

Вплив жорсткості стиків панельного будинку на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій

Віктор Носенко¹, Остап Кашоїда²

Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

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

²o.o.kashoida@gmail.com, orcid.org/0000-0002-9234-4489

DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022.9-18

Анотація. В роботі виконано порівняння напружено-деформованого стану пальових фундаментів будинку із збірних залізобетонних панелей в залежності від методу моделювання стиків стінових панелей між собою.

Застосування стінових панелей обумовлено тим, що їх монтаж є швидким технологічним процесом, але недоліком таких будинків є серед іншого відсутність вільного просторового планування [1]. Під час створення числової моделі виникають питання: яким методом (типом з'єднання елементів панелей між собою) моделювати стики збірних залізобетонних конструкцій і як це впливає на напружено-деформований стан у надземних конструкціях та фундаментах?

У даній роботі представлено вплив прийнятого рішення (обраного методу моделювання стиків) на напружено-деформований стан пальових фундаментів.

Виконано порівняння напружено-деформованого стану пальового фундаменту (паль та ростверку), що були отримані при використанні наступних варіантів моделювання стиків:

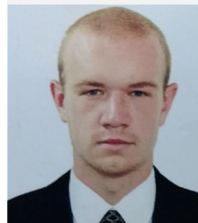
1) залізобетонні елементи: монолітне перекриття, монолітна сходово-ліфтова шахта та збірні стінові панелі між собою з'єднані жорстко;

2) стики між залізобетонними елементами виконані за допомогою принципу «об'єднання переміщень», тобто вузли скінченних елементів конструкцій є розшитими і взаємодіють між собою на основі певних параметрів: горизонтальні стики – враховують лише вертикальні переміщення (об'єднання переміщень в ГСК по осі Z); вертикальні – враховують переміщення тільки в горизонтальній площині (по осям X та Y, в ГСК);

3) стики між залізобетонними елементами



Віктор Носенко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Кашоїда Остап
аспірант кафедри
геотехніки

виконані за допомогою функціоналу ПК «Сапфір». Горизонтальні стики враховують заповнення розчином (так званий платформний стик), поведінка якого описується пружним законом деформування. Вертикальні стики враховують закладні деталі, за допомогою яких відбувається з'єднання елементів між собою у відповідних місцях, що передбачені проектом.

Показано, що вибір варіанту моделювання стика залізобетонних конструкцій впливає на НДС не тільки фундаментних конструкцій, а й вертикальних несучих елементів будинку (стінових панелей та монолітних конструкцій сходово-ліфтової шахти). При використанні різних варіантів моделювання стиків, можна отримати кількісні відмінності у зусиллях від 2 до 20% та тип стиків практично не впливає на деформації фундаментних конструкцій.

Ключові слова. Пальовий фундамент, числове моделювання, збірні залізобетонні конструкції, стики збірних залізобетонних елементів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Програмний комплекс «Сапфір» дозволяє створити з'єднання вузлів скінченних елементів залізобетонних конструкцій декількома способами: 1) жорстке з'єднання вузлів; 2) об'єднання переміщень; 3) влаштування платформних стиків, що будуть мати наближені до реальних геометричні і фізичні характеристики (розчину в горизонтальному шві, або закладних деталей у вертикальних стиках). Перед інженерами постає проблема: який варіант моделювання стиків прийняти для залізобетонних елементів, адже важливу роль у коректності отриманих результатів відіграє обраний варіант стиків.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботі Носенка В.С. та Кривенка О.А. [1] висвітлюється питання моделювання збірних залізобетонних конструкцій, Бойко І.П. [3] розглядає питання моделювання взаємодії ґрунтового середовища, Городецький А.С. [4] розглядає методи моделювання збірних залізобетонних конструкцій.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив обраного типу примикання вузлів скінченних елементів залізобетонних конструкцій на напружено-деформований стан (далі НДС) пальового фундаменту та вертикальних елементів каркасу будинку.

ЗАДАЧІ

Виконати моделювання НДС елементів системи «основа – фундаменти – надземні конструкції» з використанням таких варіантів моделювання стиків залізобетонних елементів каркасу:

1) стики між залізобетонними елементами (монолітне перекриття, монолітна сходово-ліфтова шахта та збірні стінові панелі) моделюються між собою жорстким з'єднанням;

2) стики між залізобетонними елемента-

ми виконані за допомогою «об'єднання переміщень». Тобто вузли скінченних елементів конструкцій є розшитими і взаємодіють між собою на основі певних параметрів: горизонтальні стики – враховують лише вертикальні переміщення (об'єднання переміщень в ГСК по осі Z); вертикальні – враховують переміщення тільки в горизонтальній площині (по осям X та Y, в ГСК);

3) стики між залізобетонними елементами виконані за допомогою функціоналу ПК «Сапфір». Горизонтальні стики враховують заповнення розчином, що володіє пружним законом деформування. Вертикальні стики враховують закладні деталі, за допомогою яких відбувається з'єднання елементів між собою у відповідних місцях, що передбачені проектом.

