils

Питома вага γ , кН/м^3	Коеф. Пуасона ν	Кут внутр. тертя, ϕ	Питоме зчеплення, c , кПа	Модуль деформації, E , МПа
ІґЕ – 1б (насипний ґрунт)				
18,7	-	-	-	-
ІґЕ – 3б (пісок пилюватий, серед. щільності)				
17,3	0,3	32	2	25
ІґЕ – 5б (суглинок тугопластичний)				
19,6	0,38	10	53	21
ІґЕ - 6 (глина напівтверда)				
19,9	0,42	11	125	40

Схему заглиблення бурин’єкційних паль в ґрунт представлено на рис.1. З розрізу видно, що палі спираються на ІґЕ-3б та ІґЕ-6.

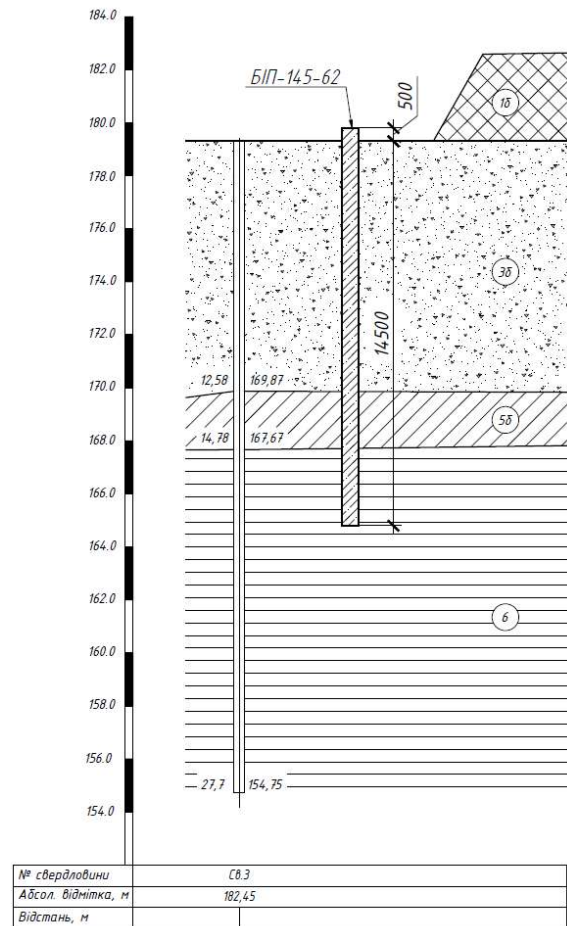


Рис.1. Посадка бурин’єкційної палі на інженерно-геологічний розріз.

Fig.1. Placement of a continuous flight auger pile on the engineering-geological cross-section.

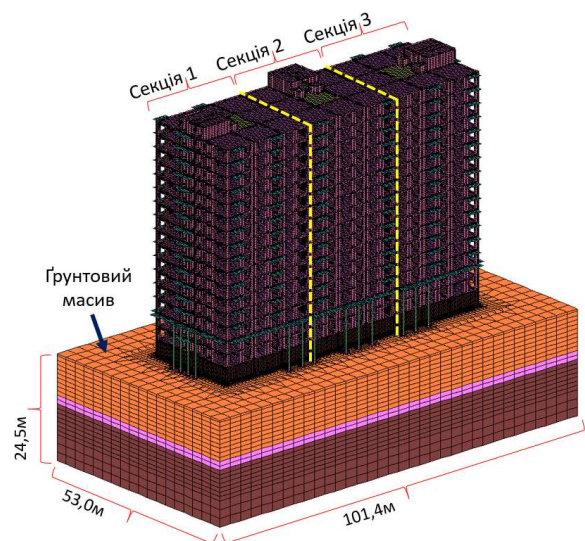


Рис.2. Розрахункова скінчено-елементна модель будинку.

Fig.2. Computational finite element model of the building.

На рис.2 відображено розрахункову скінчено-елементну модель будинку разом із ґрунтовим масивом, що має форму паралелепіпеда з розмірами 53x101,4x24,5м. В плані ґрунтовий масив має розмір сітки від 0,25 м (в межах ростверків) і до 3,0 м (на межі ґрунтового масиву). Стосовно самої будівлі то крок триангуляції для конструктиву наступний: ростверки 0,25 м; стіни підвалу 0,3 м; всі інші панелі та плити 0,4 м.

Для того спрощення представлення результатів моделювання було проведено числову наскрізну нумерацію стінових панелей підвального поверху (дивись рис.3).

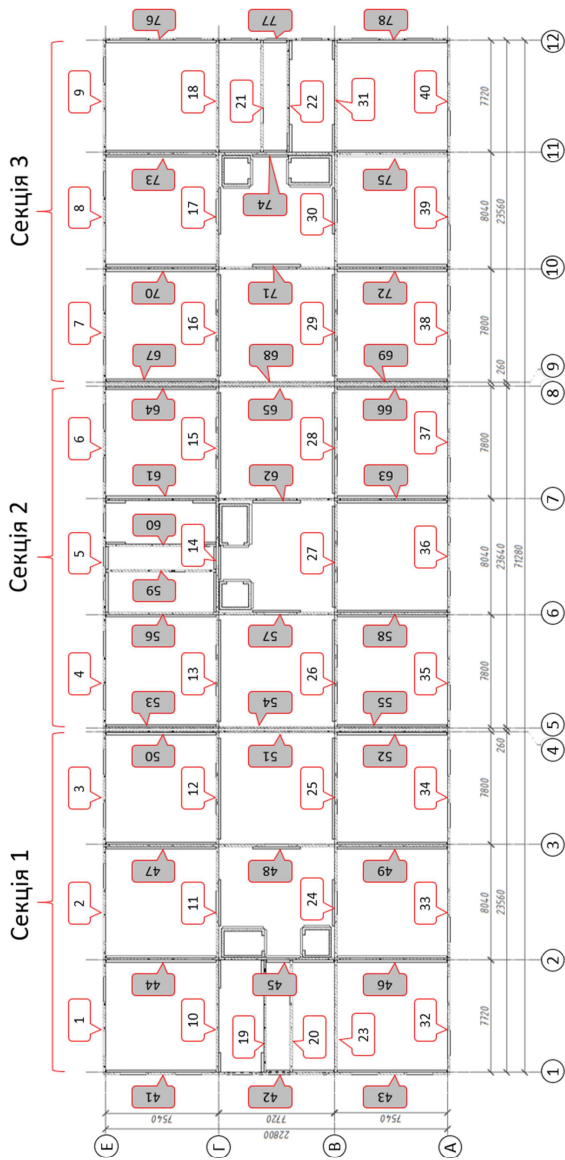


Рис.3. Нумерація стін підвалу для подальшого аналізу зусилля в оголовках паль.
Fig.3. Numbering of basement walls for further analysis of forces in pile heads.

