

УДК 624.1

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ МЕТОДУ МОДЕЛЮВАННЯ ОСНОВИ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТУ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛИ

О.О. Кашоїда,

д-р філософії (PhD)

В.В. Жук,

канд. техн. наук, доцент

О.В. Гаврилюк,

асистент

Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ

DOI: 10.32347/2410-2547.2025.114.217-230

Досліджено вплив методу моделювання основи плитного фундаменту у складі системи «основа-фундамент-надземні конструкції» на напружено-деформований стан будівельних конструкцій. Розглянуто два варіанти моделювання основи: 1) використання коефіцієнтів жорсткості основи; 2) застосування об'ємних скінченних елементів. Досліджувана будівля складається із двох секцій, що розташовані поруч та мають по дев'ять надземних поверхів і один підземний. Надземні поверхи виконані із збірних будівельних конструкцій, підземний поверх виконаний із монолітного залізобетону, та використовується як споруда підвійного призначення (СПП).

Ключові слова: числове моделювання, напружено-деформований стан, коефіцієнти жорсткості основи, об'ємні скінченні елементи у якості основи, плитний фундамент, згинальні моменти, напруження, переміщення.

Вступ. Дане дослідження виконано за допомогою числового моделювання взаємодії системи «основа-фундамент-надземні конструкції». Надземні конструкції являють собою конструкції, що виконані із стінових панелей, в якості перекриття використовується збірні круглопустотні плити. Модель включає в себе дві секції, що розташовуються поруч, тобто враховано взаємний вплив між собою. Підземний поверх виконано із монолітного залізобетону, що дозволяє краще розподілити напруження підземного поверху серед несучих конструкцій [1]. Фундамент виконано у вигляді суцільної монолітної залізобетонної плити товщиною (висотою) 500 мм, з деформаційним швом між секціями. Підземний поверх використовується у якості споруди подвійного призначення (СПП), тому плита перекриття над ним виконана із монолітного залізобетону товщиною 300 мм та розрахована на вплив можливої аварійної ситуації, інтенсивність такого навантаження рівна 100 кПа. В межах плями забудови виконано вісім свердловин, в результаті чого виявлено п'ять інженерно-геологічних елементів (ІГЕ: 1) насипний ґрунт; 2) суглинок тугопластичний; 3) пісок мілкий, середньої щільності, малого ступеня водонасичення; 4) суглинок м'якопластичний; 5) пісок мілкий, щільний, малого ступеня водонасичення. Посадка фундаменту на інженерно-геологічний розріз наведена на рис. 1.

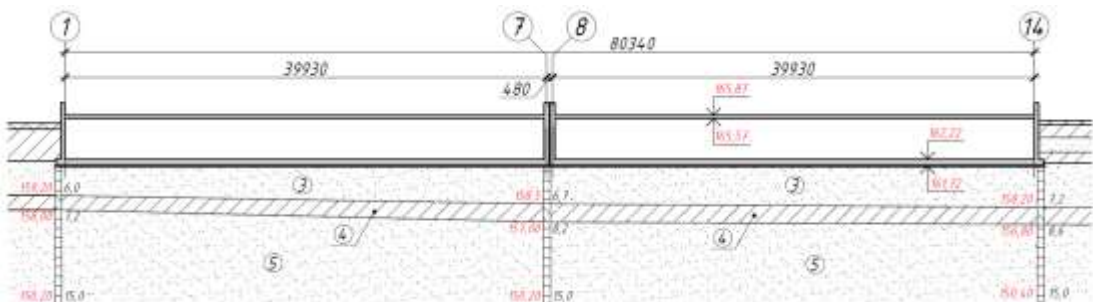


Рис. 1. Посадка фундаменту на інженерно-геологічний розріз

Основні характеристики основи наведені у табл. 1.

Таблиця 1

Основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи

№	Назва інженерно-геологічних елементів	Природна вологість W , д.од.	К-ент пористості e , д.од.	Питома вага γ^{11} , кН/м ²	Питоме зчеплення C^{11} , кН/м ²	Кут внутрішнього тертя ϕ^{11} , град	Модуль деформації E , мПа
1	Насипний ґрунт	Не нормується					
2	Суглинок тугопластичний	0,162	0,695	18,2	27	22	25
3	Пісок мілкий, сер. щільності, мал. ст. водонас.	0,070	0,596	17,6	2	34	32
4	Суглинок м'якопластичний	0,167	0,693	18,3	23	19	16
5	Пісок мілкий, щільний, мал. ст. водонас.	0,043	0,538	17,8	3	37	39

Числове моделювання даного дослідження виконано у чотирьох варіантах: 1) модель із використанням коефіцієнтів жорсткості основи; 2) модель із використанням об'ємного ґрунтового масиву, з крупною триангуляцією; 3) модель із використанням об'ємного ґрунтового масиву, із змінною триангуляцією; 4) модель із використанням об'ємного ґрунтового масиву, із змінною триангуляцією та збільшеною висотою ґрунтового масиву.

1. Модель із використанням коефіцієнтів жорсткості основи. Коефіцієнти жорсткості основи враховують два параметри жорсткості: вертикальну ($C1$) та горизонтальну ($C2$), що базуються на спрощених моделях Горбунова-Посадова [3] та Пастернака [4]. Коефіцієнти жорсткості обчислювались автоматично у програмному комплексі «Ліра-САПР» із використанням модуля «Ґрунт» на основі даних, що наведені у табл. 1. Формули для визначення вертикальної ($C1$) та горизонтальної ($C2$) жорсткості мають вигляд:

$$C1 = \frac{E_{\text{ср.}}}{H_{\text{ст.з.}}(1-2\nu_{\text{ср.}}^2)}, \quad (1)$$

$$C2 = \frac{C1 \cdot H_{\text{ст.з.}}^2 \cdot (1-2\nu_{\text{ср.}}^2)}{6(1+\nu_{\text{ср.}})}, \quad (1)$$

де $E_{\text{ср.}}$ – усереднений модуль деформації ґрунтів, що залягають під фундаментом; $H_{\text{ст.з.}}$ – величина стисливої зони; $\nu_{\text{ср.}}$ – усереднений коефіцієнт Пуассона для ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту.

Такий підхід до числового моделювання потребує декількох ітерацій розрахунку моделі, адже коефіцієнти жорсткості основи необхідно уточнювати. Ітераційний процес можна не продовжувати коли навантаження на основу та реакція ґрунту будуть однаковими, зазвичай цей процес займає 3-4 ітерації (розрахунки). В даному випадку було виконано 3 ітерації, кожна з яких зайняла 19 хв (без врахування часу на уточнення коефіцієнтів жорсткості основи).

2. Модель із використанням об'ємного ґрунтового масиву та крупною триангуляцією. Такий підхід до числового моделювання є імперичним, адже в такому варіанті враховано всі складові системи «основа-фундамент-надземні конструкції». Форма об'ємних скінченних елементів під будівлею обумовлена триангуляцією фундаментної плити, тому більшість скінченних елементів (далі СЕ) мають форму восьми-вузлового паралелепіпеда; довкола будівлі форма СЕ змінюється на шести-вузлові призми, крок триангуляції яких складає 5 м. Розрахункова модель наведена на рис. 2. Об'ємні СЕ володіють пружним критерієм міцності, які володіють

фізичними і механічними властивостями ґрунту, що наведені у табл. 1. Для розрахунку такої моделі було затрачено 306 хв.