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

У роботі застосовано числове моделювання НДС елементів системи «основи – фундаменти – надземні конструкції» з використанням ПК «Сапфір» та ПК «Ліра – САПР 2019».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для дослідження було обрано 9-ти поверховий житловий будинок стінової конструктивної схеми. Висота житлових поверхів становить 3000 мм, підвалу – 2500 мм, товщина монолітних залізобетонних плит перекриття (покриття) становить 200 мм, стінові панелі товщиною 160 мм, монолітні стіни сходово-ліфтового вузла товщиною 150 мм, фундаментом є бурін'єкційні палі діаметром 420 мм і довжиною 9 м, що об'єднані між собою монолітним залізобетонним ростверком висотою 500 мм (Рис. 1).

Для даного дослідження була прийнята однорідна основа, що складається із піску дрібного, середньої щільності, що має наступні фізико-механічні характеристики: щільність – 1,75 г/см³; щільність частинок ґрунту – 2,66 г/см³; коефіцієнт пористості – 0.6; вологість – 0.05; модуль загальних деформацій – 35 МПа; питоме зчеплення – 2 кПа; кут внутрішнього тертя – 32°; коефіцієнт Пуассона – 0.3.

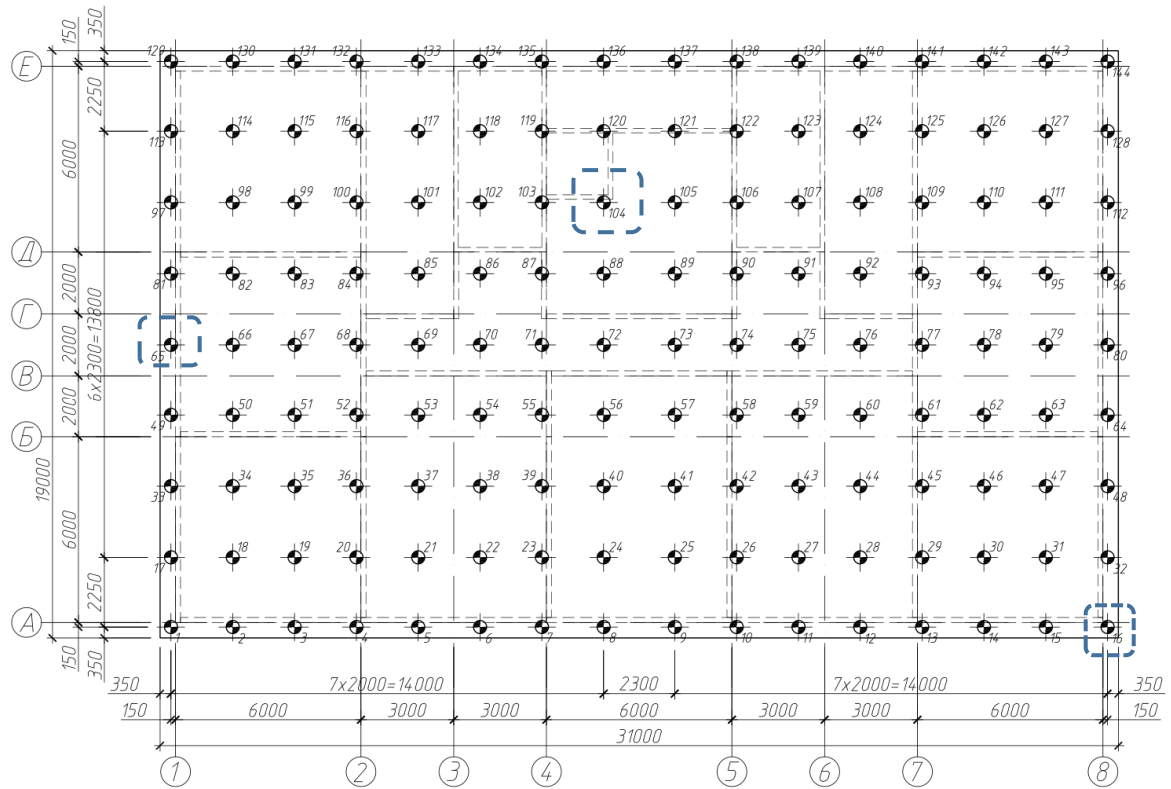


Рис.1. Схема пального фундаменту.
Fig.1. Scheme of the pile foundation.

