

Київський національний університет будівництва і архітектури

Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Кашоїда Остап Олександрович

УДК 624.154

ДИСЕРТАЦІЯ

ВЗАЄМОДІЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ З ҐРУНТОВИМИ ОСНОВАМИ
ПРИ ВРАХУВАННІ ЗМІНИ ЖОРСТКОСТІ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ

192 – будівництво та цивільна інженерія

(19 – Архітектура і будівництво)

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії).

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

_____ Кашоїда Остап Олександрович

Науковий керівник:

Носенко Віктор Сергійович,

кандидат технічних наук, доцент

Київ – 2023

АНОТАЦІЯ

Кашоїда О.О. Взаємодія пальових фундаментів з ґрунтовими основами при врахуванні зміни жорсткості конструкцій будівлі. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, галузь знань 19 – Архітектура та будівництво. – Київський національний університет будівництва і архітектури. Міністерство освіти і науки України, Київ, 2023 р.

Основний зміст дисертаційної роботи

Дисертаційна робота розвиває методи числового моделювання взаємодії пальового фундаменту із ґрунтовими основами, її особливістю є врахування впливу зміни жорсткості надземних конструкцій будівель на формування напружено-деформованого стану фундаментів. Моделювання без врахування жорсткості однієї із складової системи «основа – фундамент – надземні конструкції» призводить до формування некоректного напружено-деформованого стану всієї системи. У роботі виконано дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій та стиків між збірними залізобетонними елементами житлового будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту. Показано, що за допомогою зміни жорсткості несучих стін підвального поверху можливо впливати на напружено-деформований стан пальового фундаменту, досягаючи перерозподілу зусиль у фундаменті.

Числове моделювання взаємодії пальового фундаменту із ґрунтовою основою виконано за допомогою наступних варіантів моделі основи:

1. Одновузлові скінченні елементи постійної жорсткості, що моделюють палі. Жорсткість таких скінченних елементів визначається на основі польових випробувань паль статичним навантаженням або наближено на основі даних про оточуючий палю ґрунт. Недоліком даного варіанту є неврахування взаємного впливу між палями, що проявляється у рівномірному завантаженні паль та

незначних різниць осідань по плиті ростверку, що веде до недооцінки згинальних моментів.

2. Групою одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості, що з'єднані між собою стержнями які володіють жорсткістними характеристиками палі. Жорсткість одновузлових скінченних елементів визначається автоматично за декілька ітерацій, на основі наступних характеристик ґрунту: модуля деформації (E), коефіцієнта Пуассона (ν) та коефіцієнту пропорційності (k). Недоліком такого варіанту числового моделювання є те, що використання палі різної довжини призводить до формування некоректного напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземні конструкції».

3. Моделювання палі виконано стержнем, а оточуюче ґрунтове середовище моделюється об'ємними скінченними елементами поведінка яких описується пружними або нелінійно-деформованими законами деформування з різними критеріями міцності.

Тестування методики числового моделювання взаємодії пального фундаменту з ґрунтовим середовищем буде виконано на основі даних натурних випробувань групи палі. Порівняння методів числового моделювання взаємодії пального фундаменту та ґрунтового середовища із навантаженням групи палі показало наступні основні результати.

Використання одновузлового скінченного елемента постійної жорсткості призводить до доброї кореляції поздовжніх зусиль у палях із даними польового експерименту тільки коли палі навантажені значно менше від їх несучої величини здатності (близько 50% несучої здатності палі). Порівняння розрахункових та вимірних поздовжніх зусиль у палях показує різницю в межах 25%. Слід відмітити, що такий підхід взагалі виключає врахування взаємного впливу між палями, що є нехарактерно для роботи групи палі та призводить до мінімальної різниці осідань плити ростверку, але в свою чергу призводить до недооцінки згинаючих моментах у ній та хибного конструювання, що є небезпечним при реальному проектуванні відповідальних будівель.

Застосування групи одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості, що моделюють палі призводить до задовільної кореляції поздовжніх зусиль у палях із даними польового експерименту з різницею в межах 15%. Такий підхід дає змогу виявити і проаналізувати перерозподіл зусиль між палями, але за таким підходом прогнозується завищена величина різниці осідань плити ростверку в порівнянні із експериментом, що призводить до завищених значень згинальних моментів у плиті ростверку.

Використання моделі де ґрунтове середовище представлено об'ємними скінченними елементами, із різними законами деформування показує відмінність у поздовжніх зусиллях в палях із польовим експериментом: до – 20%. Можна спостерігати перерозподіл зусиль у групі палей. Такий підхід до числового моделювання взаємодії палевого фундаменту із ґрунтовою основою дає можливість врахувати можливе включення ростверку у перерозподіл навантажень на ґрунт.

Коректне числове моделювання жорсткості будівельних конструкцій із збірного залізобетону можливе при врахуванні примикання окремих її елементами між собою. Врахування жорсткості горизонтальних стиків, що заповнені розчином та вертикальних стиків із врахуванням закладних деталей дозволяє отримати коректний напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземні конструкції».

Виявлено, що введення у модель надземних конструкцій із збірного залізобетону вертикального шва між стіновими панелями підвального поверху призводить до зміни розтягнутої зони у фундаментній плиті (ростверку) та зміни величини згинального моменту.

За допомогою зміни жорсткості несучих конструкцій будинку можливо керувати напружено-деформованим станом системи «основа – фундамент – надземні конструкції». Так введення додаткових несучих залізобетонних стін у підвальному поверсі, дозволило зменшити згинаючі моменти у плиті ростверку до 1,5 рази.

В першому розділі виконано аналіз існуючих технологій влаштування пальових фундаментів та методів їх розрахунку. Визначено як впливає геометрична форма і переріз палі на її жорсткість та несучу здатність.

Виявлено, що не співпадіння центрів ваги несучих конструкцій, відповідно і їх жорсткостей та фундаменту призводить до нерівномірних осідань. Також неврахування центрів ваги призводить до нерівномірності завантаження паль в окремих зонах.

У другому розділі виконано аналіз моделей ґрунтового середовища, що використовуються для числового моделювання взаємодії пального фундаменту із ґрунтовою основою.

Показано, що пружно-пластичні моделі ґрунту є ефективними нелінійними моделями, що дозволяють розрахунковим шляхом отримати коректний напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземні конструкції». Критерій міцності Кулона-Мора описує пружно-пластичну поведінку матеріалу, дозволяє отримати наближені результати в загальних випадках нелінійних розрахунків ґрунтової основи при оцінці несучої здатності, тому широко використовується при числовому моделюванні. Використання критерію міцності Кулона-Мора має недоліки: середнє головне напруження не впливає на міцність, що протирічить реальній поведінці ґрунтів при випробуваннях; меридіан і крива руйнування для закону Кулона-Мора мають лінійну форму, так що параметр міцності (кут внутрішнього тертя) не залежить від гідростатичного тиску.

У третьому розділі на базі польового випробування групи з 9 паль, було виконано числове моделювання взаємодії пального фундаменту із ґрунтовою основою із використанням різних моделей взаємодії паль з основою. Порівнявши отримані результати зроблено наступні висновки.

Визначено, що застосування одновузлового скінченного елемента постійної жорсткості, який моделює палі можна допустити у першому наближенні тільки коли на палі передається навантаження, яке менше 50% її

несучої здатності, але в такому випадку фундамент буде працювати нерационально. Також така модель не може враховувати перерозподіл навантаження між палями та зміну жорсткості ґрунтової основи в процесі її деформації, що призводить до хибного проектування і прийняття таких же рішень.