В даній статті порівнюються зусилля в оголовках паль при двох базових постановках моделювання стикування панелей: лінійна, без використання жорсткості стиків (дивись публікацію [7]); нелінійна, з використанням жорсткості стиків (використання команди «Стик» у ПК «САПФІР-3D»).

У розрахунках великопанельних будинків бажано враховувати піддатливе з'єднання елементів (панелей) у місцях їх перетину-стиків. Розрахункова модель великопанельного будинку являє собою систему дисків-панелей, які поєднані між собою пружними зв'язками. Жорсткість зв'язків визначається на основі піддатливості відповідного типу стика.

Примітка: далі у розрахунках всі жорсткісні характеристики стиків (горизонтальні та вертикальні стики) визначені при дії короткочасних навантажень, тобто без врахування повзучості шва (ϕ_τ) та повзучості бетону плити (панелі) (ϕ_b).

РОЗРАХУНОК ЖОРСТКОСТІ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО СТИКА

Коефіцієнт піддатливості горизонтального стика при стиску λ – є базовою величиною що характеризує піддатливість з'єднання і має розмірність $\text{мм}^3/\text{Н}$. Знаючи величину λ і висоту стика h_{st} ми можемо отримати залежність між нормальними напруженнями та лінійною деформацією (графік $\epsilon = f(\sigma)$ що складається із трьох лінійних ділянок, рис.4).

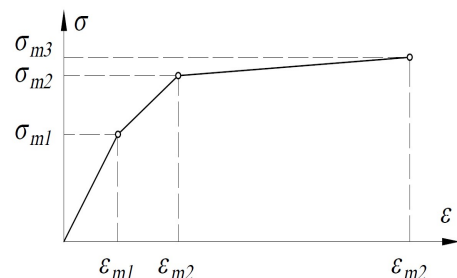


Рис.4. Графік жорсткості горизонтального стика (залежності між нормальними напруженнями та лінійною деформацією).

Fig.4. Graph of horizontal joint stiffness (relationship between normal stresses and linear deformation).

Нижче наведено формули для визначення нормальних напружень та лінійної деформації:

$$\sigma_{m1} = 1.15 \cdot R^{\frac{2}{3}}, \quad (1)$$

$$\sigma_{m2} = 2 \cdot R^{\frac{2}{3}}, \quad (2)$$

$$\sigma_{m3} = 1.01 \cdot \sigma_{m2}, \quad (3)$$

$$\varepsilon_{mi} = \varepsilon_{m(i-1)} + \frac{(\sigma_{mi} - \sigma_{m(i-1)}) \cdot \lambda_{c,i}}{h_{st}}, \quad (4)$$

де R – міцність розчину на стиск (МПа);
 $\lambda_{c,i}$ – коефіцієнт піддатливості горизонтального стику у відповідному діапазоні нормальних напружень.

При короткочасному стиску для розчину міцністю 1 МПа і більше та відповідно товщині шва 10-20мм коефіцієнт піддатливості розчину шва λ_m (мм³/Н) визначають за формулами:

- при $\sigma_m \leq 1.15 \cdot R^{\frac{2}{3}} \rightarrow \lambda_m = 1.5 \cdot 10^{-3} \cdot R^{-\frac{2}{3}} \cdot t_m$; (5)

- при $\sigma_m > 1.15 \cdot R^{\frac{2}{3}} \rightarrow \lambda_m = 5 \cdot 10^{-3} \cdot R^{-\frac{2}{3}} \cdot t_m$; (6)

де t_m – товщина бетонного шва (мм).

Базова формула для визначення піддатливості стику при стиску λ_c наступна:

$$\lambda_c = \left(\lambda'_m + \lambda''_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}} \right) \cdot \frac{B}{B_{pl}}, \quad (7)$$

де λ'_m, λ''_m - коефіцієнти піддатливості при стиску верхнього та нижнього горизонтальних швів із розчину, мм³/Н;

h_{pl} – висота опорної частини плити перекриття, мм;

E_{pl} – початковий модуль пружності бетону опорної частини плити перекриття, МПа;

B – ширина стику(товщина панелі), мм;

B_{pl} – ширина контактної ділянки(ширина розчину, не більше B), мм.

Необхідно зазначити, що в даній будівлі плити перекриття (покриття) спираються на консолі стінових панелей, а не на верхню грань панелей. Тобто стінові панелі спираються одна на одну через шов розчину висотою 20мм. Через це горизонтальні стики стінових панелей будинку є контактними.

З огляду на конструктив будинку є два типи горизонтального стику:

1) контактний стик «стінова панель-фундаментна плита (ФП)»;

2) контактний стик «стінова панель-стінова панель».

Для першого типу горизонтального стику «стінова панель-ФП» піддатливість визначається за формулою:

$$\lambda_c = \left(\lambda'_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}} \right) \cdot \frac{B}{B_{pl}} \quad (8)$$

Нижче відображена схема контактної горизонтального стику «стінова панель-ФП».

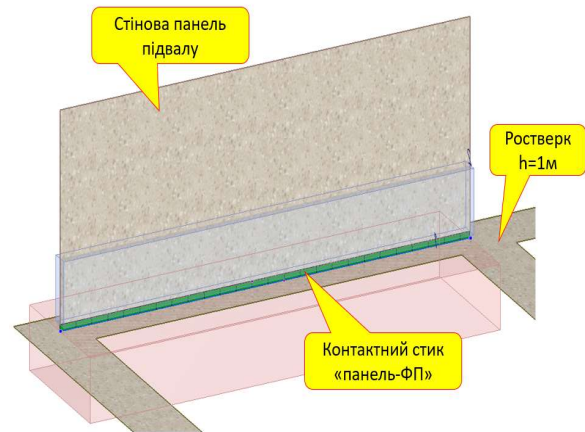


Рис.5. Схема контактної стику «стінова панель-фундаментна плита (ФП)».