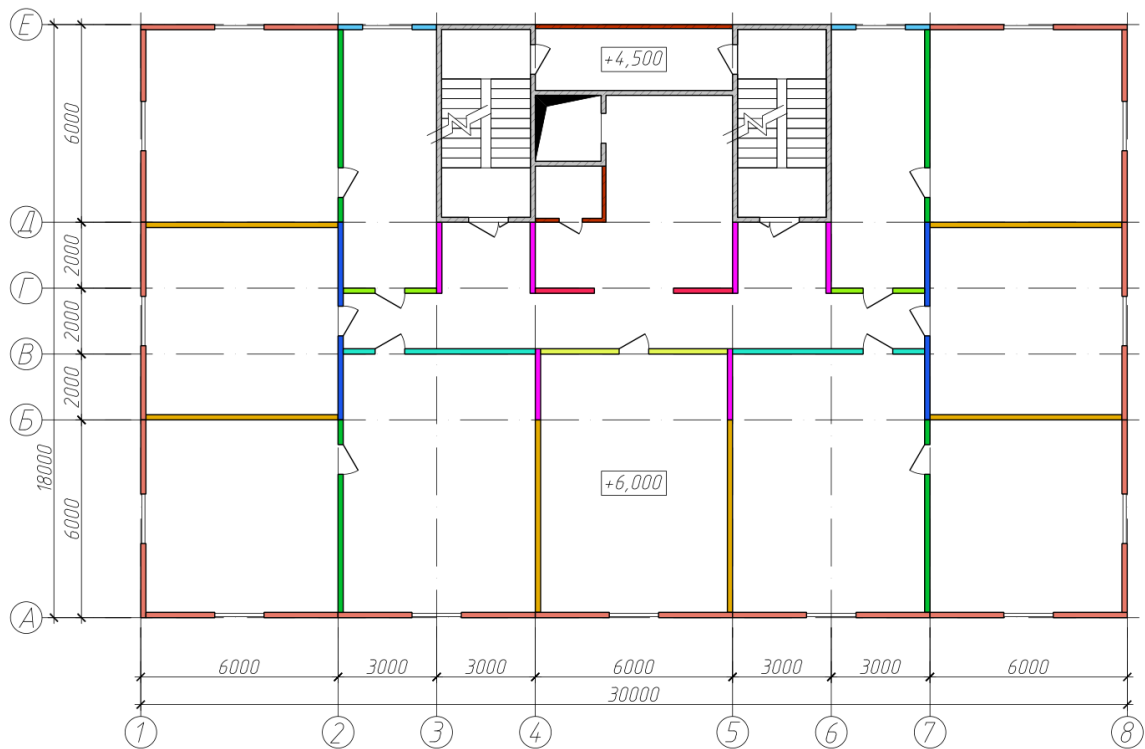


Рис.2. Схема типового (третьего) поверху.
Fig.2. Scheme of a typical (third) floor.

ВАРІАНТ №1. СТИКИ МІЖ ЗАЛІЗОБЕ- ТОННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ВІДСУТНІ

Даний варіант моделювання полягає в тому, що стики між залізобетонними елементами (монолітне перекриття, монолітна сходово-ліфтова шахта та збірні стінові панелі) відсутні. Тобто з'єднання вузлів скінченних елементів даних конструкцій, між собою, є жорстким. Фрагмент розрахункової моделі за таким варіантом моделювання стиків наведено на рис. 3.

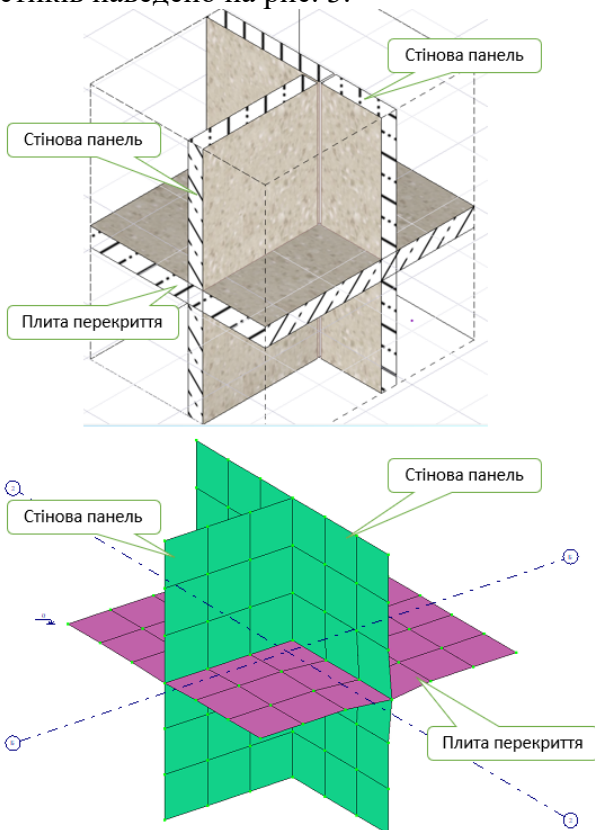


Рис.3. Варіант №1. Жорстке з'єднання.
Fig.3. Option №1. Hard connection.

Моделювання пального фундаменту виконано за допомогою SE-57, що дає можливість отримати коректні значення НДС пального фундаменту та не затрачати значну кількість часу на розрахунок моделі із об'ємним ґрунтовим масивом.

Поздовжні зусилля в палях змінювались в діапазоні від 49 т до 173 т. Характерні палі мали наступні поздовжні зусилля: кутова – 172,4 т; периферійна – 117,7 т; центральна (під ядром жорсткості) – 60,5 т. Порівняння

поздовжніх зусиль в характерних (дослідних) палях в залежності від методу моделювання стика наведено на Рис. 10.

Згинальні моменти в плиті ростверку, для такого варіанту моделювання примикання залізобетонних елементів між собою, становлять: у верхній зоні – 19 (т*м)/м.п.; у нижній зоні – 27 (т*м)/м.п. Максимальні значення згинальних моментів складають 30,3 (т*м)/м.п., дані місця розташовуються на кутах плити ростверку, де стикають (перетинаються) кутові стінові панелі.