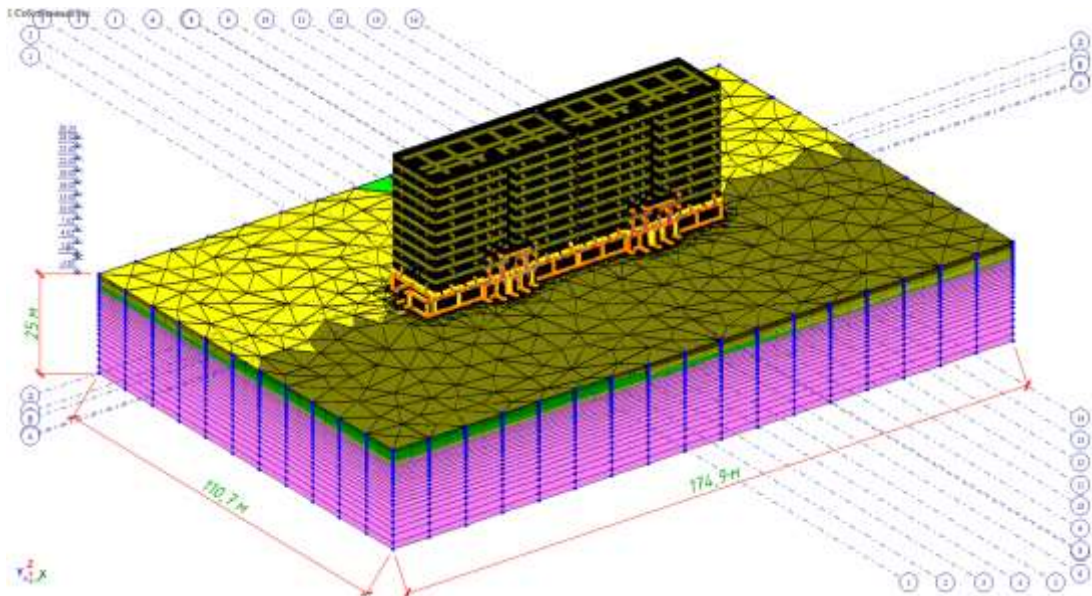


Рис. 2. Загальний вигляд та габарити моделі із використанням об'ємного ґрунтового масиву та крупною триангуляцією

3. Модель із використанням об'ємного ґрунтового масиву та змінною триангуляцією.

Такий варіант розрахунку виник на основі аналізу отриманих результатів попередньої моделі (варіант 2). Аналіз деформацій ґрунтового масиву (рис. 3) показав, що габарити масиву в плані можна зменшити, адже ізополі деформації ґрунтового масиву закінчуються не досягаючи границі масиву. На основі даних ізополів було оптимізовано габарити ґрунтового масиву (рис. 4) та виконано більш-дрібну триангуляцію, що має змінний крок (наближаючись до границь масиву крок збільшується). Розрахунок такої моделі тривав протягом 764 хв, хоча габарити ґрунтового масиву зменшились, але кількість СЕ збільшилась.

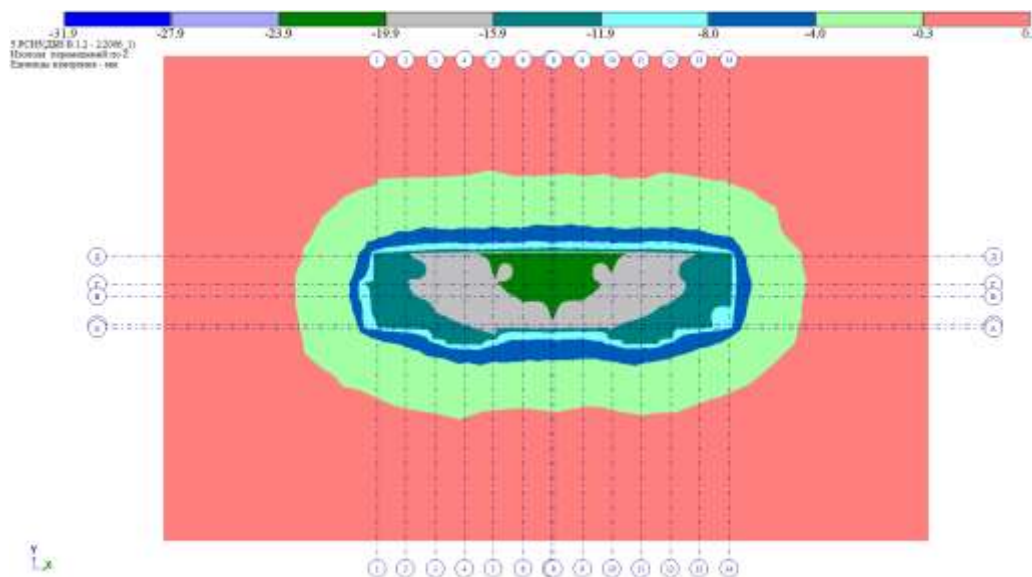


Рис. 3. Варіант 2. Ізополі деформації ґрунтового масиву із крупною триангуляцією, мм

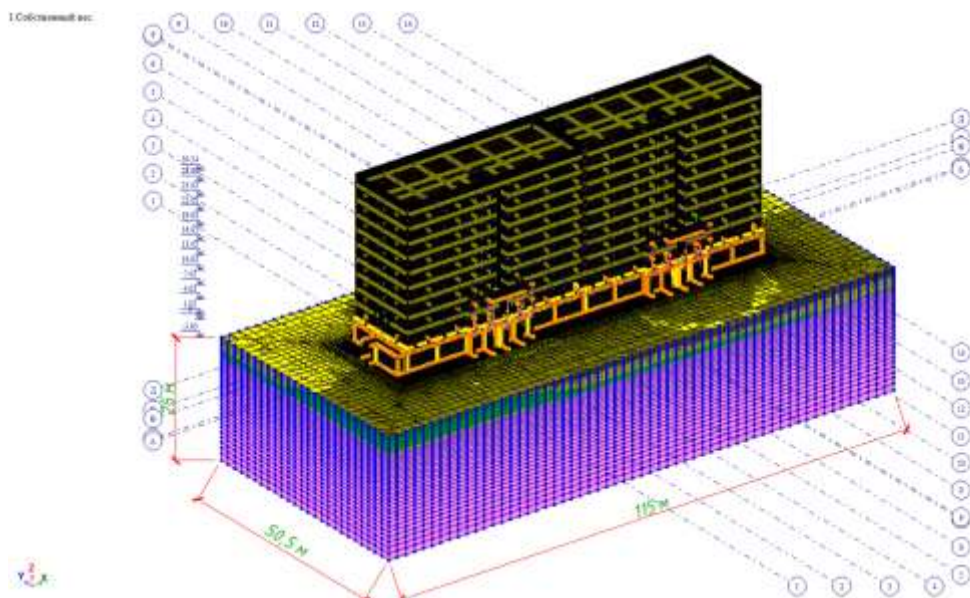


Рис. 4. Загальний вигляд та габарити моделі із використанням об'ємного ґрунтового масиву та змінною триангуляцією

4. Модель із використанням об'ємного ґрунтового масиву, із змінною триангуляцією та збільшеною висотою ґрунтового масиву. Дана модель виникла в процесі аналізу результатів розрахунку попередньої моделі (варіант 3). Виявилось, що габарити ґрунтового масиву в плані є достатніми, але напруження (в об'ємних СЕ) від зовнішніх впливів на нижній границі ґрунтового масиву не рівні нулю (рис. 5). Тому було прийнято рішення про збільшення ґрунтового масиву по висоті на 25 м, тобто сумарна висота тепер становить 50 м (рис. 6). Дана модель рахувалась 1070 хв. Також було виявлено, що кількість СЕ даної моделі зросла на 4 % (в порівнянні із варіантом 3), а час розрахунку збільшився у 1,4 рази.