Fig.5. Diagram of the contact joint «wall panel-foundation slab (FS)».

У підвальному поверсі є стінові панелі товщиною 250мм та 300мм. Але оскільки товщина стін не впливає на жорсткісні характеристики то нижче для прикладу візьмемо панель товщиною 250мм.

У табл. 2 наведено вихідні параметри для розрахунку жорсткості контактної стику «стінова панель-ФП».

Табл. 2. Параметри контактної стику

Table 2. Contact stick parameters

Товщина плити h_{pl} , мм	500
Модуль пружності плити E_b , МПа	27000
Модуль деформації плити $E_{b,t}$, МПа	7714
Міцність розчину R , МПа	19.26
Характеристика повзучості шва φ_t	1
Товщина верхнього шва, мм	20
Товщина нижнього шва, мм	0
Ширина стику B , мм	250

Табл. 2. (продовження) Параметри контактної стики

Table 2. (continuation) Contact stick parameters

Сумарний зазор у стики Δ, мм	0
Ширина контактних ділянок B _{pl} , мм	250
Співвідношення B/B _{pl}	1
Висота СЕ стики h _{st} , мм	100
Коефіцієнт повзучості бетону плити φ _b ,	2.5

У табл.3 наведено піддатливість розчину плити та результуючу піддатливість горизонтального стика. Оскільки в даному стики шов розчину один то піддатливість нижньої розчинної постелі рівна нулю.

Табл. 3. Піддатливість розчину плити та результуюча піддатливість горизонтального стика

Table 3. Slab mortar compliance and resulting horizontal joint compliance

Податливість розчину постелі			
σ < 1.15Rm ^{2/3}		σ > 1.15Rm ^{2/3}	
Верхня розчина постель			
λ'm, мм ³ /Н	0.00418	λ'm, мм ³ /Н	0.01392
Нижня розчина постель			
λ'm, мм ³ /Н	0.00000	λ'm, мм ³ /Н	0.00000
Податливість плити			
λpl, мм ³ /Н	0.01852	λpl, мм ³ /Н	0.01852
Піддатливість стика			
λc,pl, мм ³ /Н	0.02269	λc,pl, мм ³ /Н	0.03244

Розрахована жорсткість контактної стики «стінова панель - фундаментна плита (ФП)» представлена на рис.6. Модуль здвигу в даному випадку пораховано за співвідношенням G = 0,4*(σm1/εm1). Ця жорсткість назначаються на скінченні елементи №259 (ПК «Ліра-САПР»).

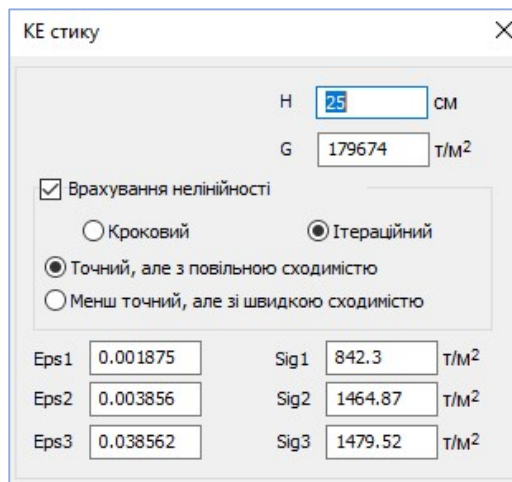


Рис.6. Жорсткість стики у ПК «Ліра-САПР».

Fig.6. Joint stiffness in the PC «Lira-SAPR».

Для другого типу горизонтального стика «стінова панель-стінова панель» піддатливість визначається за формулою:

$$\lambda_c = (\lambda'_m) \cdot \frac{B}{B_{pl}} \quad (9)$$

Нижче на рис. 7 відображена схема контактної горизонтального стики «стінова панель-ФП».

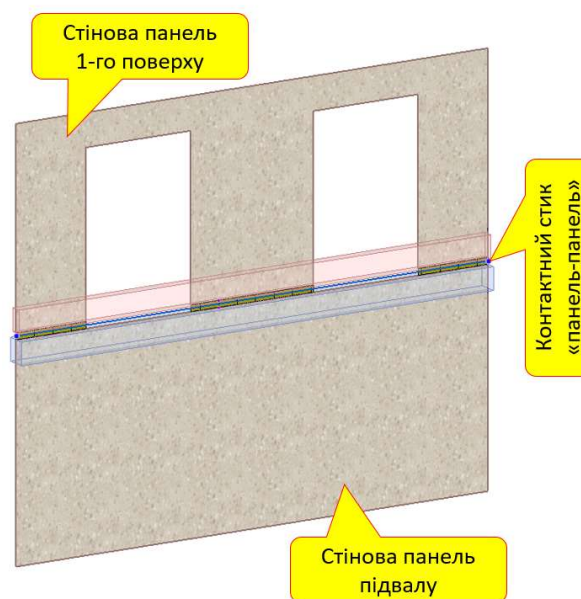


Рис.7. Схема контактної стики «стінова панель-стінова панель».

Fig.7. Diagram of the contact joint «wall panel-wall panel».

У табл. 4 наведено вихідні параметри для розрахунку жорсткості контактної стики «стінова панель - стінова панель». Вся відмінність з попереднім варіантом – це

відсутність у розрахунку плити.