Осідання плити змінюються в діапазоні від 15,87 мм до 19,09 мм. Мінімальні значення осідання знаходяться на кутах ростверку, а максимальні значення – в центральній частині ростверку, під стіновими панелями.

ВАРІАНТ №2. СТИКИ МІЖ ЗАЛІЗОБЕ- ТОННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ МОДЕЛЮ- ЮТЬСЯ ЗА ДОПОМОГОЮ ОБ'ЄДНАННЯ ПЕРЕМІЩЕНЬ

Особливістю даного варіанту моделювання стиків є те, що з'єднання вузлів скінченних елементів стінових панелей та плити перекриття з'єднуються шарнірно, тобто відсутнє жорстке з'єднання між вузлами.

У вертикальних стиках між стіновими панелями виконується шарнірне з'єднання вузлів скінченних елементів за допомогою об'єднання переміщень з розшивкою вузлів. Тобто вузли, що знаходяться в місці стику скінченних елементів стінових панелей спільно працюють лише в горизонтальній площині (лінійні переміщення по осі X та Y у ГСК), інші лінійні та кутові переміщення вузлів виконуються незалежно один від одного.

Горизонтальні стики між стіновими панелями та монолітною плитою перекриття також шарнірні, що влаштовані за допомогою об'єднання переміщень з розшивкою вузлів. Вузли стінових панелей та плити перекриття працюють сумісно лише в вертикальному напрямку (по осі Z в ГСК). Такий варіант примикання стінової панелі до плити перек-

риття дозволяє запобігти переходу згинальних моментів із плити перекриття на стінові панелі. Фрагмент розрахункової моделі за таким варіантом моделювання стиків наведено на Рис. 4.

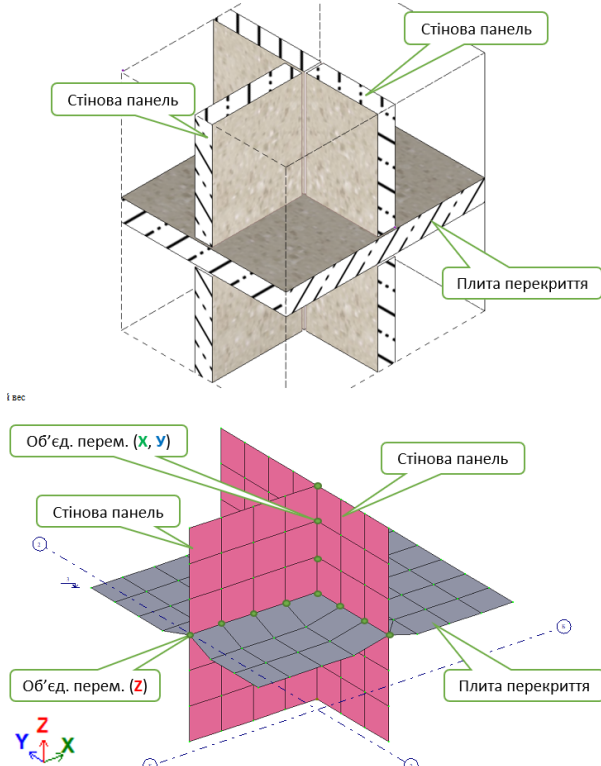


Рис.4. Варіант №2. З'єднання за допомогою об'єднання переміщень.

Fig.4. Option №2. Connection by combining displacement.

Моделювання пальового фундаменту таким же способом як у попередньому варіанті моделювання стиків.

Поздовжні зусилля в палях змінювались в діапазоні від 53 т до 160 т. Характерні палі мали наступні поздовжні зусилля: кутова – 159,8 т; периферійна – 111,3 т; центральна (під ядром жорсткості) – 63 т. Порівняння поздовжніх зусиль в характерних (досліджених) палях в залежності від методу моделювання стика наведено на Рис. 10.

Згинальні моменти в плиті ростверку, для такого варіанту моделювання примикання залізобетонних елементів між собою, становлять: у верхній зоні – 21 (т*м)/м.п.; у нижній зоні – 30(т*м)/м.п. Максимальні значення згинальних моментів складають 33,6 (т*м)/м.п., дані місця розташовуються

на кутах плити ростверку, де стикають (перетинаються) кутові стінові панелі.

Осідання плити змінюються в діапазоні від 15,2 мм до 19,75 мм. Мінімальні значення осідання знаходяться на кутах ростверку, а максимальні значення – в центральній частині ростверку, під стіновими панелями.

ВАРІАНТ №3. СТИКИ МІЖ ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ МОДЕЛЮЮТЬСЯ ЗА ДОПОМОГОЮ ПК «САПФІР»

Даний метод моделювання стиків полягає в тому, що використовується інструментарій ПК «Сапфір». Такий підхід до моделювання стиків між залізобетонними елементами має широкі налаштування і дозволяє виконувати врахування закладних деталей для примикання елементів стику між собою та розчину у швах.

Закладні деталі можливо моделювати за допомогою наступних скінчених елементів: CE-55 та CE-255 (у бібліотеці скінчених елементів ПК «Ліра – САПР»), схематичне зображення даного скінченного елемента (далі CE) зображено на Рис. 5.