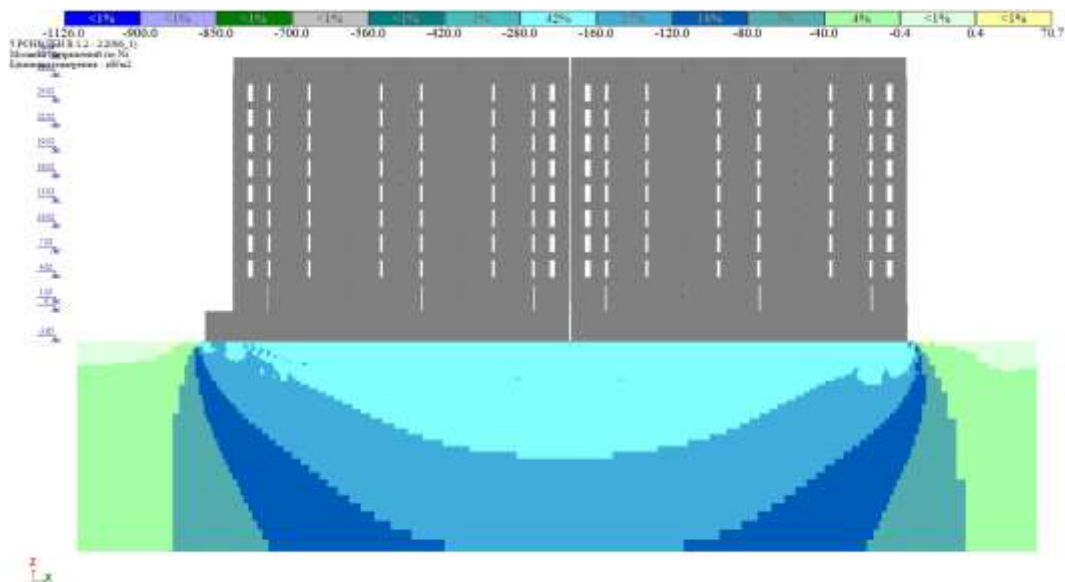


Рис. 5. Варіант 3. Напруження в ґрунтовому масиві від зовнішніх впливів (σ_{zp}), кПа

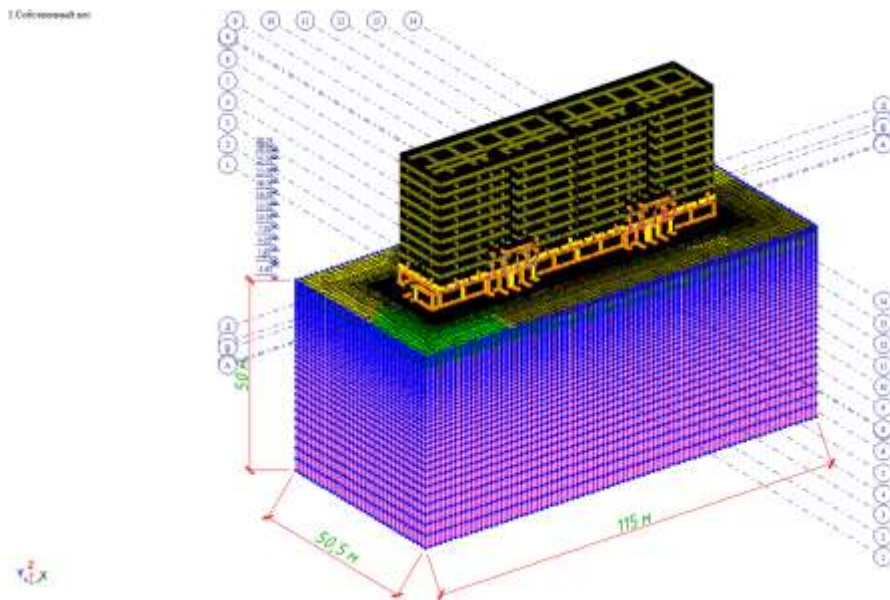


Рис. 6. Загальний вигляд та габарити моделі із використанням об'ємного ґрунтового масиву, змінною триангуляцією та збільшеною висотою ґрунтового масиву

За рахунок збільшення висоти ґрунтового масиву було досягнуто зменшення напружень на границі масиву із 80...120 кПа (рис. 5) до 40...80 кПа (рис. 7). Величина стисливої зони залежить від висоти ґрунтового масиву (кількості СЕ по висоті) і може призвести до результатів які не відповідають реальним умовам взаємодії будівлі з ґрунтовою основою. При застосуванні ґрунтового масиву висотою 25 м (варіант-2, 3) було отримано менші значення осідання фундаменту ніж при використанні моделі із висотою ґрунтового масиву висотою 50 м (варіант-4). Аналіз ізополів деформацій об'ємних СЕ ґрунтового масиву показав, що при збільшенні висоти стисливої зони (ґрунтового масиву) площа деформованого ґрунту в плані також збільшується. Тому при збільшенні висоти ґрунтового масиву слід також розширювати масив в плані.

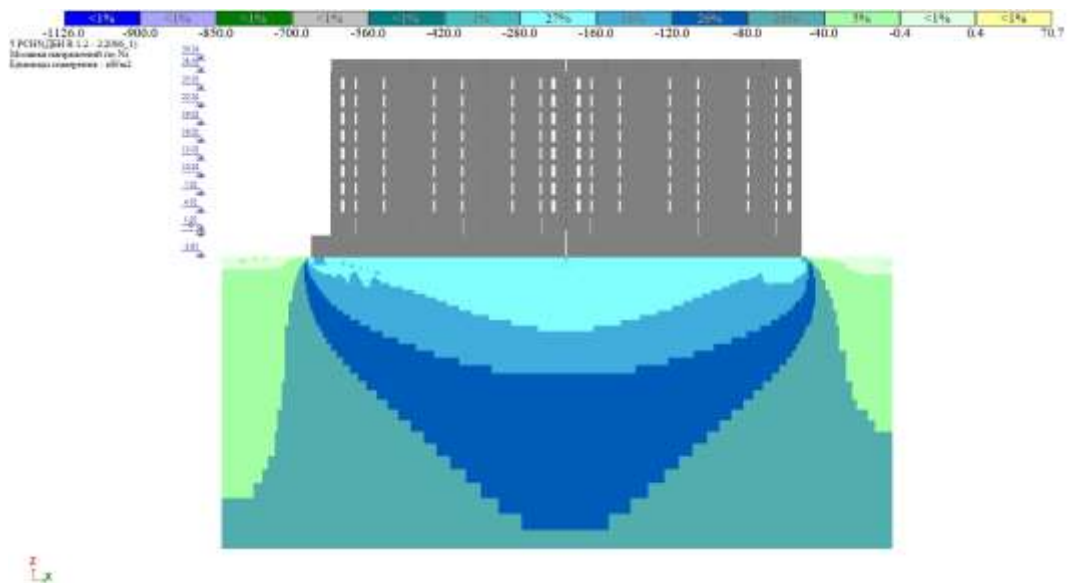


Рис. 7. Варіант 4. Напруження в ґрунтовому масиві від зовнішніх впливів (σ_{zp}), кПа

5. Порівняння отриманих результатів. Виконано порівняння: 1) згинальних моментів у фундаментній плиті; 2) осідання фундаменту; 3) напруження в монолітних залізобетонних стінах підвалу; 4) згинальних моментів у плиті перекриття над підвалом; 5) напруження у стінових панелях типового (4-го) поверху; 6) горизонтальні переміщення парпетних стінових панелей; 7) затрачений час на розрахунок моделі.

5.1. Згинальні моменти у фундаментній плиті. Фундаментна плита запроектована із монолітного залізобетону товщиною 500 мм, в межах координатних осей «7-8» запроектовано деформаційний шов, лівіше від осі «1» знаходиться фундамент переходу товщиною 300 мм. З'єднання фундаменту будинку та переходу виконано за допомогою об'єднання переміщень вузлів, тобто враховано шарнірне примикання між фундаментами. Порівняння виконано у восьми характерних точках, по чотири точки на одну секцію.

У верхній зоні фундаментної плити згинальні моменти по осі X (вздовж літерних осей) змінюються в діапазоні від 117 до 206 кНм/м.п. (рис. 8), а в нижній частині фундаментної плити згинальні моменти змінюються в діапазоні від 279 до 387 кНм/м.п. (рис. 8). Слід відмітити, що згинальні моменти у фундаментній плиті майже не змінюються від габаритів або кроку триангуляції ґрунтового масиву. Найбільша різниця (рис. 8) спостерігається у точці №4 (близько 1,5 рази) та точці №7 (близько 1,1 рази).