Встановлено, що використання групи одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості, що моделюють палі, дає змогу отримати задовільну кореляцію результатів осідання палей в порівнянні із польовим дослідженням (різниця в середньому складає біля 15%). Такий підхід дає змогу виявити перерозподіл зусиль між палями та запроектувати палевий фундамент з певним запасом.

Показано, що використання об'ємних скінченних елементів з пружним законом деформування у якості ґрунтового середовища призводить до доброї кореляції результатів моделювання у порівнянні із експериментальними даними як поздовжніх зусиль в палях так і осідань ростверку. Встановлено, що числове моделювання за таким методом дозволяє виявити перерозподіл між палями.

Визначено, що використання пружно-пластичних моделей ґрунту призводить до більшої збіжності результатів моделювання, в порівнянні із пружним законом деформування та до кращої кореляції результатів моделювання із польовим випробуванням. Виявлено, що такий підхід дає змогу виявити перерозподіл зусиль між палями, але розрахункові поздовжні зусилля будуть відрізнятись від фактичних, отриманих при експерименті до 30%.

Також було визначено закономірність у визначенні розподілу навантаження між палями в залежності від їх розташування у палевому фундаменті. Тобто знаючи середнє навантаження на палю N можна виконати прогноз зусилля, що буде у ній виникати: у кутовій палі – $1,15N$; у середній палі – $1,0N$; у центральній палі – $0,7N$.

Запропоновано методику числового моделювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – надземні конструкції»,

яка дозволяє врахувати вплив жорсткості несучих конструкцій на напружено-деформований стан пальового фундаменту.

У четвертому розділі для експериментального будинку було виконано порівняння напружено-деформованого стану пальового фундаменту та вертикальних несучих елементів підвального поверху в залежності від методу числового моделювання взаємодії пальового фундаменту із ґрунтовою основою. На стадії влаштованого залізобетонного каркасу будівлі та огорожуючих конструкцій було виміряно фактичні осідання плити ростверку і в подальшому на основі цих даних було виконано порівняння розрахункових значень та фактичних величин переміщень у контрольних точках.

Порівняння фактичних і розрахункових переміщень плити ростверку показало, що прогнозовані розрахунком із використанням одновузлових скінченних елементів постійної жорсткості деформації є заниженими у 1,5 рази. Визначено, що застосування моделі із одновузловими скінченними елементами постійної жорсткості моделює напружено-деформований стан пальового фундаменту, який якісно відрізняється на краях і в центральній зоні плити ростверку, також характер епюри згинальних моментів суттєво відрізняється від епюри інших варіантів числового моделювання. Використання моделі із одновузловими скінченними елементами постійної жорсткості прогнозує найменші абсолютні значення напружень у вертикальних елементах, що призводить до недооцінки напружено-деформованого стану та зниженню надійності проектних рішень.

Використання моделі паль із групою одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості прогнозує напружено-деформований стан пальового фундаменту, який має найбільші кількісні значення ординат епюри згинаючих моментів у плиті ростверку. Порівняння фактичних і розрахункових осідань плити ростверку показало, що переміщення за таким методом числового моделювання взаємодії пальового фундаменту із ґрунтовою основою є завищеними до 5 разів.

Використання об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища прогнозує напружено-деформований стан, при якому майже рівномірно завантажуються вертикальні несучі елементи каркасу при умові, що врахований контакт ростверку із ґрунтом. Порівняння фактичних і розрахункових переміщень плити ростверку показало, що осідання є завищеними до 2 разів, що є достатнім показником із врахуванням відповідальності конструкції.

Встановлено, що використання покрокового зростання навантаження, врахування зміни жорсткості надземних конструкцій, що відповідає реальним етапам їх зведення, за рахунок поступової появи елементів моделі та введення обмеження поздовжнього зусилля у палі до межі її несучої здатності, дозволяє отримати уточнені значення напруження у вертикальних несучих елементах, що на 20% менші ніж без такого врахування.

Дослідження впливу жорсткості підвального поверху будівель із збірного залізобетону на напружено-деформований стан пальового фундаменту показало, що згинальні моменти у плиті ростверку чутливі до розташування вертикальних стиків у стінових панелях. Виявлено, що використання монолітних конструкцій для стін підвального поверху у якості вертикальних несучих елементів завжди буде призводити до перерозподілу вертикальних напружень із зменшенням їх пікових значень. Також застосування монолітних конструкцій у якості стін підвалу призводить до зменшення екстремумів на епюрі згинальних моментів у плиті ростверку.

Результати роботи виконаної аспірантом Кашоїдою О.О. в межах його дисертаційного дослідження на тему: «Взаємодія пальових фундаментів з ґрунтовими основами при врахуванні зміни жорсткості конструкцій будівлі» впроваджені на експериментальному об'єкті: «Будівництво житлового комплексу для військовослужбовців та членів їх сімей по вул. Магнітогорській, 5 в Деснянському районі м. Києва. 1-ша черга будівництва», дозволило обрати

раціональний варіант підсилення фундаментів та вертикальних несучих елементів даного будинку.

Ключові слова: пальовий фундамент, числове моделювання, одновузлові скінченні елементи, об'ємні скінченні елементи в якості ґрунтового середовища, стики між збірними конструкціями, жорсткість, управління жорсткістю.

ABSTRACTS

Kashoida O.O. Interaction of pile foundations with soil bases when taking into account changes in the stiffness of building structures.

Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in the specialty 192 - Civil Engineering and Construction, branch of knowledge 19 - Architecture and Construction - Kyiv National University of Construction and Architecture. Ministry of Education and Science of Ukraine, Kyiv, 2023.

The main content of the dissertation

This thesis develops methods for numerical modeling of the interaction of pile foundations with soil foundations; its peculiarity is to take into account the effect of changes in the stiffness of aboveground building structures on the formation of the stress-strain state of foundations. Modeling without taking into account the stiffness of one of the components of the "base - foundation - above-ground structures" system leads to the formation of an incorrect stress-strain state of the entire system. The paper investigates the influence of the stiffness of above-ground structures and joints between precast concrete elements of a residential building on the stress-strain state of a pile foundation. It is shown that by changing the stiffness of the bearing walls of the basement floor, it is possible to influence the stress-strain state of the pile foundation, achieving redistribution of forces in the foundation.

Numerical modeling of the interaction of the pile foundation with the soil foundation was performed using the following variants of the foundation model:

1. Single-node finite elements of constant stiffness modeling piles. The stiffness of such finite elements is determined on the basis of field tests of piles with static loading or approximated on the basis of data on the soil surrounding the pile. The disadvantage of this option is the failure to take into account the mutual influence between piles, which is manifested in the uniform loading of piles and insignificant differences in settlements along the raft, which leads to underestimation of bending moments.

2. A group of single-node finite elements of variable stiffness, interconnected by rods that have the stiffness characteristics of the pile. The stiffness of the single-node finite elements is determined automatically in several iterations based on the following soil characteristics: modulus of deformation (E), Poisson's ratio (ν), and proportionality coefficient (k). The disadvantage of this numerical modeling option is that the use of piles of different lengths leads to the formation of an incorrect stress-strain state of the "base - foundation - above-ground structures" system.

3. The pile is modeled by a rod, and the surrounding soil environment is modeled by volumetric finite elements whose behavior is described by elastic or nonlinear deformation laws with different strength criteria.