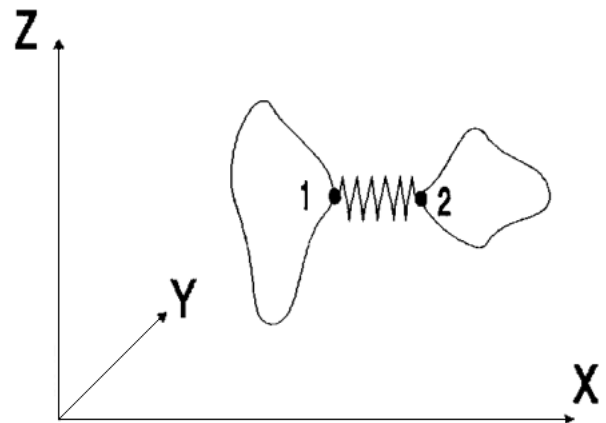


Рис.5. Схема CE-55 та CE-255.

Fig.5. Scheme of FE-55 and FE-255.

Такий тип CE призначений для моделювання та врахування піддатливості зв'язків між вузлами. Він володіє шістьма степенями свободи: 3 – лінійні та 3 – кутові; в глобальній системі координат (ГСК).

У нашому випадку даний CE моделює закладну деталь, відповідно в якому напрямку

будуть влаштовані зварні шви – у таких напрямках слід вказувати жорсткість даного СЕ. Жорсткість визначається за допомогою [2] як для зварного з'єднання.

Спочатку визначається в якій саме площині буде виконуватись розрахунок. Для цього використовують наступну формулу:

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

де: β_f та β_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 частка буде менше-рівне одиниці, то розрахунок виконують у площині наплавленого металу, якщо частка буде більше одиниці – у площині металу межі сплавлення.

Зазвичай частка виходить менше одиниці і розрахунок слід вести у площині наплавленого металу за формулою:

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

де: γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю, визначається згідно з ДБН В.1.2-14; β_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; γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Із формули (2) можна визначити несучу здатність зварного шва по одній із осей ГСК:

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

Зварні шви розташовуються зазвичай паралельно осям глобальної системи координат, відповідно можна визначити жорсткість такого шва по одній із осей ГСК за формулою:

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

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

Горизонтальні стики моделюються за допомогою СЕ-58 та СЕ-258 (у бібліотеці СЕ ПК «Ліра – САПР»), так звані скінченні елементи платформного стика, що наведені на Рис. 6.

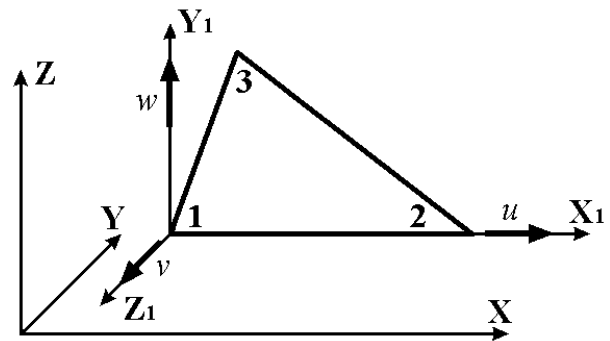


Рис.6. Схема СЕ-58 та СЕ-258.
Fig.6. Scheme of FE-58 and FE-258.

СЕ-58 та СЕ-258 моделює роботу платформного стика залізобетонних елементів (стінових панелей), що може бути як лінійним так і нелінійним. Цей СЕ має три лінійні степені свободи (див.Рис. 6).

ПК «Сапфір» на основі товщини шва та матеріалу заповнення шва (марці бетону, чи розчину) визначає автоматично жорсткість для платформного стика.

На Рис. 7 показано діалогове вікно визначення жорсткості стика з пружним (лінійним) законом деформування. На Рис. 8 показано діалогове вікно визначення жорсткості стика з нелінійним законом деформування.

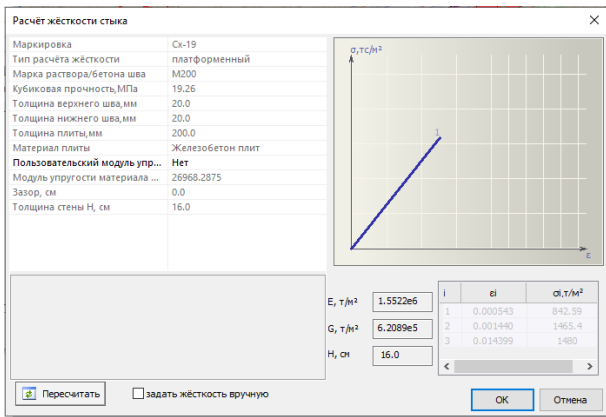


Рис.7. Пружне деформування заповнення шва.
Fig.7. Elastic deformation of seam filling.