Табл. 4. Вихідні параметри для розрахунку жорсткості контактної стика «стінова панель - стінова панель»

Table 4. Initial parameters for calculating the stiffness of the «wall panel - wall panel» contact joint

Товщина плити h_{pl} , мм	0
Модуль пружності плити E_b , МПа	27000
Модуль деформації плити $E_{b,t}$, МПа	7714
Міцність розчину R , МПа	19.26
Характеристика повзучості шва φ_t	1
Товщина верхнього шва, мм	20
Товщина нижнього шва, мм	0
Ширина стика B , мм	160
Сумарний зазор у стикі Δ , мм	0
Ширина контактних ділянок B_{pl} , мм	160
Співвідношення B/B_{pl}	1
Висота СЕ стика h_{st} , мм	100
Коефіцієнт повзучості бетону плити φ_b	2.5

Табл. 5. Піддатливість горизонтального стика
Table 5. Horizontal joint compliance

Податливість розчину постелі			
$\sigma < 1.15Rm^{2/3}$		$\sigma > 1.15Rm^{2/3}$	
Верхня розчина постель			
λ^m , мм ³ /Н	0.00418	λ^m , мм ³ /Н	0.01392
Нижня розчина постель			
λ^m , мм ³ /Н	0.00000	λ^m , мм ³ /Н	0.00000
Податливість плити			
λ_{pl} , мм ³ /Н	0.00000	λ_{pl} , мм ³ /Н	0.00000
Піддатливість стика			
$\lambda_{c,pl}$, мм ³ /Н	0.00418	$\lambda_{c,pl}$, мм ³ /Н	0.01392

Розрахована жорсткість контактної

стика «стінова панель - стінова панель» представлена на рис.8.

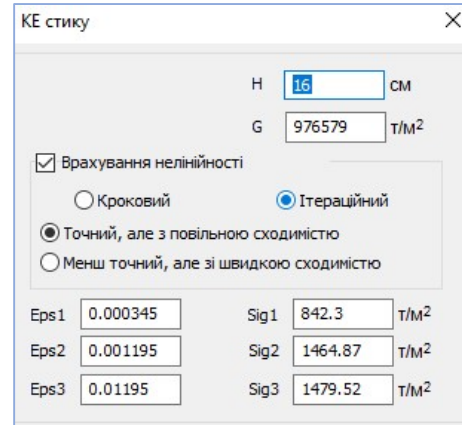


Рис.8. Жорсткість стика у ПК «Ліра-САПР».
Fig.8. Joint stiffness in the PC "Lira-SAPR".

Треба зауважити, що при задані всіх горизонтальних стиків з нелінійним жорсткостями час розрахунку становить близько 2,5 доби, що є доволі довго. Тому була порохвана задача у котрій нелінійний стик лише у рівні фундаментної плити та у рівні підлоги першого поверху, а всі інші стики лінійні. При цьому помічено добру збіжність у результатах розрахунку (зусилля в оголовках паль). Через вище вказане було прийнято рішення, що у підвалі і на першому поверсі стики між стіновими панелями нелінійні, а всі вище стики прийняти лінійними.

Вікно лінійної жорсткості стика показано на рис.9, де модуль пружності знайдено із співвідношення $E = \sigma m / \epsilon m$. Ця жорсткість назначається на скінченні елементи 59 (ПК «Ліра-САПР»).

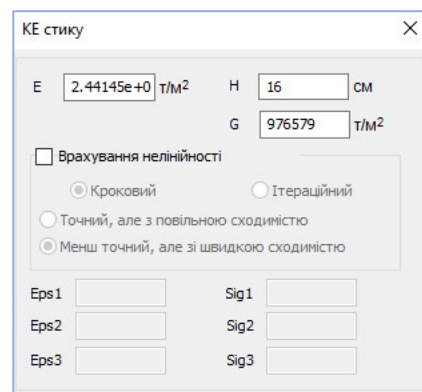


Рис.9. Жорсткість стика (лінійна) у ПК «Ліра-САПР».

Fig.9. Linear joint stiffness in the PC "Lira-SAPR".

РОЗРАХУНОК ЖОРСТКОСТІ ВЕРТИКАЛЬНОГО СТИКА

З'єднання панелей у вертикальному стикі між собою виконано у двох місцях через закладні деталі та кутик.

Для того щоб знайти жорсткість вертикального стика (рис.10.) необхідно визначити піддатливість закладної деталі та з'єднувального елемента (кутика).

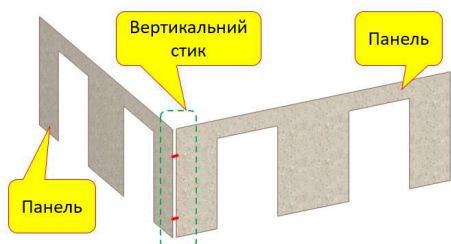


Рис.10. Схема вертикального стика.
Fig.10. Diagram of the vertical joint.

Піддатливість закладної деталі. Типовий вигляд закладної деталі представлено на рис.11.

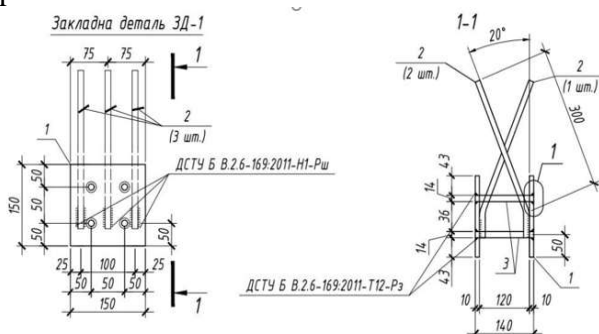


Рис.11. Типова закладна деталь стінових панелей.
Fig.11. Typical embedded detail of wall panels.

Табл. 6. Вихідні дані для розрахунку
Table 6. Initial data for calculation

Діаметр стержнів перпендикулярних зсуву d, мм	14
Кількість стержнів перпендикулярних зсуву n, шт.	4
Діаметр стержнів паралельних зсуву d, мм	14
Кількість стержнів паралельних зсуву n, шт.	3
Модуль пружності панелі E _b , МПа	30000
Модуль зсуву панелі G, МПа	12000
Коефіцієнт повзучості ф _в , сr	2.5

Напрямок розташування стержнів для анкерування закладної деталі впливає на піддатливість:

1) Піддатливість стержня перпендикулярному зсуву:

$$\lambda_c = \frac{6}{d \cdot E_b} = 1.42857E - 05 \text{ (мм/Н);}$$

2) Піддатливість стержня паралельного зсуву:

$$\lambda_c = \frac{1,5}{d \cdot E_b} = 3.57143E - 06 \text{ (мм/Н).}$$

Звідси сумарна піддатливість закладної деталі визначається за формулою:

$$\lambda_{зд} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (\frac{1}{\lambda_{c,i}})} = 0.0000009 \text{ (мм/Н),}$$

де n – загальна кількість стержнів закладної деталі.