Testing of the methodology for numerical modeling of the interaction of the pile foundation with the soil environment will be performed on the basis of field tests of a group of piles. Comparison of the methods of numerical modeling of the interaction of the pile foundation and the soil medium with the loading of a group of piles showed the following main results.

The use of a single-node finite element of constant stiffness leads to a good correlation between the longitudinal forces in the piles and the field experiment data only when the piles are loaded significantly less than their bearing capacity (about 50% of the pile's bearing capacity). Comparison of the calculated and measured longitudinal forces in piles shows a difference of about 25%. It should be noted that this approach generally excludes the consideration of mutual influence between piles, which is uncharacteristic for the operation of a group of piles and leads to a minimum difference in the settlement of the raft, but in turn leads to underestimation of bending moments in it and incorrect design, which is dangerous in the actual design of critical buildings.

The use of a group of single-node finite elements of variable stiffness modeling piles leads to a satisfactory correlation of the longitudinal forces in the piles with the field experiment data with a difference of 15%. This approach makes it possible to detect and analyze the redistribution of forces between the piles, but it predicts an

overestimated value of the difference in the settlement of the raft compared to the experiment, which leads to overestimated values of bending moments in the raft.

The use of a model where the soil medium is represented by volumetric finite elements with different deformation laws shows a difference in longitudinal forces in piles with the field experiment: up to 20%. Redistribution of forces in a group of piles can be observed. This approach to numerical modeling of the interaction of the pile foundation with the soil base makes it possible to take into account the possible inclusion of the raft in the redistribution of loads on the soil.

Correct numerical modeling of the stiffness of precast concrete building structures is possible when taking into account the abutment of its individual elements with each other. Taking into account the stiffness of horizontal joints filled with mortar and vertical joints with embedded parts allows obtaining the correct stress-strain state of the "base - foundation - above-ground structures" system.

It was found that the introduction of a vertical joint between the wall panels of the basement floor into the model of above-ground structures made of precast concrete leads to a change in the tensile zone in the foundation slab (raft) and a change in the value of the bending moment.

By changing the stiffness of the building's load-bearing structures, it is possible to control the stress-strain state of the "base - foundation - above-ground structures" system. For example, the introduction of additional reinforced concrete bearing walls in the basement made it possible to reduce the bending moments in the raft by up to 1.5 times.

The first part analyzes the existing technologies of pile foundations and methods of their calculation. It is determined how the geometric shape and cross-section of a pile affect its stiffness and bearing capacity.

It is found that the mismatch of the centers of gravity of load-bearing structures, and, accordingly, their stiffness and foundation, leads to uneven settlements. Failure to

take into account the centers of gravity also leads to uneven loading of piles in certain zones.

In the second part analyzes the soil environment models used for numerical modeling of the interaction of the pile foundation with the soil base.

It has been shown that elastic-plastic soil models are effective nonlinear models that allow to obtain the correct stress-strain state of the "base - foundation - above-ground structures" system by calculation. The Coulomb-Mohr strength criterion describes the elastic-plastic behavior of the material, allows obtaining approximate results in general cases of nonlinear calculations of the soil foundation when assessing the bearing capacity, and is therefore widely used in numerical modeling. The use of the Coulomb-More strength criterion has disadvantages: the average principal stress does not affect the strength, which contradicts the actual behavior of soils during testing; the meridian and the fracture curve for the Coulomb-More law have a linear shape, so that the strength parameter (angle of internal friction) does not depend on hydrostatic pressure.

In the third part, based on the field test of a group of 9 piles, numerical modeling of the interaction of the pile foundation with the soil base was performed using different models of pile-base interaction. The following conclusions were made by comparing the results.

It has been determined that the use of a single-node finite element of postural stiffness modeling piles can be allowed in the first approximation only when the load is transferred to the piles, which is less than 50% of its bearing capacity, but in this case the foundation will work irrationally. Also, such a model cannot take into account the redistribution of load between piles and changes in the stiffness of the soil base during its deformation, which leads to incorrect design and decision-making.

It has been established that the use of a group of single-node finite elements of variable stiffness modeling piles allows obtaining a satisfactory correlation of the results of pile settlement compared to the field study (the difference is about 15% on

average). This approach makes it possible to identify the redistribution of forces between piles and design a pile foundation with a certain margin.

It is shown that the use of volumetric finite elements with an elastic deformation law as a soil medium leads to a good correlation between the simulation results and experimental data of both longitudinal forces in piles and raft settlements. It was found that numerical modeling using this method allows to detect redistribution between piles.

It is determined that the use of elastic-plastic soil models leads to greater convergence of modeling results compared to the elastic deformation law and to a better correlation of modeling results with field testing. It was found that this approach makes it possible to detect the redistribution of forces between piles, but the calculated longitudinal forces will differ from the actual ones obtained in the experiment by up to 30%.

A regularity in determining the load distribution between piles depending on their location in the pile foundation was also determined. That is, knowing the average load on the pile N , it is possible to predict the force that will occur in it: in the corner pile - $1.15N$; in the middle pile - $1.0N$; in the central pile - $0.7N$.

A methodology for numerical modeling of the stress-strain state of the system "base - foundations - above-ground structures" is proposed, which allows taking into account the influence of the stiffness of load-bearing structures on the stress-strain state of the pile foundation.

In the fourth part, the stress-strain state of the pile foundation and vertical bearing elements of the basement floor was compared for the experimental building, depending on the method of numerical modeling of the interaction of the pile foundation with the soil base. At the stage of the reinforced concrete frame of the building and enclosing structures, the actual settlements of the raft were measured and, based on these data, the calculated values and actual values of displacements at the control points were compared.

Comparison of the actual and calculated displacements of the raft showed that the deformation predicted by the calculation using single-node finite elements of constant stiffness is underestimated by a factor of 1.5. It was determined that the use of the model with single-node finite elements of constant stiffness simulates the stress-strain state of the pile foundation, which is qualitatively different at the edges and in the central zone of the raft, and the nature of the bending moment diagram differs significantly from the diagrams of other numerical modeling options. The use of a model with single-node finite elements of constant stiffness predicts the smallest absolute values of stresses in vertical elements, which leads to underestimation of the stress-strain state and reduced reliability of design solutions.

The use of a pile model with a group of single-node finite elements of variable stiffness predicts the stress-strain state of the pile foundation, which has the largest quantitative values of the ordinates of the bending moment diagram in the raft. Comparison of the actual and calculated settlements of the raft showed that the displacements by this method of numerical modeling of the interaction of the pile foundation with the soil base are overestimated by up to 5 times.

The use of volumetric finite elements as a soil medium predicts a stress-strain state in which the vertical bearing elements of the frame are almost uniformly loaded, provided that the raft contact with the soil is taken into account. Comparison of the actual and calculated displacements of the raft showed that the settlements are overestimated by up to 2 times, which is a sufficient indicator given the responsibility of the structure.

It has been established that the use of a stepwise increase in load, taking into account the change in the stiffness of above-ground structures corresponding to the actual stages of their construction, due to the gradual appearance of model elements and the introduction of a limitation of the longitudinal force in the pile to the limit of its bearing capacity, allows us to obtain refined values of stress in vertical bearing elements that are 20% lower than without such consideration.

The study of the influence of the stiffness of the basement floor of precast concrete buildings on the stress-strain state of the pile foundation showed that the bending moments in the raft are sensitive to the location of vertical joints in the wall panels. It was found that the use of monolithic structures for basement walls as vertical load-bearing elements will always lead to redistribution of vertical stresses with a decrease in their peak values. Also, the use of monolithic structures as basement walls leads to a decrease in the extremes on the bending moment diagram in the raft.