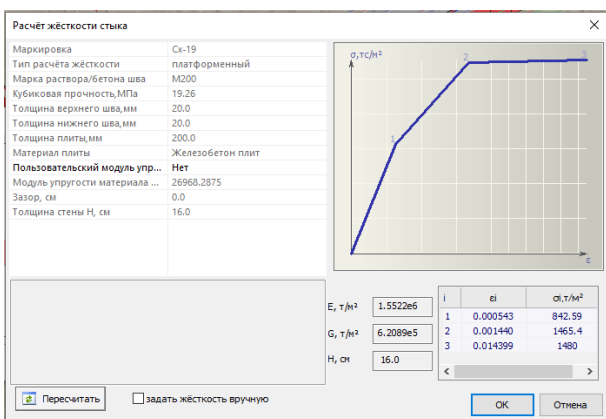


Рис.8. Нелінійне деформування заповнення шва.
Fig.8. Nonlinear deformation of seam filling.

Моделювання стиків залізобетонних елементів в ПК «Сапфір» даним методом призводить до того, що в ПК «Ліра-САПР» вузли стінових панелей по вертикалі взагалі не зв'язані між собою. Сумісна робота забезпечується закладними деталями, що моделюються за допомогою СЕ-58. Платформний стик вище аналітичної поверхні плити перекриття має товщину 20 мм (як було вказано в налаштуваннях стика у ПК «Сапфір»), а нижче аналітичної поверхні плити перекриття платформний стик має висоту 220 мм (плита перекриття – 200 мм та 20 мм – шов). Дані особливості та візуальне відображення стика зображено на Рис. 9. Може здатись, що на Рис. 9 велика відстань між стіновими панелями у вертикальному стику, але так і повинно бути, бо стик враховує не аналітичну, а фізичну поверхню стінової панелі.

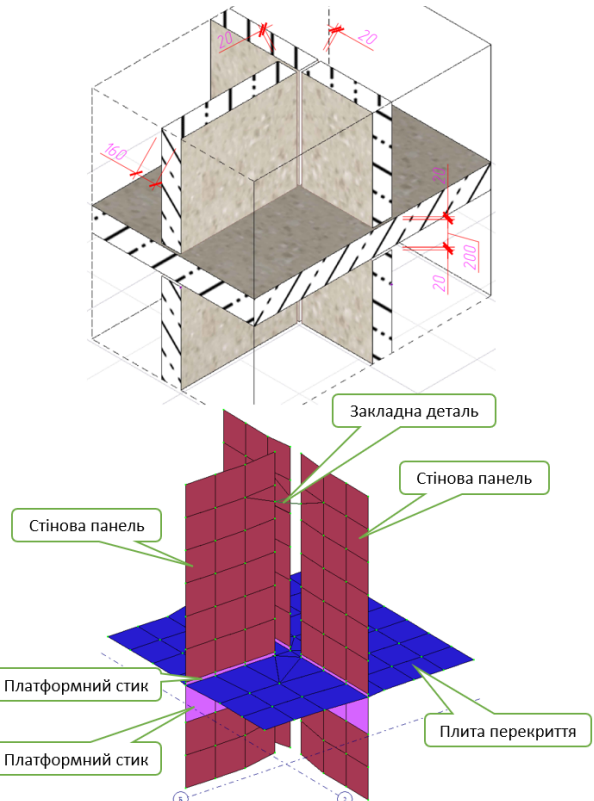


Рис.9. Варіант №3. Стики виконані у ПК «Сапфір».
Fig.9. Option №3. Connections are made in PC «Sapphire».

Поздовжні зусилля в палях змінювались в діапазоні від 50 т до 167 т. Характерні палі мали наступні поздовжні зусилля: кутова – 166,3 т; периферійна – 115,4 т; центральна (під ядром жорсткості) – 61,4 т. Порівняння поздовжніх зусиль в характерних (досліджених) палях в залежності від методу моделювання стика наведено на Рис. 10.

Згинальні моменти в плиті ростверку, для такого варіанту моделювання примикання залізобетонних елементів між собою, становлять: у верхній зоні – 18 (т*м)/м.п.; у нижній зоні – 30,2 (т*м)/м.п. Максимальні значення згинальних моментів складають 34,6 (т*м)/м.п., дані місця розташовуються на кутах плити ростверку, де стикують (перетинаються) кутові стінові панелі.

Осідання плити змінюються в діапазоні від 15,54 мм до 19,34 мм. Мінімальні значення осідання знаходяться на кутах ростверку, а максимальні значення – в центральній частині ростверку, під стіновими панелями.

ПОРІВНЯННЯ ЗУСИЛЬ У ХАРАКТЕРНИХ ПАЛЯХ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД МЕТОДУ МОДЕЛЮВАННЯ ПРИМИКАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МІЖ СОБОЮ