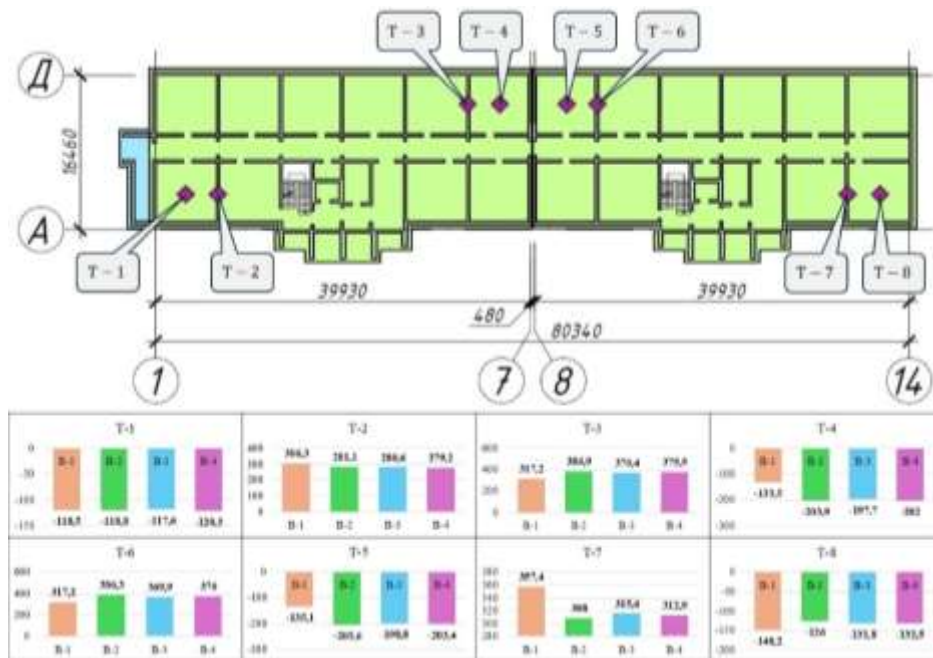


Рис. 8. Згинальні моменти в фундаментній плиті по осі X, кНм/м.п.

Згинальні моменти по осі Y (вздовж цифрових осей) змінюються в діапазоні від 97 до 183 кНм/м.п. (рис. 9), а в нижній частині фундаментної плити згинальні моменти змінюються в діапазоні від 52 до 66 кНм/м.п. (рис. 9). Тенденція, що згинальні моменти у фундаментній плиті майже не змінюються від габаритів або кроку триангуляції ґрунтового масиву тут також виконується. Найбільша різниця (рис. 9) спостерігається у точці №4 (близько 1,5 рази) та точці №6 (близько 1,5 рази).

5.2. Осідання фундаментної плити. Порівняння величини осідання фундаментної плити, у характерних точках які наведено на рис. 10, дало змогу виявити, що використання коефіцієнтів жорсткості основи завищує орієнтовні значення осідання в 2...4 рази, в порівнянні із моделями які використовують об'ємний ґрунтовий масив. Також виявлено, що зменшення кроку триангуляції об'ємних СЕ довкола будівлі (варіант-3) майже не впливає на результати осідання фундаменту в порівнянні із крупною триангуляцією (варіант-2). Досліджено, що збільшення висоти ґрунтового

масиву призводить до збільшення величини осідання фундаменту у 1,4 рази відносно варіанту-2 та варіанту-3 (рис. 10). Використання перемінних коефіцієнтів жорсткості основи (варіант-1) призводить до очікуваної величини осідання від 46 до 73 мм, у той час як використання об'ємного ґрунтового масиву (варіант-2, 3, 4) з призводить до осідань в межах від 10 до 32 мм.

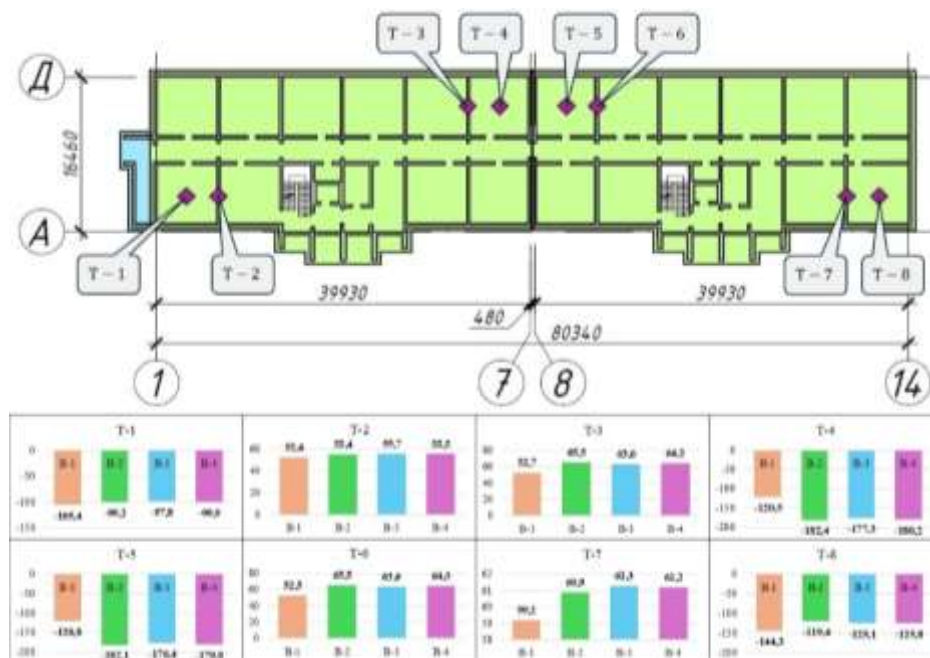


Рис. 9. Згинальні моменти в фундаментній плиті по осі Y, кНм/м.п.

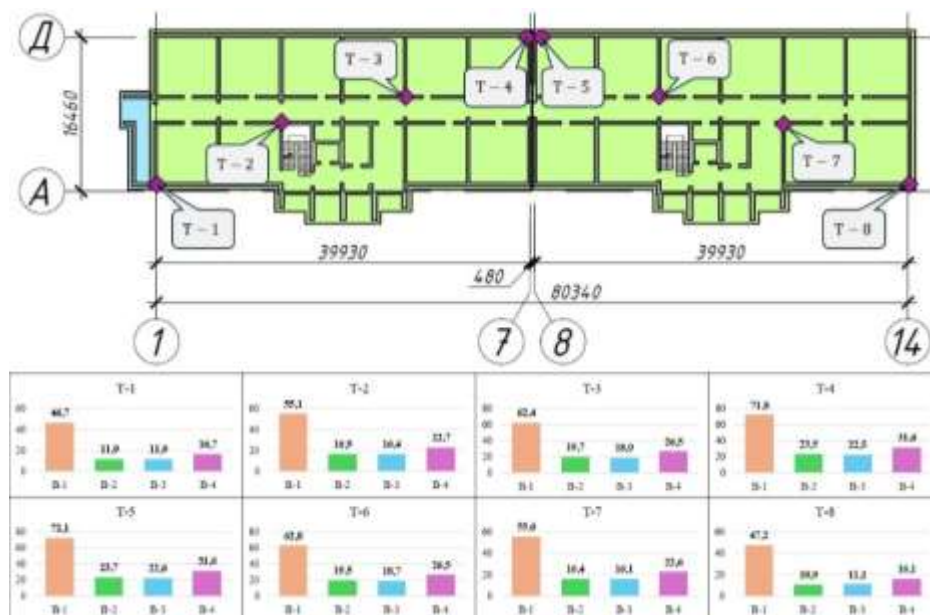


Рис. 10. Осідання фундаментної плити, мм

5.3. Напруження в стінах підвалу. В рамках основного дослідження було виконано аналіз напружень, що виникають у фундаментних стінах, які виконані із монолітного залізобетону. Аналіз виконано у восьми характерних точках, по чотири точки на кожен секцію, проаналізовано

вертикальні (рис. 12) та горизонтальні (рис. 11) напруження у фундаментних стінах. Напруження вимірювались в одних і тих самих скінченних елементах у всіх моделях, що використані у даному дослідженні.