The results of the work performed by the postgraduate student Kashoida O.O. within the framework of his dissertation research on the topic: "Interaction of pile foundations with soil bases taking into account changes in the stiffness of building structures" were implemented at the experimental facility: "Construction of a residential complex for servicemen and their families at 5 Magnitogorskaya St. in Desnianskyi district of Kyiv. The 1st stage of construction", allowed to choose a rational option for strengthening the foundations and vertical load-bearing elements of this building.

Keywords: pile foundation, numerical modeling, single-node finite elements, volumetric finite elements as a soil medium, joints between prefabricated structures, stiffness, stiffness control.

Зміст

Вступ	20
РОЗДІЛ 1. РАЦІОНАЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ І МЕТОДИ ЇХ РОЗРАХУНКУ ПРИ ВРАХУВАННІ ЗМІНИ ЖОРСТКОСТІ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ	30
1.1. Сучасні виклики у галузі будівництва висотних споруд в Україні	30
1.2. Числові методи визначення напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції»	34
1.3. Методи розрахунку пальових фундаментів	43
1.3.1. Аналітичні розрахунки пальових фундаментів	44
1.3.2. Числове моделювання взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою	46
1.3.3. Експериментальні методи визначення несучої здатності паль	49
1.4. Висновки до розділу 1	53
РОЗДІЛ 2. МОДЕЛІ ҐРУНТОВОГО СЕРЕДОВИЩА ТА МАТЕРІАЛУ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ ДЛЯ ОЦІНКИ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ З ОСНОВАМИ	54
2.1. Ідеально пружно-пластична модель поведінки ґрунту з критерієм міцності Кулона-Мора	54
2.2. Нелінійно – деформований залізобетон	58
2.2.1. Вихідні данні за ДБН В.2.6-98:2009	58
2.3. Висновки до розділу 2	61
РОЗДІЛ 3. МЕТОДИКА ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ З ҐРУНТОВИМИ ОСНОВАМИ ІЗ УРАХУВАННЯМ ЗМІНИ ЖОРСТКОСТІ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА НЕЛІНІЙНИХ ПРОЦЕСІВ ДЕФОРМУВАННЯ МАТЕРІАЛІВ	63
3.1. Основні положення методики числового моделювання взаємодії пальових фундаментів з ґрунтовими основами із урахуванням зміни жорсткості	63

3.2. Тестування методики на основі даних натурних випробувань групи паль	69
3.2.1. Порівняння даних числового моделювання взаємодії групи паль з основою із використанням різних моделей коефіцієнтів жорсткість та даних натурних випробувань	73
3.2.2. Порівняння даних числового моделювання взаємодії групи паль із основою представленою об'ємним середовищем	84
3.3. Висновки до розділу 3	94
РОЗДІЛ 4. ВЗАЄМОДІЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ З ҐРУНТОВИМИ ОСНОВАМИ ПРИ ВРАХУВАННІ ЗМІНИ ЖОРСТКОСТІ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ	96
4.1. Дослідження впливу методу числового моделювання на напружено-деформований стан пальового фундаменту та вертикальних несучих елементів підвалу	96
4.1.1. Опис архітектурно-конструктивного рішення	96
4.1.2. Опис реальних деформацій	101
4.1.3. Моделювання системи «основа – фундамент – надземні конструкції» з використанням одноузлових скінченних елементів постійної жорсткості	102
4.1.4. Моделювання системи «основа – фундамент – надземні конструкції» з використанням одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості	106
4.1.5. Модель із об'ємними скінченними елементами в якості ґрунтового середовища	111
4.1.6. Порівняння отриманих результатів	117
4.2. Вплив жорсткості конструкцій будівлі на напружено-деформований стан пальового фундаменту	126
4.2.1. Опис архітектурно-конструктивної частини та особливостей числового моделювання	126

4.2.2. Порівняння результатів розрахунку числових моделей з несучими стінами по буквеним осям	135
4.2.3. Порівняння результатів розрахунку числових моделей з несучими стінами по цифровим осям	143
4.3. Дослідження впливу зміни жорсткості надземних конструкцій на напружено-деформований стан фундаменту	151
4.4. Висновки до розділу 4	156
Загальні висновки	158

ВСТУП

Актуальність теми. Будівництво – це локомотив економіки будь якої держави. У повоєнному відновленні зруйнованих об’єктів (будівель і споруд) та реконструкції існуючих, що буде призводити до зміни конструктивної схеми та жорсткості будівлі. Вимогою сьогодення є забезпечення надійності та довговічності будівель з позицій сумісної роботи: з одного боку - ґрунтової основи з її неоднорідністю та жорсткістю; з іншого боку - будівлі з різними конструктивними схемами і матеріалами. Будівельна галузь є невід’ємною частиною економіки України, адже фахівцям відомо, що один будівельник створює більше п’яти робочих місць навколо себе.

Поряд з цим у великих містах України будівництво йде більш-інтенсивніше, що пояснюється необхідністю у нових громадських та житлових будинках. Житлові будинки, зазвичай, об’єднані у житлові комплекси, що мають багато поверхів (як надземних так і підземних) та сучасне об’ємно-планувальне рішення. Такі житлові комплекси, у вітчизняному будівництві, сягають 35-40 поверхів та, зазвичай, являють собою комплекси різноповерхових об’єктів які розміщуються поруч. Більшість таких житлових комплексів будуються в умовах щільної міської забудови і можуть розташовуватись поруч із історичними пам’ятками та старою забудовою. Проектувальникам необхідно враховувати та бути завжди готовими до вирішення непередбачуваних ситуацій, що можуть виникнути на сусідніх територіях із будівельним майданчиком.

Розрахунок – це шлях до надійного проектування у складних умовах. Для того, щоб отримати інформацію про напружено-деформований стан будь-якої конструкції будівлі необхідно виконати числове моделювання елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції». Запорукою коректного розрахунку є числове моделювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції» з врахуванням всіх стадій будівництва: починаючи з влаштування захисного огороження котловану та завершуючи введенням в експлуатацію, щоб мати можливість виконати прогноз напружено-

деформованого стану в елементах системи «основа – фундамент – надземні конструкції» на будь-якому етапі життєвого циклу споруди. Подальший моніторинг поведінки будівель та споруд є необхідним із цієї точки, щоб потім виконати порівняння даних натурних спостережень із результатами числового моделювання.

На сьогоднішній день ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» регламентує наступні чинники (фактори), що слід враховувати для коректного визначення напружено-деформованого стану основи і конструкцій споруди: розрахункову схему споруди, фізико-механічні характеристики ґрунтів основи, можливості їх зміни в процесі будівництва та експлуатації споруди (зміна характеристик ґрунту з плином часу), просторову жорсткість конструкцій, геометричну нелінійність розрахункової схеми та фізичну нелінійність матеріалів, реологічні та пластичні властивості матеріалів. Поряд із переліченими чинниками (факторами) коректного розрахунку ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» рекомендовано ще враховувати жорсткість підземних конструкцій. Метод скінченних елементів, який базується на правилах будівельної механіки, дозволяє виконати розрахунок з врахуванням жорсткості елементів будинку, або споруди. Визначення напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції» методом скінченних елементів буде ефективнішим при використанні комп'ютерної техніки, адже така система буде налічувати багато скінченних елементів, що призведе до необхідності у вирішенні тисяч, або десятків тисяч, рівнянь. Саме через ці обставини на сьогоднішній день не можливо уявити вирішення такої задачі без програмних комплексів для числового моделювання системи «основа – фундамент – надземні конструкції». Лідерами серед вітчизняних проєктувальників є наступні програмні комплекси, що розроблені в Україні: ПК «Ліра – САПР», «SCAD Office». Також для науково-дослідної роботи використовують: «Vesna», «PRIZ-Pile». Для вирішення геотехнічних задач наявні ще зарубіжні програмні комплекси, до яких відносяться: «Plaxis», «Midas GTS NX», «Z-Soil», «ANSYS», «Abaqus» тощо.