Піддатливість з'єднувального елемента. З'єднувальним елементом виступає один кутик 100x100x10 (L=130мм). Для подальших розрахунків кутик прирівнюється до пластини (рис.12).

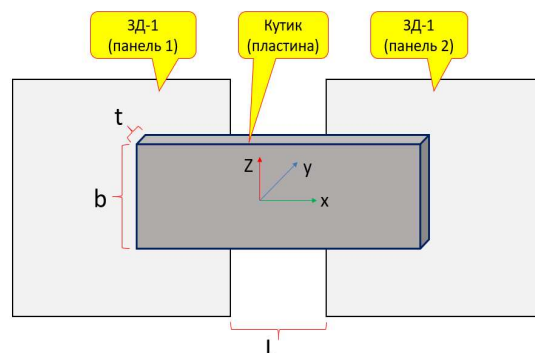


Рис.12. Схема з'єднання закладних деталей вертикального стика.

Fig.12. Diagram of the connection of embedded parts in the vertical joint.

Табл. 7. Вихідні дані для розрахунку з'єднувального елемента
Table 7. Input data for calculating the connecting element

Ширина b, мм	130
Довжина у світлі L, мм	20
Товщина t, мм	10
Модуль пружності E, МПа	206000
Модуль зсуву G, МПа	79000
Площа перерізу A, мм ²	1300
Момент інерції I _z , мм ⁴	10833.33

Піддатливість розраховується у трьох напрямках:

1) Вздовж осі «X»:

$$\lambda_{пл.X} = \frac{L}{EA} = 0.00000007 \text{ (мм/Н)};$$

2) Вздовж осі «Y»:

$$\lambda_{пл.Y} = \frac{L^3}{12EI} = 0.00000030 \text{ (мм/Н)};$$

3) Вздовж осі «Z»:

$$\lambda_{пл.Z} = \frac{b}{GA} = 0.00000127 \text{ (мм/Н)}.$$

Сумарна піддатливість закладної деталі та з'єднувального елемента. Піддатливість розраховується як для послідовно розміщених елементів вертикального стику:

$$\lambda_c = \sum_{i=1}^n \lambda_i \quad (10)$$

1) Вздовж осі «X»:

$$\lambda_X = \lambda_{зд} + \lambda_{пл.X} + \lambda_{зд} = 0.00000186 \text{ (мм/Н)};$$

2) Вздовж осі «Y»:

$$\lambda_{пл.Y} = \lambda_{зд} + \lambda_{пл.Y} + \lambda_{зд} = 0.00000208 \text{ (мм/Н)};$$

3) Вздовж осі «Z»:

$$\lambda_{пл.Z} = \lambda_{зд} + \lambda_{пл.Z} + \lambda_{зд} = 0.00000305 \text{ (мм/Н)}.$$

Відповідно жорсткість вертикального стику – це зворотня величина до його піддатливості:

$$1) R_X = 1/\lambda_X = 53752 \text{ (Т/М)}$$

$$2) R_Y = 1/\lambda_Y = 47974 \text{ (Т/М)}$$

$$3) R_Z = 1/\lambda_Z = 32770 \text{ (Т/М)}$$

Ці значення жорсткостей назначаються на СЕ №55 (рис.13).

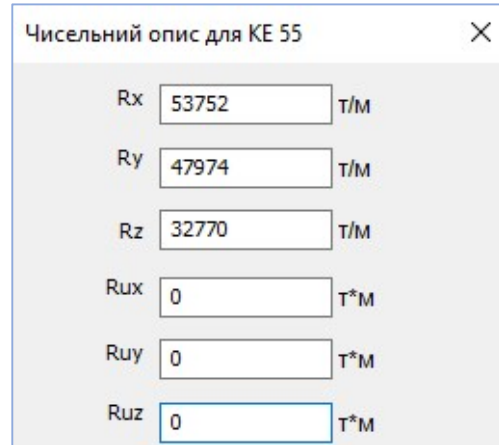


Рис.13. Жорсткість вертикального стику у ПК «Ліра-САПР».

Fig.13. Vertical joint stiffness in the PC «Lira-SAPR».

Тепер перейдемо до результатів розрахунку, які представлено у табл.8.

Табл. 8. Опис варіантів розрахунку
Table 8. Description of calculation options

Варіант №	Опис варіанта
Без врахування жорсткості стиків	
1	Навантаження від будинку у рівні рост-верка прикладено у вигляді зосереджених сил (застосовано метод розподілення навантаження по площі)
2	Стики панелей розшиті по вертикалі
3	Стики панелей шарнірно з'єднані по вертикалі (зусилля у вертикальних швах передаються тільки у горизонтальній площині)
4	Стики панелей жорстко з'єднані
З врахування жорсткості стиків	
5	Задано горизонтальний стик, а вертикальний ні (жорсткість по всім напрямкам нульова)
6	Задано горизонтальний стик, а у вертикального жорсткість по осі «Z» рівна нулю
7	Задано горизонтальний стик та вертикальний

Варіанти 1-4 детально описані у публікації [5]. Варіант 1 показано для розуміння нумерації і для подальшого аналізу не буде

відобразитись у результатах порівняння. У варіантах 5-7 показано як впливає задання жорсткості стиків (горизонтальних та вертикальних) на перерозподіл зусиль в оголовках

паль. Надалі порівнюватись між собою будуть такі пари варіантів: 2 та 5; 3 та 6; 4 та 7.