Горизонтальні напруження в стінах, що наведені на рис. 11, змінюються в діапазоні від -458 до 317 кПа. Максимальні напруження виникають у моделі із використання коефіцієнтів жорсткості основи. Слід зазначити, що було виявлено як кількісну відмінність напружень у всіх точках, так і якісну відмінність у точках №1 та точці №5 (рис. 11).

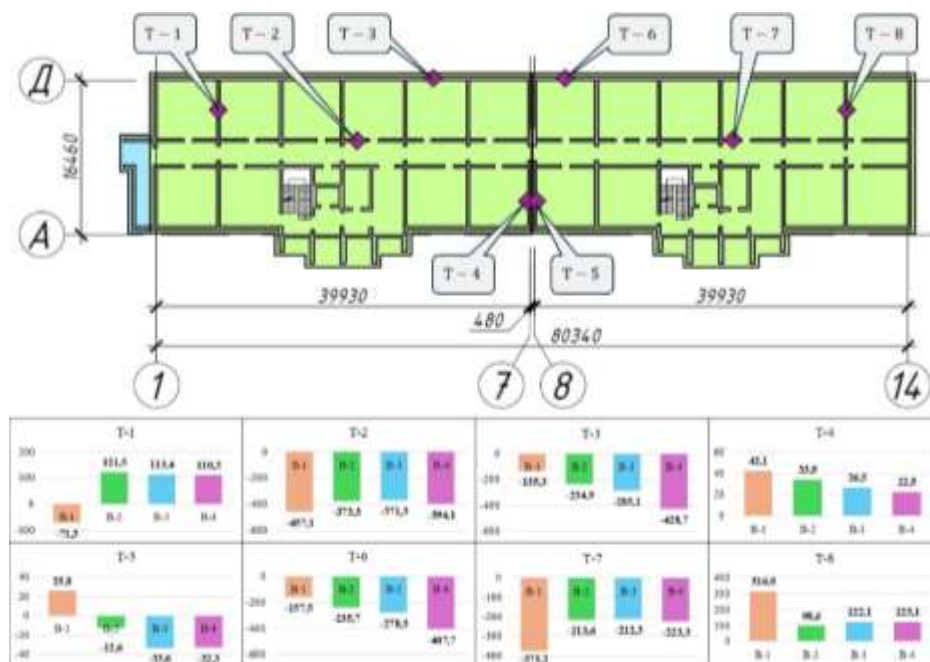


Рис. 11. Горизонтальні напруження у фундаментних стінах, кПа

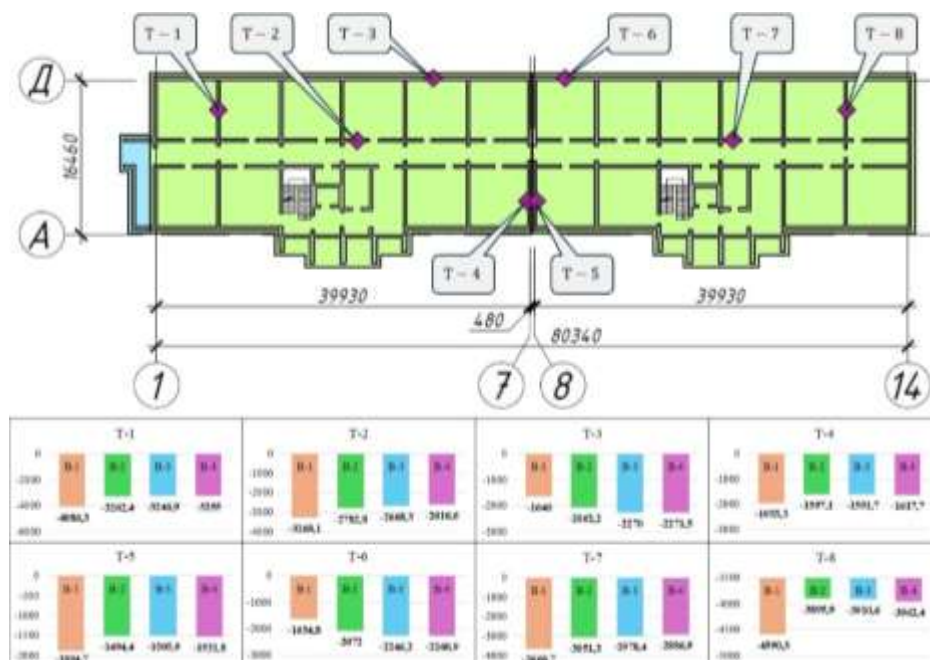


Рис. 12. Вертикальні напруження у фундаментних стінах, кПа

Вертикальні напруження в стінах наведені на рис. 12, вони змінюються в діапазоні від -1494 до -4591 кПа. Максимальні напруження так само виникають у моделі із використання коефіцієнтів жорсткості основи, але відмінність у результатах лише кількісна. Використання об'ємних СЕ у якості основи дозволяє отримати результати, що майже не відрізняються від габаритів та триангуляції ґрунтового масиву. Застосування моделі із коефіцієнтами жорсткості основи завищує напруження у 1,1 рази (рис. 12), хоча у зовнішніх стінах навпаки напруження більші у моделях із об'ємним ґрунтовим масивом (точка №3 та точка №6) у ті ж 1,1 рази.

5.4. Згинальні моменти у плиті перекриття над підвалом. Плита перекриття над підвалом виконана із монолітного залізобетону товщиною 300 мм через те, що приміщення підвалу використовується як СПП і відповідно плита перекриття повинна витримувати аварійне навантаження інтенсивністю 100 кПа. Визначені згинальні моменти по осі X (вздовж літерних осей) наведені на рис. 13, максимальні значення у нижній зоні плити сягають 113 кНм/м.п., а у верхній зоні пікові значення становлять 233 кНм/м.п. Аналіз отриманих результатів у характерних точках (рис. 13) показав, що згинальні моменти по осі X у плиті перекриття над підвалом майже не змінюються в залежності від методу моделювання основи, відмінність становить близько 3 %.

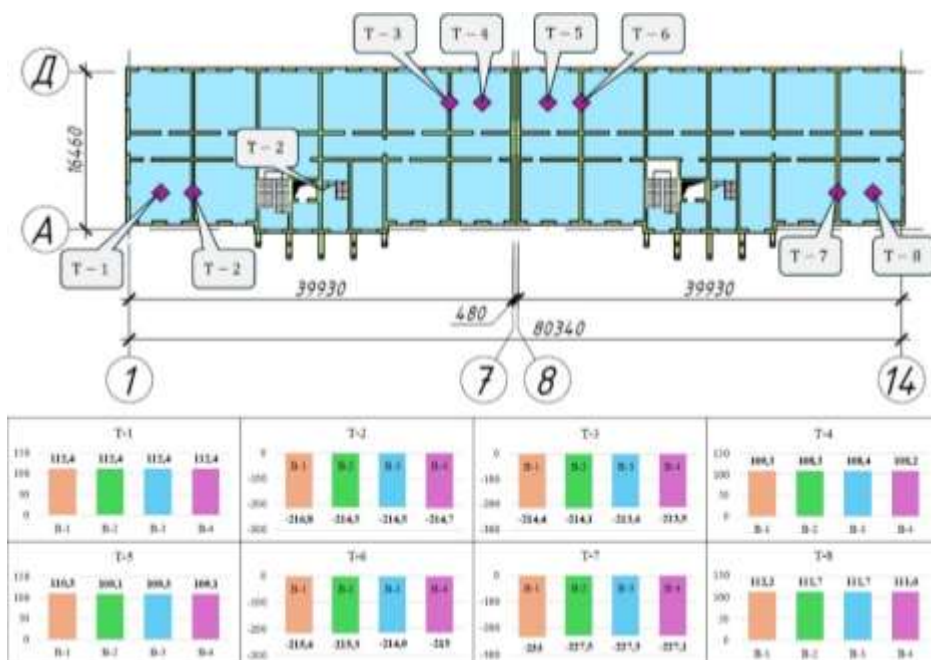


Рис. 13. Згинальні моменти по осі X у плиті перекриття над підвалом, кНм/м.п.