Деякі програмні комплекси виконують моделювання ґрунтової основи використовуючи коефіцієнти жорсткості «модель Вінклера» (або її еволюції), де за допомогою перемінних коефіцієнтів жорсткості основи можна вирішити тільки контактну задачу, залишаючи деформування ґрунтової основи без уваги (у глибині ґрунтового масиву та за межами завантажених площ), що призводить до зниження якості результатів числового моделювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції». Отже, для ефективного числового моделювання та врахування жорсткості конструкцій будівлі необхідно застосовувати такі розрахункові схеми, які забезпечують можливість врахування роботи багат шарової ґрунтової основи та стабільності будівництва. Такий підхід до числового моделювання дозволить проаналізувати роботу ґрунтового масиву, як під спорудою (будівлею), так і навколо неї, що значною мірою впливає на формування (зміну) напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції» та надає можливість проаналізувати напружено-деформований стан будь-якої будівельної конструкції на будь-якій стадії будівництва при зміні жорсткості. Актуальними питаннями, при розв'язку задач геотехніки, залишаються: 1) визначення адекватної моделі яка б описувала процеси деформування ґрунтового середовища на різних стадіях навантаження; 2) використання коректних фізико-механічних характеристик ґрунту; 3) вибір розрахункової схеми системи «основа – фундамент – надземні конструкції», яка мала б змогу відобразити послідовність проведення будівельно-монтажних робіт та забезпечити достовірність результатів числового моделювання та зміни жорсткості конструкцій.

Розробкою методів розрахунку основ і фундаментів займалися: І.П. Бойко [10], Ю.Л. Винников [16], В.Г. Березанцев [4], М.М. Герсєванов [18], М.І. Горбунов-Посадов [20], Ю.О. Кірічек [35], С.М. Клепіков [36, 37], Ю.М. Мурзенко [46], Ю.К. Зарецький [28], О.О. Петраков [51], В.Б. Швець, [71], М.Л. Зоценко [29], М. Alzaylaie [78] та інших.

Питаннями дослідження взаємодії фундаментів з ґрунтовими основами

займалися та внесли значний вклад: М.С. Грутман [25], В.М. Голубков [19], Б.І. Далматов [26], Б.М. Жемочкін [27], Г.М. Петренко [50], Є.В. Платонов [58], В.М. Уліцкий [68], С.Й. Цимбал [75], В.С. Шокарев [73, 74], В.Л. Сєдін [63, 64], А. Ganal [81], О. Reul [82] та інші.

Експериментальними дослідженнями взаємодії фундаментів з ґрунтовими основами займалися: А.О. Барталомей [1-3], О.Ю. Василенко [15], Г.Є. Лазебнік [38], О.Ф. Лебеда [39], А.В. Пилягин [52, 53], С.М. Сотніков [65], Ю.Ф. Тугаєнко [66] J. Bauer [82], О. Reul [81], М. Tafili [83] та інші.

Числовим моделювання системи «основа – фундамент», займалися наступні вчені і відображено у їх роботах: І.П. Бойка [10-13], Ю.Л. Винникова [16], О.С. Городецького [21-24], О.К. Бугрова [14], Ю.К. Зарецького [28], А.С. Моргун [40], О.В. Перельмутера [49], В.О. Сахарова [60, 61], О.С. Сахарова [59], А.Г. Шашкіна [70], О.В. Школи [72], R. Katzenbach [84], S. Lerpla [84] та інших.

Сьогодні відсутня єдина методика моделювання пальового фундаменту будівель та споруд, що мають складне об'ємно-планувальне рішення або велику поверховість, із врахуванням жорсткості надземних конструкцій у складі системи «основа – фундамент – надземні конструкції».

Щоб отримати коректні результати числового моделювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції» необхідно використовувати нелінійні пружно-пластичні моделі ґрунтового середовища, які ґрунтуються на теорії пластичної течії із застосуванням критеріїв міцності: Кулона – Мора, Мізеса – Шлейхера – Боткіна, Друккера – Прагера, пружно – в'язко – пластична модель глинистого ґрунту, яка є змінною та інших. Більш прості моделі ґрунтового середовища можуть призвести до неточних результатів числового моделювання. Врахування послідовності будівництва і експлуатації будівлі (монтажу та прикладання навантажень) є важливим аспектом, який впливає на коректність визначення напружено-деформованого стану всієї системи «основа – фундамент – надземні

конструкції».

Мета і задачі дослідження. Мета роботи – розробка методики числового моделювання взаємодії пальових фундаментів з ґрунтовими основами з урахуванням зміни жорсткості конструкції будівель та нелінійних процесів деформування матеріалів.

Для досягнення поставленої мети необхідно розв’язати наступні задачі:

1. Аналіз існуючих методик оцінки взаємодії пальових фундаментів та основ з урахуванням зміни жорсткості конструкції будівель.
2. Оцінка впливу методу врахування взаємодії паль із ґрунтовим середовищем на напружено-деформований стан елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» з урахуванням методу моделювання жорсткості паль.
3. Дослідження взаємодії пальових фундаментів будівель з ґрунтовими основами при врахуванні зміни жорсткості конструкцій будівлі в процесі будівництва.
4. Вплив зміни жорсткості елементів пальового фундаменту на загальний напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземні конструкції».
5. Оцінка впливу зміни жорсткості залізобетонних несучих конструкцій будівлі в процесі їх експлуатації на еволюцію напружено-деформованого стану фундаментів.
6. Розробка методики моделювання взаємодії пальових фундаментів з основами з урахуванням зміни жорсткості конструкції будівель протягом їх будівництва.

Об’єкт дослідження – взаємодія пальових фундаментів з нелінійними основами в системі «основа – фундаменти – надземні конструкції» при врахуванні зміни жорсткості конструкцій будівлі.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан в елементах системи «основа – фундаменти – надземні конструкції» з врахуванням зміни жорсткості елементів.

Методи дослідження:

Для проведення дослідження використані наступні методи дослідження:

- Аналітичні розрахунки взаємодії фундаментів з основою;
- Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» та порівняння отриманих результатів із даними натурних спостережень на дослідних майданчиках.
- Інструментальні (геодезичні) спостереження за деформаціями конструкцій будинків на експериментальних майданчиках.

Наукова новизна одержаних результатів.

Внаслідок проведеної роботи були одержані наступні наукові результати:

- Запропоновано підхід управління напружено-деформованим станом несучих конструкцій будівлі через зміну жорсткості окремих її частин шляхом введення додаткових елементів, що дозволяє перерозподілити зусилля у фундаментних конструкціях та знизити їх пікові значення в 1,5 рази.
- Виявлено ефект впливу жорсткості стиків елементів панельного будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту, який полягає як у якісній так і в кількісній зміні згинальних моментів у плиті ростверку до 5 разів.
- На основі польового випробування групи паль досліджено вплив різних методів моделювання взаємодії пальових фундаментів з ґрунтовою основою, показано що використання одновузових скінченних елементів постійної жорсткості, що моделюють роботу палі, не дозволяє змоделювати взаємний вплив між палями, а використання групи одновузових скінченних елементів перемінної жорсткості або об'ємних скінченних елементів ґрунтового

середовища дозволяє виявити перерозподіл навантаження між палями, який сягає 1,6 рази між палями розміщеними у кутовій і центральній зоні.