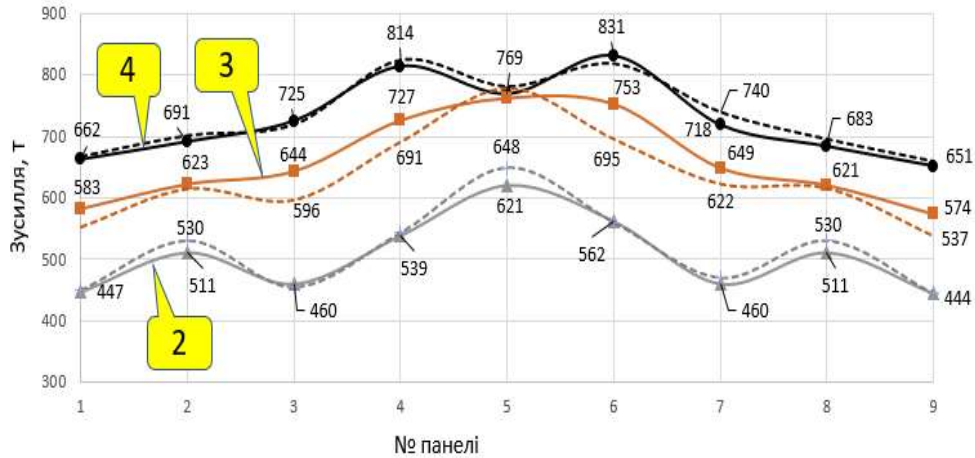


Рис.14. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж буквенних осей) по осі Е, т.
Fig.14. Total forces in the piles under the panels (along the letter axes) along axis E, t.

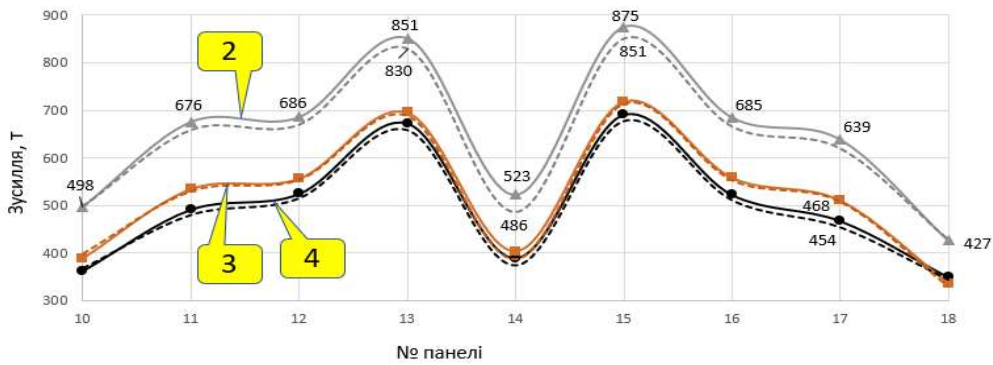


Рис.15. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж буквенних осей) по осі Г, т.
Fig.15. Total forces in the piles under the panels (along the letter axes) along axis G, t.

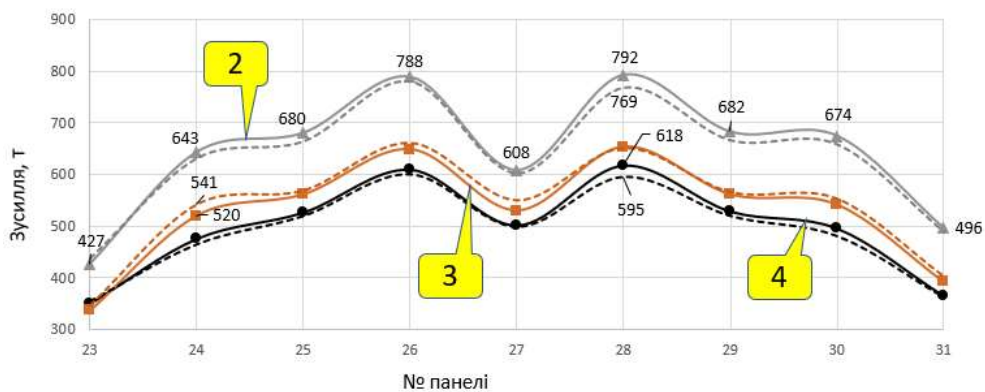


Рис.16. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж буквенних осей) по осі В, т.
Fig.16. Total forces in the piles under the panels (along the letter axes) along axis B, t.

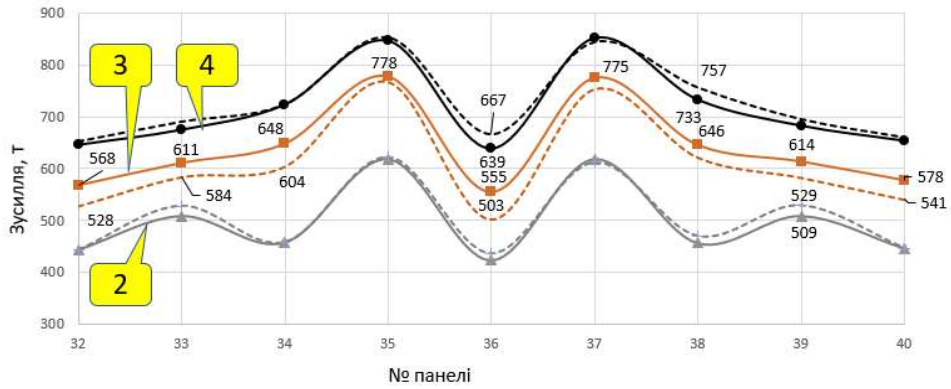


Рис.17. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж буквених осей) по осі А, т.
Fig.17. Total forces in the piles under the panels (along the letter axes) along axis A, t.

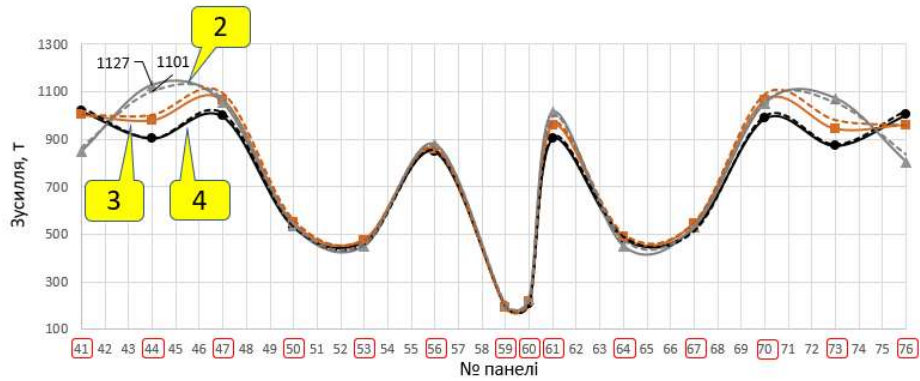


Рис.18. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж цифрових осей) між осями Г-Е, т.
Fig.18. Total forces in the piles under the panels (along the numerical axes) between axes G-E, t.