Виміряні згинальні моменти по осі Y (вздовж цифрових осей) наведені на рис. 14, пікові значення у нижній зоні плити сягають 115 кНм/м.п., а у верхній зоні максимальні значення становлять 44 кНм/м.п. Аналіз отриманих результатів у характерних точках (рис. 14) показав, що згинальні моменти по осі Y у плиті перекриття над підвалом, так само як у моментах по осі X , майже не змінюються в залежності від методу моделювання основи, але відмінність дещо більша і становить близько 5 %.

5.5. Напруження у стінових панелях типового (4-го) поверху. Типовий поверх запроектовано із збірних залізобетонних стінових панелей товщиною 160 мм. Плити перекриття надземних поверхів запроектовані із збірних залізобетонних круглопустотних плит висотою 220 мм, несучими виступають стіни вздовж цифрових координаційних осей. В межах сходово-ліфтового вузла та коридору запроектовано монолітну плиту перекриття висотою 200 мм. Горизонтальні та вертикальні напруження у стінових панелях визначено у восьми характерних точках, по чотири точки на кожен секцію досліджуваного будинку.

Визначені горизонтальні напруження, у характерних точках, змінюються в діапазоні від -9 до -260 кПа та наведені на рис. 15. Слід відмітити, що горизонтальні напруження у дослідній точці

№2, при використанні моделі із коефіцієнтами жорсткості основи, у 2,3 рази менші ніж у варіантах із використанням об'ємного ґрунтового масиву. Найбільша різниця в напруженнях ще спостерігається у точках: №4 (1,5 р), №5 (2 р) та №7 (1,7 р).

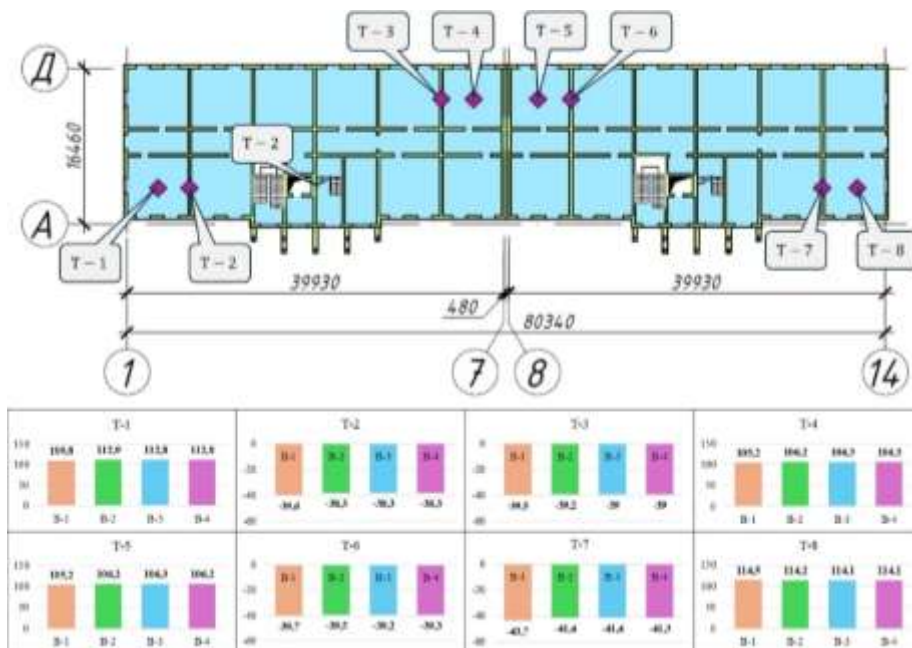


Рис. 14. Згинальні моменти по осі Y у плиті перекриття над підвалом, кНм/м.п.

Виміряні у характерних точках вертикальні напруження, змінюються в діапазоні від -730 до -3198 кПа та наведені на рис. 16. Виявлено, що вертикальні напруження у стінових панелях 4-го (типового) поверху майже не змінюються в залежності від методу моделювання основи. Різниця між методами моделювання (коефіцієнти жорсткості основи та об'ємний ґрунтовий масив) складає близько 5 %.