➤ Досліджено перерозподіл зусиль у палях в залежності від зміни жорсткості конструкцій будинку виконаних із збірного чи монолітного залізобетону та виявлено, що відбувається перерозподіл поздовжніх зусиль у палях до 20% від середнього навантаження на палю у фундаменті в залежності від жорсткості підземного поверху.

Практичне значення отриманих результатів.

Внаслідок проведеної роботи були одержані наступні практичні результати:

➤ Запропоновано методику числового моделювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – надземні конструкції», яка дозволяє виявити вплив зміни жорсткості будівельних конструкцій на напружено-деформований стан пального фундаменту.

➤ Запропоновано та реалізовано конструктивне рішення підсилення вертикальних несучих елементів у м. Київ на експериментальній ділянці будівництва багатосекційних висотних будинків, завдяки чому було досягнуто зменшення згинальних моментів у плиті ростверку, що позитивно вплине на міцність та тріщиностійкість ростверку.

Особистий внесок здобувача полягає в: узагальненні та аналізі літературних матеріалів за темою наукової роботи; формулюванні мети та задач наукового дослідження; розробці методики розрахунку (числового моделювання) системи «основа – фундамент – надземні конструкції» з врахуванням зміни жорсткості конструкцій будівлі; обробленні та проаналізованих результати числового моделювання; формулюванні і редакції висновків, впровадження розроблених рекомендацій у практику проектування палювих фундаментів будівель та споруд.

Особистий внесок здобувача в наукових працях:

1. Носенко В.С. Числове моделювання напружено-деформованого стану пальового фундаменту будинку з використанням різних моделей ґрунтової основи / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник – Київ: КНУБА. – 2019. – № 38. – С. 34–43.

Виконано порівняння напружено-деформованого стану систем «основа – фундамент – надземні конструкції», який змодельовано різними варіантами.

2. Носенко В.С. Вплив вибору моделі основи на напружено-деформований стан вертикальних несучих елементів монолітно-каркасного будинку / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник – Київ: КНУБА. – 2020. – № 41. – С. 45–54.

Виконано порівняння напружено-деформованого стану вертикальних елементів каркасу монолітного будинку (підвалу, першого і четвертого поверху), в залежності від методу моделювання ґрунтового середовища та паль.

3. Носенко В.С. Визначення напружено-деформованого стану групи паль шляхом числового моделювання їх взаємодії з основою за даними польових досліджень / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник – Київ: КНУБА. – 2021. – № 43. – С. 87–100.

Виконано числове моделювання взаємодії групи паль з основою, що описано в досліді [3], яке виконано у різних програмних комплексах.

4. Носенко В.С. Вплив жорсткості стиків панельного будинку на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник – Київ: КНУБА. – 2022. – № 44. – С. 9–18.

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

5. Носенко В.С. Числове моделювання експерименту випробування групи паль з використанням різних моделей ґрунтової основи / В.С. Носенко,

О.О. Кашоїда // Опір матеріалів і теорія споруд – Київ: КНУБА. – 2022 .– № 109. – С. 441–454.

Виконано числове моделювання взаємодії групи паль з основою, що описано в досліді [3], яке виконано з використанням різних методів моделювання взаємодії паль із основою.

6. Носенко В.С. 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 – Київ: КНУБА. – 2023 .– № 45. – С. 98–112.

Виконано порівняння напружено-деформованого стану пальових фундаментів будинку із збірних залізобетонних панелей в залежності від конструктивної схеми підвалу та несучих стін (поздовжні або поперечні).

Апробація результатів дисертації. Основні положення та результати дисертаційної роботи представлені та обговорені на наступних конференціях:

1) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУД-МАЙСТЕР-КЛАС-2021», Київ, 27-29.11.2019 р.

2) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУД-МАЙСТЕР-КЛАС-2020», Київ, 25-27.11.2020 р.

3) Науково-технічна конференція факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання Вінницького національного технічного університету, Вінниця, 18-19.03.2021 р.

4) III науково-практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції», Київ, 22-23.04.2021 р.

5) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУД-МАЙСТЕР-КЛАС-2021», Київ, 01-03.12.2021 р.

6) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУД-МАЙСТЕР-КЛАС-2021», Київ, 30.11-02.12.2022 р.

Публікації. За темою дисертації опубліковано **11** друкованих робіт, в тому числі **6** у наукових фахових виданнях, **4** у матеріалах доповідей міжнародних конференцій.

РОЗДІЛ 1. РАЦІОНАЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ І МЕТОДИ ЇХ РОЗРАХУНКУ ПРИ ВРАХУВАННІ ЗМІНИ ЖОРСТКОСТІ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ

1.1. Сучасні виклики у галузі будівництва висотних споруд в Україні

Центрами розвитку будівельної справи зазвичай виступають великі міста. Тому для максимального використання площі споруджують висотні будівлі, які мають багато надземних поверхів та декілька підземних. Такі будівлі мають передають значне навантаження (тиск) на ґрунтову основу, тому зазвичай влаштовуються на пальових фундаментах [57]. Вимогою сьогодення є забезпечення надійності та довговічності будівель з позицій сумісної роботи ґрунтової основи з її неоднорідністю і жорсткістю та будівлі з різними конструктивними схемами і матеріалами [42].

Використання пальових фундаментів обумовлено тим, що вони забезпечують передачу навантаження на глибші шари ґрунтів так, як правило, мають більшу несучу здатність в порівнянні із фундаментами неглибокого закладання [47]. На даний час широкого застосування набули пальові фундаменти, які влаштовуються: без виймання ґрунту (забивні, вдавлювані) та із вийманням ґрунту (бурові). В умовах щільної міської забудови використання забивного способу занурення паль у більшості випадків є неприйнятним. При використанні методу вдавлювання паль виникають додаткові технічні труднощі пов'язані з їх влаштуванням, а при використанні піщаних ґрунтів не завжди достатньо статичного навантаження, щоб вдавити палю до проектної відмітки. В умовах щільної міської забудови, широкого застосування набули бурові палі, що за своїми техніко-економічними показниками, як правило, мають перевагу над забивними та вдавлюваними [34].

Пальові фундаменти представляють собою групу паль, які розміщені під навантажуваними частинами будинку (інколи це бувають суцільні пальові поля), і об'єднані ростверком у вигляді окремих стрічок або однієї суцільної плити. Взаємодія таких фундаментів з ґрунтом має свої особливості, і вона залежить від

розмірів ростверку та, передусім, від співвідношення розмірів будинку у плані та довжини паль в складі фундаменту. Це обумовлює доцільність розрізнення пальових фундаментів на два типи: один називається пальовим фундаментом, а інший - пальновою основою, оскільки у цьому випадку деформації визначаються розмірами будівлі, і палі лише поліпшують характеристики основи. Додатковою ознакою взаємодії системи "основа-фундамент" може бути накладення вертикальних напружень від ростверку на зони напруження в площині підшви палів у випадку пальнової основи та відсутність такого накладення при пальному фундаменті.