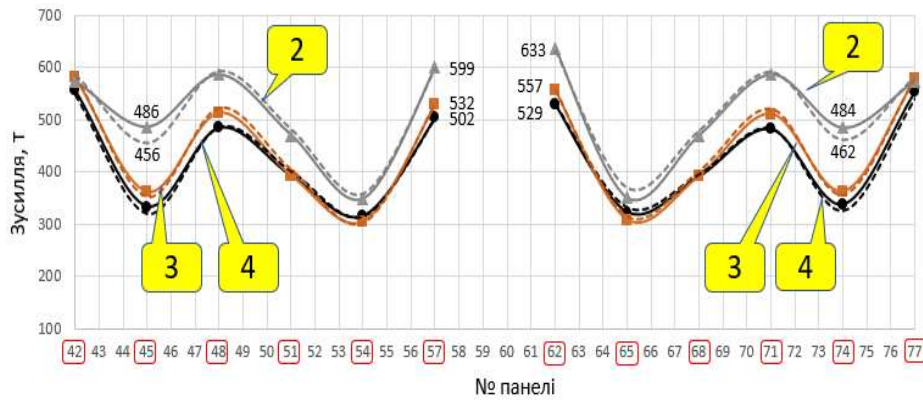


Рис.19. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж цифрових осей) між осями В-Г, т.
Fig.19. Total forces in the piles under the panels (along the numerical axes) between axes B-G, t.

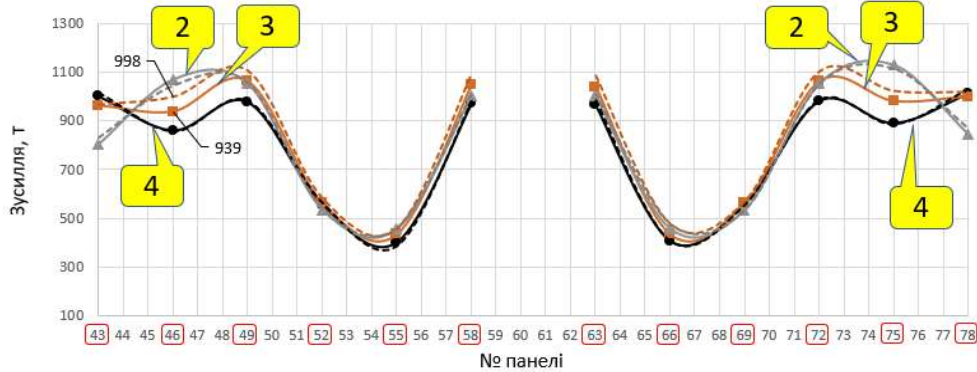


Рис.20. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж цифрових осей) між осями А-В, т.
Fig.20. Total forces in the piles under the panels (along the numerical axes) between axes A-B, t.

За кожним із варіантів було проаналізовано навантаження котре приходиться на оголовки паль. Після чого під кожною панеллю підвалу було зібрано та підсумовано навантаження у оголовках відповідних паль. Отримані результати вище представленні у вигляді графіків, де по осі абсцис відкладено номер панелі (див. рис.3), а по осі ординат сумарне навантаження у оголовках паль під відповідною панеллю. На рис. 14-20 підписані варіанти 2-4 із публікації [5] і вони зображені суцільною лінією, а навколо них розміщені пунктирними лініями відповідні варіанти із моделюванням стику 5-7.

Примітка: на рис.18-20 шкала абсцис є наскрізною і тому на ній червоною рамкою відображені відповідні номери панелей що підлягають аналізу за відповідним варіантом розрахунку.

Результати порівняння сумарних зусиль в оголовках паль під відповідними панелями відображено у табличній формі (табл.9).

Табл. 9. Результати порівняння сумарних зусиль в оголовках паль
Table 9. Results of comparison of total forces in pile heads

Варіанти, що порівнюються	Сумарні зусилля в оголовках паль під панелями	
	Вздовж буквених осей	Вздовж цифрових осей
	Розбіжність результатів вказана у %	
2 та 5 (сірі лінії графіків)	7,6	6,6
3 та 6 (коричневі лінії графіків)	10,3	4,1
4 та 7 (чорні лінії графіків)	4,4	10,3

ОСНОВНІ ВИСНОВКИ

Виконано порівняння результатів числового моделювання напружено-деформованого стану пальового фундаменту панельного будинку за двома принциповими

схемами: А) без врахування жорсткості (піддатливості) стиків панелей; Б) з врахуванням жорсткості стиків панелей, окрім того ж кожна із цих схем включала три варіанти інтерпретації роботи стиків панелей (підсхеми): 1) вар.1 - без врахування роботи вертикальних швів панелей (панелі розшиті між собою); 2) вар.2 - панелі з'єднані шарнірно, тобто вертикальні шви сприймають тільки горизонтальні зусилля; 3) вар.3 - панелі з'єднані жорстко.

Досліджено вплив врахування жорсткості горизонтальних та вертикальних стиків на перерозподіл зусиль у палях при моделюванні великопанельного будинку.

Виявлено, що при відсутності вертикального з'єднання панелей (порівняння схем А та Б за вар.1) вплив задання жорсткості горизонтального стику дає розбіжність у результатах зусиль у фундаментах до 8%.

Показано, що при врахуванні шарнірного з'єднання панелей по вертикалі (порівняння схем А та Б за вар.2) врахування відповідної жорсткості горизонтального та вертикального стиків дає розбіжність у значеннях зусиль в палях в межах 10%.