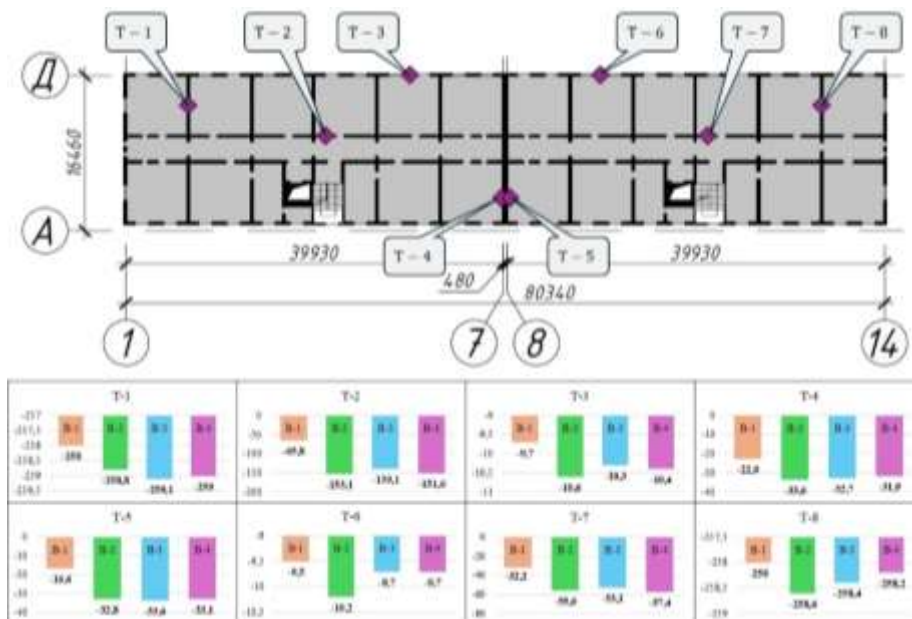


Рис. 15. Горизонтальні напруження у стінових панелях 4-го поверху, кПа

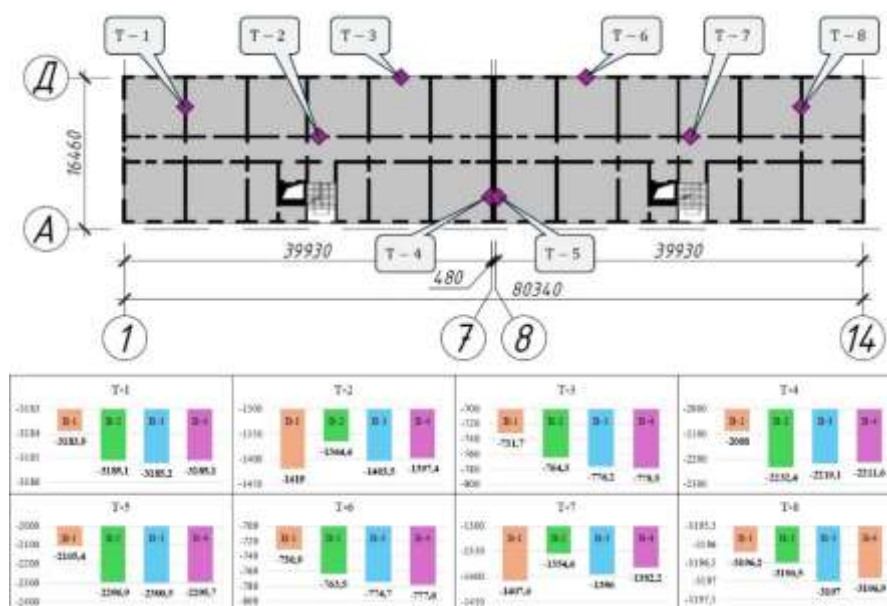


Рис. 16. Вертикальні напруження у стінових панелях 4-го поверху, кПа

5.6. Горизонтальні переміщення парпетних стінових панелей. В результаті розрахунку було виявлено, що від методу моделювання основи залежать не тільки вертикальні переміщення (осідання фундаментних плит, рис. 10), а ще й переміщення в плані. Відстань між стіновими панелями сусідніх секцій становить 160 мм. Максимальні значення горизонтальних переміщень, вздовж літерних осей (по осі X), виникають у варіанті із використанням коефіцієнтів жорсткості основи та сягають близько 20 мм (рис. 17), у той час як використання об'ємних СЕ у якості ґрунтового середовища призводить до переміщень в межах 13 мм (рис. 17), що у 1,5 рази менше. Порівнюючи переміщення вздовж цифрових осей (по осі Y) виявилось, що закономірність «1,5 рази» зберігається: переміщення при використанні моделі із коефіцієнтами жорсткості сягають близько 18 мм (рис. 17), у той час як при використанні об'ємного ґрунтового масиву переміщення будуть знаходитись в межах 12 мм (рис. 17).

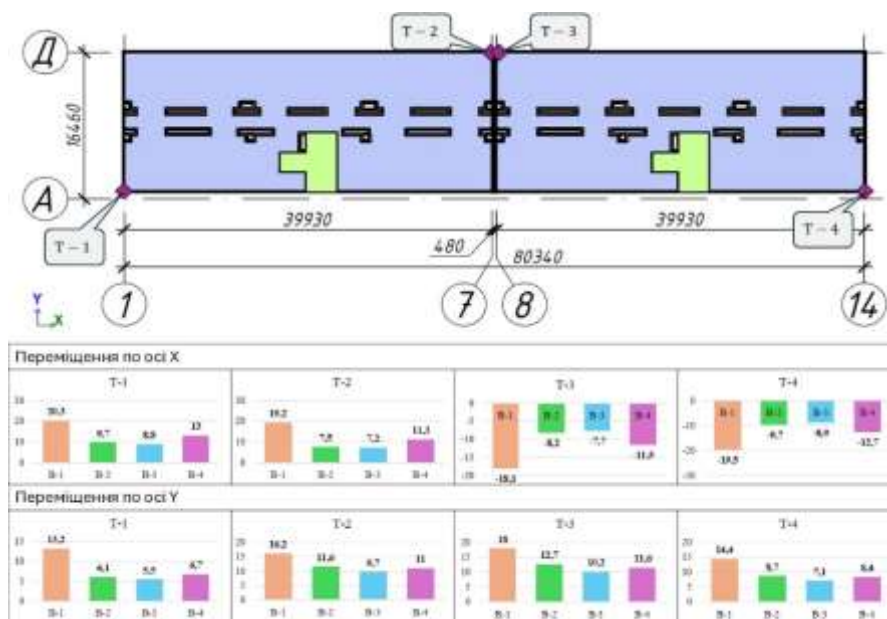


Рис. 17. Горизонтальні переміщення парпетних стінових панелей, мм

5.7. Затрачений час на розрахунок моделі. Розрахунок моделі із використанням коефіцієнтів жорсткості основи тривав протягом 19 хв (рис. 18), але було виконано чотири ітерації, тому сумарний час розрахунку становить 106 хв (із врахуванням затраченого часу на визначення коефіцієнтів жорсткості основи). Модель із використанням об'ємних СЕ у якості основи із крупною триангуляцією (варіант 2) рахувалась протягом 306 хв (рис. 18). Розрахунок моделі із змінною триангуляцією об'ємних СЕ ґрунтового масиву (варіант 3) тривав 764 хв, що у 2,5 рази більше ніж у попереднього варіанту, при тому, що кількість елементів у моделі зросла у 1,4 рази (рис. 18). Розрахунок моделі із збільшеною висотою ґрунтового масиву із змінною триангуляцією (варіант 4, 50 м) тривав протягом 1070 хв, що у 1,4 рази довше ніж попередній варіант, при тому, що кількість елементів зросла у 1,04 рази (рис. 18). Виявлено, що кількість елементів в моделі та час розрахунку не мають лінійної залежності.

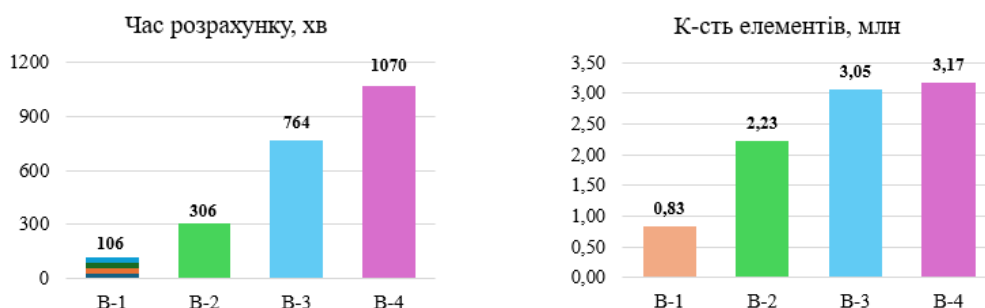


Рис. 18. Діаграми порівняння часу розрахунку та кількості елементів моделей

6. Висновки. На основі проведеного дослідження зроблено наступні висновки та рекомендації:

1. Виявлено, що використання спрощеного підходу до числового моделювання, а саме використання моделі із коефіцієнтами жорсткості основи дозволяє отримати інформацію про напружено-деформований стан надземних конструкцій в рази швидше (орієнтовно в три рази) ніж при використанні імперичного підходу із застосуванням об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища, що корисно для конструкторів надземної частини.

2. Досліджено, що використання моделі із коефіцієнтами жорсткості призводить до завищених величин переміщень, а саме: осідання фундаментів у 3,4 рази, а горизонтальних переміщень надземних конструкцій у 2 рази, в порівнянні із застосуванням моделей із об'ємним ґрунтовым масивом, на що потрібно звернути увагу при проектуванні фундаментних конструкцій.

3. Виявлено, що згинальні моменти у фундаментній плиті при використанні спрощеного підходу до числового моделювання будуть відрізнятися в межах 10 % від підходу із використанням об'ємних СЕ в якості основи.

4. Досліджено, що горизонтальні напруження у монолітних залізобетонних стінах підвалу відрізняються як кількісно так і якісно в залежності від методу моделювання основи. Вертикальні напруження у стінах підвалу при використанні коефіцієнтів жорсткості основи будуть більшими на 10 % ніж у моделях із використанням імперичного підходу.

5. Виявлено, що метод моделювання основи не впливає на величину згинальних моментів у плиті перекриття над підвалом.

6. Досліджено, що горизонтальні напруження у стінових панелях типового (четвертого) поверху будуть меншими на 25 % при використанні моделі із коефіцієнтами жорсткості основи, що важливо при проектуванні конструкцій надземної частини. Вертикальні напруження гарно корелюються між собою, незалежно від методу моделювання основи, різниця становить близько 2 %.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Носенко В.С. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із бурин'єкційних паль / В.С. Носенко, О.А. Кривенко // Основи та фундаменти : науково-технічний збірник / - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 40. - С. 48 – 57.
2. Жупаненко І.В. Чисельний аналіз методів розрахунку ґрунтової основи та методів визначення коефіцієнтів постелі / І.В. Жупаненко // Основи та фундаменти : науково-технічний збірник / - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 41. - С. 64 – 71.
3. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов - Посадов, Т.А. Маликова, В. И. Соломин. - М.:Стройиздат, 1984. - 679 с.
4. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. - М.: Гос. Изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1954. - 56 с.