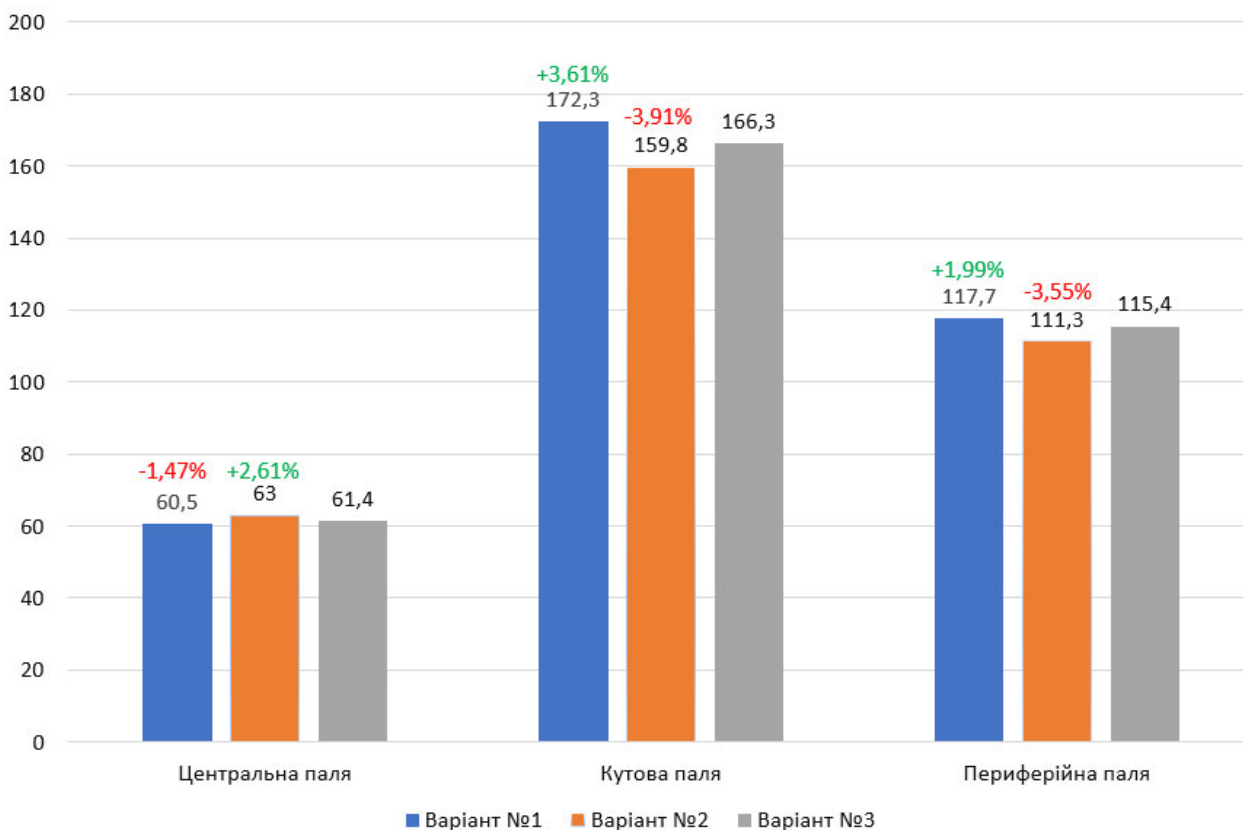


Рис.10. Порівняння зусиль у характерних палях в залежності від методу моделювання примикання залізобетонних елементів між собою.

Fig.10. Comparison of forces in characteristic piles depending on the method of modeling the connection of reinforced concrete elements to each other.

ВИСНОВКИ

Показано, що вибір типу примикання залізобетонних елементів між собою впливає на НДС фундаментних конструкцій будинку. Застосовуючи різні варіанти моделювання примикання залізобетонних елементів між собою: 1) жорстке з'єднання вузлів скінченних елементів залізобетонних конструкцій; 2) шарнірне з'єднання вузлів скінченних елементів залізобетонних конструкцій, що влаштоване за допомогою об'єднання переміщень з розшивкою вузлів; 3) з врахуванням закладних деталей у вертикальних швах та з врахуванням заповнення горизонтальних швів розчином; можна отримати кількісну відмінність у поздовжніх зусиллях палей від 1,5 до 4%.

Виявлено, що при використанні моделі із жорстким примиканням вузлів у стик, згинальні моменти, що виникають у плиті перекриття передаються на стінові панелі, що є некоректним явищем, адже в дійсності стінова панель просто ставиться на плиту перекриття.

Якщо використовувати спрощену модель із об'єднанням переміщень (із розшивкою вузлів), то можна отримати НДС у стінових панелях, що гарно кореспондується із варіантом моделювання стиків з врахуванням закладних деталей та заповнені швів.

Порівняння поздовжніх зусилля в дослідних палях показало, що варіант моделювання стику (примикання) збірних залізобетонних елементів майже не впливає на НДС пальового фундаменту.

Для того, щоб зробити остаточний висновок про вплив типу примикання елементів на НДС пальового фундаменту, слід виконати ще одне дослідження, але привести його до більш реальних умов. Зараз використовувалась монолітна залізобетонна плита перекриття, тому слід замінити її на збірні залізобетонні плити. Таке рішення призведе до утворення несучих та самонесучих стінових панелей, що призведе до іншого розподілу поздовжніх зусиль у палях.