Встановлено, що при жорсткому з'єднанні панелей між собою (порівняння схем А та Б за вар.3) врахування жорсткості горизонтального та вертикального стиків дає розбіжність у зусиллях паль в межах 10%.

ЛІТЕРАТУРА

1. Будівельні конструкції: методичні вказівки до виконання курсового проекту по збірному залізобетону / Доброхлоп М.І., Хохлін Д.О., - К.: КНУБА, 2015. – 60 с.
2. Бойко І.П., Кривенко О.А. Технологічні особливості влаштування буріон'єкційних паль в глинистих ґрунтах. / І.П.Бойко, О.А.Кривенко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Вип. 39 – К.: КНУБА, 2019. – с. 27-32.
3. Носенко В.С., Кашоїда О.О. Вплив жорсткості стиків панельного будинку на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій. / В.С.Носенко, О.О.Кашоїда // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-*

технічний збірник. – Вип. 44 – К.: КНУБА, 2022. – с. 9-18.

4. Носенко В.С., Кривенко О.А. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із бурроін'єкційних паль. / В.С.Носенко, О.А.Кривенко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Вип. 40 – К.: КНУБА, 2020. – с. 48-57.
5. Кривенко О.А. Перерозподіл зусиль у фундаментних конструкціях будинку із збірного залізобетону в залежності від типу з'єднання панелей. / Кривенко О.А. // *Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник* – К.: КНУБА, 2024. – Вип. 113. – С. 360-369.
6. Носенко В.С., П'ятков О.В., Кашоїда О.О. Дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій панельного будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту. / В.С.Носенко, О.В. П'ятков, О.О.Кашоїда // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Вип. 46 – К.: КНУБА, 2023. – с. 98-112.
- paliy. [Influence of house bearing construction rigidity of precast reinforced concrete on stress-strain state Continuous Flight Auger (CFA) piles foundations]. *Osnovi i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tehnichnij zbirnik*. Kyiv: KNUBA, 40, 48-57 (in Ukrainian).
5. Kryvenko O.A. (2024) Pererozpodil zusyly u fundamentnykh konstruktivnykh budynku iz zbirnoho zalyzobetonu v zalezhnosti vid typu z'yednannya paneley. [Redistribution of forces in foundation structures of a building made of precast reinforced concrete depending on the type of panel connection]. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*- K.: KNUBA, 2024. – Issue 113. – P. 360-369.
6. Nosenko V.S., Pyatkov O.V., Kashoida O.O. (2023) Doslidzhennya vplyvu zhorstkosti nadzemnykh konstruktivnykh panel'noho budynku na napruzhenodeformovanyy stan pal'ovoho fundamentu. [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]. *Osnovi i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tehnichnij zbirnik*. Kyiv: KNUBA, 46, 98-112 (in Ukrainian).

REFERENCES

1. Dobrohlop M.I., Hohlin D.O (2015) Budivelni konstrukciyi: metodichni vkazivki do vikonannya kursovogo proektu po zbirnomu zalizobetonu. [Building structures: guidelines for the implementation of the course project on precast concrete] Kyiv: KNUBA, 60 (in Ukrainian).
2. Boyko I.P., Krivenko O.A. (2019) Tehnologichni osoblivosti vlashtuvannya burroin'yekciynih pal v glinistih gruntah. [Technological features of arrangement Continuous Flight Auger piles (CFA) in clay soils]. *Osnovi i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tehnichnij zbirnik*. Kyiv: KNUBA, 39, 27-32 (in Ukrainian).
3. Nosenko V.S., Kashoida O.O. (2022) Vplyv zhorstkosti stykiv panel'noho budynku na napruzhenodeformovanyy stan fundamentnykh konstruktivnykh. [Influence of joint stiffness in panel buildings on the stress-strain state of foundation structures.]. *Osnovi i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tehnichnij zbirnik*. Kyiv: KNUBA, 44, 9-18 (in Ukrainian).
4. Nosenko V.S., Kryvenko O.A. (2020) Vplyv zhorstkosti nesuchykh konstruktivnykh budynku iz zbirnoho zalyzobetonu na napruzhenodeformovanyy stan fundamentiv iz buroinyektsiynnykh

Consideration of the pliability of joints panels of a precast concrete building in the analysis of forces in foundation structures

Igor BOYKO,
Viktor NOSENKO,
Oleg KRIVENKO

Summary. As cities develop, there is a rising trend towards the construction of multi-storey buildings. The main reason is dense urban development and rising land prices. One of the most common materials for the construction of multi-storey buildings is monolithic reinforced concrete. Monolithic structures allow architects to freely design the interior space, as well as more evenly distribute the forces in the frame elements, and the building works as one rigid structure. At the same time, the construction of monolithic structures requires significant time for construction and highly qualified control over the quality of monolithic work. Therefore, to accelerate the pace of construction, precast concrete structures are used.

This paper presents the results of numerical modeling of the interaction of the elements of the

“soil-foundation-aboveground structure” system, taking into account the stiffness of the joints between wall panels.

A comparison of numerical modeling of a panel building was conducted using two principal schemes:

A) Without considering the stiffness (pliability) of panel joints.

B) Considering the stiffness of panel joints.

Each of these schemes included three variants of panel joint interpretation (sub-schemes):

Variant 1 - without considering the operation of vertical panel seams (panels are disconnected from each other).

Variant 2 - panels are connected with hinges, meaning vertical seams only transmit horizontal forces.

Variant 3 - panels are rigidly connected.

The influence of considering the stiffness of horizontal and vertical joints on the redistribution of forces in piles during the modeling of a large-panel building was studied.

It was found that in the absence of vertical panel connections (comparison of schemes A and B under Variant 1), considering the stiffness of the horizontal joint results in up to 8% discrepancies in the outcomes.

It was demonstrated that when hinged panel connections are considered vertically (comparison of schemes A and B under Variant 2), the inclusion of appropriate stiffness in horizontal and vertical joints results in discrepancies within 10%.

It was established that for rigid panel connections (comparison of schemes A and B under Variant 3), accounting for the stiffness of horizontal and vertical joints results in discrepancies of up to 10%.

Key words. numerical simulation, pile foundation, contact joint, stiffness, pliability.