REFERENCES

1. Nosenko V.S., Krivenko O.A. Vpliv zhorstkosti nesuchih konstrukcij budinku zi zbimogo zalizobetonu na napruzhenodeformovaniy stan fundamentiv iz buroin'ekcijnih pal' (The influence of the stiffness of the load-bearing structures of a precast reinforced concrete house on the stress-strain state of foundations made of bored piles)/ V.S.Nosenko, O.A. Krivenko // Bases and Foundation. – 2020. – Issue 40. – p. 48 – 57. (in Ukrainian)
2. Zhupanenko I.V. Chisel'niy analiz metodiv rozrahunkuruntovoï osnovi ta metodiv viznachenniyakoefficientivposteli (Numerical analysis of methods for calculating the soil base and methods for determining the soil base stiffness coefficients) / I.V. Zhupanenko // Bases and Foundation. – 2020. – Issue 41. – p. 64 – 71. (in Ukrainian)
3. Gorbunov-Posadov M.I., Malikova T.A., Solomin V.I. (1984) Raschet konstrukcij na uprugom osnovanii (Calculation of structures on an elastic base), 679 p.
4. Pasternak P.L. (1954) Osnovy novogo metoda rascheta fundamentov na uprugom osnovanii pri pomoshchi dvukh koehfficientov posteli (Fundamentals of a new method of foundations calculating on an elastic base using two soil base stiffness coefficients), 56 p.

Стаття надійшла 25.03.2025

Кашойда О.О., Жук В.В., Гаврилюк О.В.

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ МЕТОДУ МОДЕЛЮВАННЯ ОСНОВИ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТУ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ

Робота присвячена дослідженню впливу методу моделювання ґрунтової основи плитного монолітного залізобетонного фундаменту на напружено-деформований стан підземних та надземних конструкцій. Виконано порівняння: 1) згинальних моментів у фундаментній плиті; 2) осідання фундаменту; 3) напружень в монолітних залізобетонних стінах підвалу; 4) згинальних моментів у плиті перекриття над підвалом; 5) напружень у стінових панелях типового (4-го) поверху; 6) горизонтальні переміщення парапетних стінових панелей; 7) витрачений час на розрахунок моделі.

Виявлено, що використання спрощеного підходу до числового моделювання, а саме використання моделі із коефіцієнтами жорсткості основи дозволяє отримати інформацію про напружено-деформований стан фундаментів та надземних конструкцій в рази швидше (орієнтовно в три рази) ніж при використанні імперичного підходу із застосуванням об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища.

Досліджено, що використання моделі із коефіцієнтами жорсткості призводить до завищених величин переміщень, а саме: осідання фундаментів у 3,4 рази, а горизонтальних переміщень надземних конструкцій у 2 рази, в порівнянні із застосуванням моделей із об'ємним ґрунтовым масивом.

Виявлено, що згинальні моменти у фундаментній плиті при використанні спрощеного підходу до числового моделювання будуть відрізнятися в межах 10 % від підходу із використанням об'ємних СЕ в якості основи.

Досліджено, що горизонтальні напруження у монолітних залізобетонних стінах підвалу відрізняються як кількісно так і якісно в залежності від методу моделювання основи. Вертикальні напруження у стінах підвалу при використанні коефіцієнтів жорсткості основи будуть більшими на 10 % ніж у моделях із використанням імперичного підходу.

Виявлено, що на величину згинальних моментів у плиті перекриття над підвалом практично не впливає метод моделювання ґрунтової основи.

Виявлено, що горизонтальні напруження у стінових панелях типового (четвертого) поверху будуть меншими на 25 % при використанні моделі із коефіцієнтами жорсткості основи. Вертикальні напруження гарно корелюються між собою, незалежно від методу моделювання основи, різниця становить близько 2 %.

Ключові слова: числове моделювання, напружено-деформований стан, коефіцієнти жорсткості основи, об'ємні скінченні елементи для моделювання ґрунтового масиву, плитний фундамент, згинальні моменти, напруження, переміщення.

Kashoida O.O., Zhuk V.V., Gavrilyuk O.V.

RESEARCH ON THE INFLUENCE OF THE SIMULATION METHOD OF THE SOIL BASE OF A SLAB FOUNDATION ON THE STRESS-STRAIN STATE OF BUILDING STRUCTURES

The paper is devoted to the study of the influence of the simulation method of the soil base of a monolithic reinforced concrete slab foundation on the stress-strain state of underground and above-ground structures. A comparison is made of: 1) bending moments in the foundation slab; 2) foundation subsidence; 3) stress in monolithic reinforced concrete basement walls; 4) bending moments in the floor slab above the basement; 5) stress in wall panels of a typical (4th) floor; 6) horizontal

displacements of parapet wall panels; 7) time spent on calculating the model. It has been established that the use of a simplified approach to numerical simulation, namely the use of a model with soil base rigidity coefficients makes it possible to obtain information on the stress-strain state of foundations and above-ground structures several times faster (approximately three times) than when using volumetric finite elements for the soil simulation. It has been studied that the use of a model with stiffness coefficients leads to overestimated displacement values, namely: foundation subsidence by 3.4 times, and horizontal displacements of above-ground structures by 2 times compared to the use of models with a volumetric soil massif.

It has been revealed that the bending moments in the foundation slab when using a simplified approach to numerical modeling will differ within 10% from the approach using volumetric FE as a basis.

It has been studied that horizontal stresses in monolithic reinforced concrete basement walls differ both quantitatively and significantly depending on the base modeling method. Vertical stresses in the basement walls when using foundation stiffness coefficients will be 10% greater than in models using the imperial approach.

It has been found that the bending moments in the floor slab above the basement are almost independent of the base modeling method. It was found that horizontal stresses in wall panels of a typical (fourth) floor will be 25% lower when using a model with foundation stiffness coefficients. Vertical stresses correlate well with each other, regardless of the soil basesimulating method, the difference is about 2%.

Keywords: numerical simulation, stress-strain state, soil base stiffness coefficients, volumetric finite elements for soil base simulating, slab foundation, bending moments, stress, displacement.

УДК 624.1

Кашоїда О.О., Жук В.В., Гаврилюк О.В. Дослідження впливу методу моделювання основи плитного фундаменту на напружено-деформований стан конструкцій будівлі // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех.збірн. – К.: КНУБА – 2025. – Вип. 114. – С. 217-230.

Виконано числове моделювання взаємодії фундаментів та надземних конструкцій із основою, що змодельована різними способами. Числове моделювання виконаноу ПК «Ліра – САПР» з використанням коефіцієнтів жорсткості основи та об'ємних скінченних елементів, які володіють пружним законом деформування.

Табл. 1. Іл. 18. Бібліогр. 4 назв.

UDC 624.1

Kashoida O.O., Zhuk V.V., Gavryliuk O.V. Research on the influence of the simulation method of the soil base of a slab foundation on the stress- strain state of building structures // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-& Technical collected articles. – Kyiv.: KNUBA, 2025. – Issue 114. – P. 217-230.

Numerical simulation of the interaction of foundations and above-ground structures with the soil basesimulated in different ways was performed. Numerical simulation was performed in the Lira-SAPR software using soil base rigidity coefficients and volumetric finite elements with an elastic deformation law.

Tabl. 1. Fig. 18. Ref. 4.

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): PhD (доктор філософії з будівництва та цивільної інженерії), доцент кафедри геотехніки КНУБА Кашоїда Остап Олександрович

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

E-mail: kashoida_oo@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-9234-4489>

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

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

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

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

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): асистент кафедри геотехніки КНУБА Гаврилюк Олександр Володимирович

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

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

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