Розробкою методів розрахунку основ і фундаментів займалися: І.П. Бойко [10], Ю.Л. Винников [16], В.Г. Березанцев [4], М.М. Герсеванов [18], М.І. Горбунов-Посадов [20], Ю.О. Кірічек [35], С.М. Клепіков [36, 37], Ю.М. Мурзенко [46], Ю.К. Зарецький [28], О.О. Петраков [51], В.Б. Швець, [71], М.Л. Зоценко [29], М. Alzaylaie [78] та інших.

Питаннями дослідження взаємодії фундаментів з ґрунтовими основами займалися та внесли значний вклад: М.С. Грутман [25], В.М. Голубков [19], Б.І. Далматов [26], Б.М. Жемочкін [27], Г.М. Петренко [50], Є.В. Платонов [58], В.М. Уліцкий [68], С.Й. Цимбал [75], В.С. Шокарев [73, 74], В.Л. Сєдін [63, 64], А. Ganai [81], О. Reul [82] та інші.

Експериментальними дослідженнями взаємодії фундаментів з ґрунтовими основами займалися: А.О. Барталомей [1-3], О.Ю. Василенко [15], Г.Є. Лазебнік [38], О.Ф. Лебеда [39], А.В. Пилягин [52, 53], С.М. Сотніков [65], Ю.Ф. Тугаєнко [66] J. Bauer [82], О. Reul [81], М. Tafili [83] та інші.

На сучасному етапі розвитку будівництва, палі відрізняються як за способом взаємодії з ґрунтом, так і за технологією виготовлення.

За способом взаємодії з ґрунтом, палі поділяються на: висячі та палі-стійкі.

За технологією виготовлення і застосуванням: палі заводського виготовлення, які включають забивні, вдавлювані, віброопускні, загвинчувані

тощо; палі, які формуються безпосередньо в ґрунті на будівельному майданчику, включаючи різновиди буронабивних палі, буроін'єкційні палі (СФА), палі-РІТ (розрядно-імпульсна технологія), та ґрунтоцементні палі.

В даний час, буроін'єкційні палі великого діаметру, які виробляються на глибину до 35 м і мають діаметр до 1,2 м, стають більш поширеними.

Перспективним є застосовуються ґрунтоцементних палі. Основою ґрунтоцементної палі є місцевий ґрунт, що змішується в певній пропорції з в'язким (цементним розчином), за рахунок чого ґрунтоцементна суміш володіє кращими механічними характеристиками ніж оточуючий ґрунт (міцність ґрунтоцементу на стиск, через 28 діб, складає 1,5...5 МПа [31]). Використання даного типу палі дозволяє влаштовувати до 400 м.п. у лесовидних суглинках (при довжині палі до 8 м), а у піщаних ґрунтах – до 500 м.п. ґрунтоцементу [32].

В залежності від способу влаштування палі технологія буває: із вийманням ґрунту та без його виймання. До технології влаштування палі без виймання ґрунту відносяться набивні палі, що влаштовані у пробитих свердловинах. Дослідженням таких палі займались В.Л. Сєдін [33, 63], Ю.Л. Винников [33, 34, 63] та М.Л. Зоценко [33, 34].

За перерізом палі, зазвичай, поділяються на круглі та квадратні. До палі з круглим перерізом зазвичай відносяться ті, що влаштовуються із вийманням ґрунту, палі з квадратним перерізом відносяться до тих, які влаштовуються без виймання ґрунту. Тобто такі палі (круглі і квадратні) мають однаковий переріз по всій довжині стовбура, що призводить до незмінності жорсткісних характеристик ($E_A = \text{const}$; $E_I = \text{const}$).

Якщо переріз палі по її довжині буде змінним, то відповідно жорсткісні характеристики теж будуть змінними ($E_A \neq \text{const}$; $E_I \neq \text{const}$), що може позитивно відобразитись на несучій здатності палі, та зменшити її відток армування за рахунок збільшення бетонного перерізу в потрібному місці. В.Л. Сєдін в своїй роботі [64] досліджував роботу палі різної форми в умовах слабких ґрунтів.

Дослідами встановлено, що суттєвого збільшення несучої здатності призматичних паль в часі, в даних ґрунтових умовах не відбувається [64].

З точки зору особливостей взаємодії з основою, пальові фундаменти які об'єднані суцільним ростверком поділяються на: пальову основу та пальовий фундамент (рис. 1.1). Пальова основа – коли довжина палі у 2 рази менша від ширини плити ростверку. Пальовий фундамент – коли навпаки (довжина палі у 2 рази більша від ширини ростверку). Зміна довжини паль призводить до зменшення вартості фундаментів та ущільнення основи (так звана «пальова основа») [5].

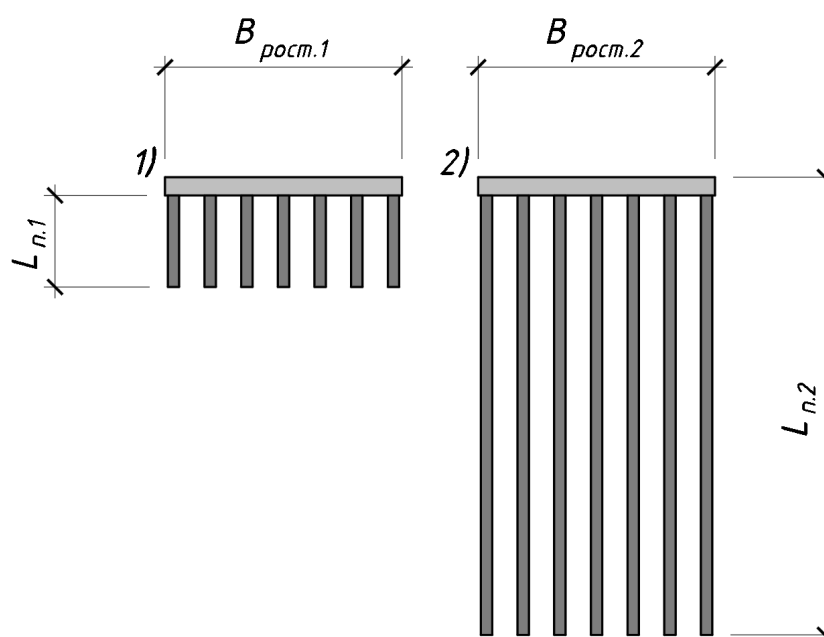


Рис. 1.1. Класифікація: 1) пальова основа; 2) пальовий фундамент.

Р. Катценбах у [78] вважає, що найважливішими аспектами для проектування будь-якої фундаментної системи є: безпека, оптимізація та стійкість. Оптимізоване та безпечне проектування фундаментних систем для висотних споруд у складних умовах ґрунту та підземних вод ґрунтується на зменшенні витрат матеріалів, трудовитрат, енергоспоживання та коректного врахування взаємодії системи «основа – фундамент – надземні конструкції».

Серед різних конструктивних варіантів фундаментів для висотних будинків, на сьогоднішній день найпоширенішим та основним варіантом є

залізобетонні монолітні пальові фундаменти, які включають в себе бурові палі та об'єднуючий їх суцільний плитний ростверк. Ці фундаменти надійно передають навантаження від надземних конструкцій на ґрунтову основу і є найбільш часто використовуваним варіантом у сучасній практиці.]

При виборі фундаменту для висотних будівель необхідно враховувати два аспекти: перший – це оптимізація фундаменту, що призводить до зменшення габаритів фундаментних плит (ростверків) і довжини паль, що в свою чергу позитивно відображається на витраті матеріалів; другий аспект відноситься до енергетичної геотехніки, тобто використання фундаментних систем для опалення та охолодження будівлі за допомогою поглинальних труб які встановлені в елементи фундаменту [79].