ЛІТЕРАТУРА

1. Носенко В.С. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буріоін'єкційних паль. / В.С. Носенко, О.А. Кривенко // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С. 48-57.
2. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування / Мінрегіон України – Київ, 2014. – 206с.
3. Boyko I.P. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system / I.P. Boyko, V.S. Boyandin, A.E. Delnik, A.L. Kozak, A.S. Sakharov // *Archive of Applied Mechanics № 62*. – 1992. – p. 316-328.
4. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И. Д. Евзоров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
5. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Носенко Віктор Сергійович. – К.: КНУБА, 2012. – 175с.
6. Підлущкий В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатошаровою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлущкий Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230с.
7. Сахаров В.О. Моделирование взаимодействия пальового фундаменту с нелинейной основой в условиях прибудови: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сахаров Володимир Олександрович. – К.: КНУБА, 2005. – 215 с.
8. 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.
9. Гоцуляк Є.О. Розрахунок осадки і несучої здатності паль при їх взаємодії в плитному фундаменті. / Є.О. Гоцуляк, М.В. Корнієнко, А.М. Шельменко // *Опір матеріалів і теорія споруд*. - 2010. – No. 86 (2010). – С. 124 - 130.
10. 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).

REFERENCES

1. Nosenko V.S., Krivenko O.A. (2020). Vplyv zhorstkosti nesuchykh konstruktсий budynku zi zbirnoho zalizobetonu na napruzhenodeformovanyy stan fundamentiv iz buroin'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 fundamenti: naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 40, 48-57 (in Ukrainian).
2. DBN [state building regulations] B.2.6-198:2014. Stalevi konstruktсийi. Normy proektuvannya [Steel structures. Design standards] / Minrehion Ukrayiny – Kyiv, 2014. – 206p (in Ukrainian).
3. Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.L., Sakharov A.S. (1992). Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. *Archive of Applied Mechanics*, 62, 316-328.
4. Gorodetskiy A.S. (2007). Kompiuternye modely konstruktсийi [Computer models of structures]. Kyiv, ФАКТ, 392 (in Russian).
5. Nosenko V.S. (2012). Napruzhenodeformovanyj stan paljovo-plytnykh fundamentiv sekcijnykh vysotnykh budynkiv [Stress-strain state of plate-pile foundations of sectional high-rise buildings]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 175 (in Ukrainian).
6. Pidlutskiy V.L. (2013). Vzayemodiya fundamentnoyi plyty z palyamy riznoyi dovzhyny z gruntovoyu bagatosharovoyu osnovoyu [Interaction of a base plate with piles of different lengths with a soil multilayer basis]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 230 (in Ukrainian).
7. Sakharov V.O. (2005). Modelyuvannya vzayemodiyi paljovogo fundamentu z nelinejnoyu osnovoyu v umovakh prybudovy [Modeling of the interaction of a pile foundation

- with a nonlinear basis in the conditions of an extension]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 215 (in Ukrainian).
8. Antone F. Sayegh, Frank K. Tso. (1988). Analysis of linear structures on nonlinear pile foundations. *Computers and Structures*. 29 (4). 633-643.
 9. Gotsulyak E.O., Kornienko M.V., Shelmenko A.M. (2010). Rozrakhunok osadky i nesuchoyi zdatnosti pal' pry yikh vzayemodiyi v plytnomu fundamenti [Calculation of settlement and bearing capacity of piles with their support in a slab foundation]. *Resistance of materials and theory of structures*. No. 86 (2010). 124 - 130.
 10. 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).

The influence of the rigidity of the joints of the panel house on the stress-deformed state of the foundation structures

*Viktor Nosenko
Ostap Kashoida*

Summary. The work compares the stress-deformed states of the pile foundations of the house depending on the method of modeling the joints of the wall panels.

The use of wall panels is due to the fact that their installation is a relatively fast technological process, but the disadvantage of such buildings is, among other things, the lack of free spatial planning [1]. During the creation of a numerical model, questions arise: what method (type of connection of panel elements to each other) should be used to model the joints of prefabricated reinforced concrete structures and how does this affect the stress-strain state in above-ground structures and foundations?

This paper presents the influence of the adopted decision (chosen method of joint modeling) on the stress-strain state of pile foundations.

A comparison was made of the stress-strain state of the pile foundation (piles and grid), which were obtained using the following joint modeling options:

1) reinforced concrete elements: monolithic floor, monolithic staircase-elevator shaft and prefabricated wall panels are rigidly connected to each other.

2) the joints between reinforced concrete elements are made using the principle of "combination of movements", i.e., the nodes of the finite elements of the structures are stitched and interact with each other on the basis of certain parameters: horizontal joints - only vertical movements are taken into account (combination movements in the HSC along the Z axis); vertical – take into account movement only in the horizontal plane (along the X and Y axes, in GCS);

3) joints between reinforced concrete elements are made using the functionality of PC "Sapphire". Horizontal joints take into account filling with solution (the so-called platform joint), the behavior of which is described by the elastic law of deformation. Vertical joints take into account embedded details, with the help of which elements are connected to each other in the corresponding places foreseen by the project.

It is shown that the choice of modeling option for the joint of reinforced concrete structures affects the VAT not only of the foundation structures, but also of the vertical load-bearing elements of the building (wall panels and monolithic structures of the stair-elevator shaft). When using various joint modeling options, it is possible to obtain quantitative differences in forces from 2 to 20%, and the type of joint practically does not affect the deformation of foundation structures.

Key words. Pile foundation, numerical modeling, prefabricated reinforced concrete structures, joints of prefabricated reinforced concrete elements.