1.2. Числові методи визначення напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції»

Будівництво не виконується миттєво, а має свою технологічну послідовність, врахування якої впливає на кінцевий результат розрахунку. Використання методу скінченних елементів дозволяє визначити деформації основи, врахувати в розрахунок їх жорсткість та вплив нашарування ґрунтової основи, що впливає на значення розрахункових зусиль у елементах конструкцій [9]. Врахування послідовності будівництва окремих секцій висотного будинку дозволяє отримати формування напружено-деформованого стану в елементах системи «основа – фундамент – надземні конструкції» на різних етапах навантаження (будівництва) [7].

Ураховуючи велику кількість факторів, що впливають на напруження та деформації фундаментних конструкцій, на сьогоднішній день розрахунки фундаментів частіше виконуються, використовуючи числове моделювання в рамках системи "основа-фундамент-надземні конструкції". Замість цього, аналітичні підходи в розрахунках використовуються значно менше. Інженерам потрібно вирішити, як вибрати коректну схему розрахунку, моделі деформацій та параметри матеріалів для визначення жорсткості елементів системи.

Напружено-деформований стан в елементах системи «основа – фундамент – надземні конструкції» формується завдяки послідовному зведенню надземних конструкцій, в наслідок чого зростає жорсткість каркасу та змінюється реактивна епюра під підошвою фундаментів [5]. З ростом висоти каркасу зростає чутливість до нерівномірності осідань [30].

Збільшення жорсткості надземних конструкцій (введення додаткових ферм, або балок) дозволяє змістити спектр модальних частот і вплинути на розподіл коливальних сил, що в свою чергу призводить до зменшення складової кручиння для нижнього діапазону коливань та дозволяє більш-рівномірно розподілити напруження в вертикальних несучих елементах каркасу [62]. Характер коливань конструкцій будівлі залежить від просторової жорсткості. Підвищення кількості поверхів сприяє зменшенню амплітуди коливань нижніх поверхів [8].

Для економічного проектування та техніко-економічної оптимізації систем пального фундаменту необхідне реалістичне моделювання взаємодії системи «основа – фундамент – надземні конструкції». На основі відповідного дослідження ґрунту, випробування паль на майданчику та високо-кваліфікованого проектування з використанням методу скінченних елементів (МСЕ) можна проектувати складні фундаментні системи для висотних будівель [76]. Метод моделювання ґрунтового середовища впливає не тільки на НДС фундаментів, а й надземних конструкцій [47].

Числове моделювання взаємодії елементів конструкцій даної системи дозволяє обґрунтувати раціональні параметри фундаментів [5]. Достовірні результати числового моделювання системи «основа – фундамент – надземні конструкції» можуть бути отримані завдяки виконаній попередній «ідентифікації параметрів» моделі ґрунтової основи [9].

Під ідентифікацією параметрів мається на увазі уточнення параметрів моделі ґрунтового середовища, щоб отримати значення осідання палі як за результатами польових випробувань.

Числове моделювання має вирішальне значення для будь-якого дослідження стійкості та міцності несучих конструкцій, оскільки визначає кількісну та якісну надійність прогнозу (результату моделювання) [77].

Проф. І.П. Бойко та ін. вирішено ряд задач за допомогою моделювання НДС системи «основа – палі – плита» в ПК «VESNA» із використанням пружно-пластичної моделі ґрунту, заснованій на дилатансійній теорії В. Ніколаєвського, з критерієм умови пластичної течії Мізеса-Шлейхера-Боткіна. Доведено, що врахування взаємного впливу сусідніх паль суттєво змінює характер деформування основи, збільшуючи осідання секцій фундаментів висотного будинку на 30%, а значення згинальних моментів у плитах в зоні стику секцій зростають у 1,5—2 рази [17].

Проф. І.П. Бойко, проф. О.О. Сахаров та проф. В.О. Сахаров виявили, що при дії сейсмічних навантажень в палях можуть виникати зони з розтягуючими поздовжніми зусиллями (ред. у місцях зміни жорсткості), що розташовані нижче оголовку палі та повинні бути враховані при конструюванні палі [6]. Врахування взаємного впливу між пальовими фундаментами суттєво змінює деформування основи, що призводить до збільшення осідань на 25-30%; згинальних моментів у 1,5-2 рази (у межах стику секцій); поздовжніх зусиль в центральних палях на 10-25% [7].

Важливою складовою системи «основа – фундамент – надземні конструкції» є каркас будинку, врахування якого є необхідним для коректного числового моделювання, щоб отримати наближений до реальності напружено-деформований стан фундаментів та основи. Тобто є необхідність (вимога) враховувати жорсткість надземних конструкцій.

В.Л. Підлуцьким [56] показано, що врахування центрів ваги надземних і фундаментних конструкцій дозволяє уникнути виникнення додаткового ексцентриситету, що запобігає виникненню додаткових напружень у конструкціях будинку та поліпшує взаємодію фундаментів з основою. Встановлено, що неврахування центрів ваги конструкцій призводить до

нерівномірних деформацій, що в 1,5 рази більші від величини деформацій при врахуванні центрів ваги. Також неврахування центрів ваги призводить до нерівномірності завантаження паль в окремих зонах, кутові палі перевантажуються. Якщо центри ваги знаходяться на одній вісі по вертикалі, то нерівномірність завантаження паль складає близько 10%.

Дослідження [55] дало можливість встановити, що величина зусиль у певних зонах відрізняється в три рази (в кутовій і середній зоні ростверку) та підтвердити це за допомогою дослідження [3]. Відповідно доцільно проводити комплексні розрахунки, спрямовані на визначення раціонального розташування паль у пальовому фундаменті, що призводить до позитивного економічного ефекту. Раціональне розташування паль в ростверку може заощадити від 15% до 30% паль в порівнянні із розташуванням паль по регулярній сітці.

Одним із найрозповсюдженіших матеріалів для зведення багатоповерхових будинків є монолітний залізобетон. Головна його перевага – це можливість вільного просторового планування, можливість рівномірного перерозподілу зусиль у елементах каркасу (будинок працює як одна жорстка, суцільна конструкція) та за рахунок зміни перерізів несучих елементів керувати жорсткістю будівлі (споруди). Недоліком монолітного залізобетону є значна тривалість будівельних робіт (будівництва) та необхідність у висококваліфікованому контролі монолітних робіт. У якості альтернативного рішення, з метою пришвидшення темпів будівництва, застосовують конструкції із збірного залізобетону. У [48] встановлено, що зміна конструктивної схеми підвального поверху із збірної на монолітну призводить до розвантаження несучої стіни та до більш-рівномірного завантаження паль. Також монолітна конструкція підземного (підвального) поверху призводить до покращення ситуації по нерівномірності осідань фундаменту.

Для числового моделювання системи «основа – фундамент – надземні конструкції», серед інженерів-проектувальників найбільш розповсюджені наступні програмні комплекси вітчизняного виробництва: ПК «Ліра – САПР»,

ПК «SCAD Office». ПК дозволяють виконувати числове моделювання палей декількома способами: за допомогою одновузлових скінченних елементів та стержневими скінченними елементами.

Моделювання надземних конструкцій найчастіше виконується за допомогою пластин (ростверки, стіни, діафрагми, пілони, плити перекриття) та стержнів (колони, балки).

Числове моделювання палей за допомогою одновузлового скінченного елемента на основі випробування палі. Одновузловий скінченний елемент (далі СЕ) пружної в'язі постійної жорсткості наведений на рис. 1.2.

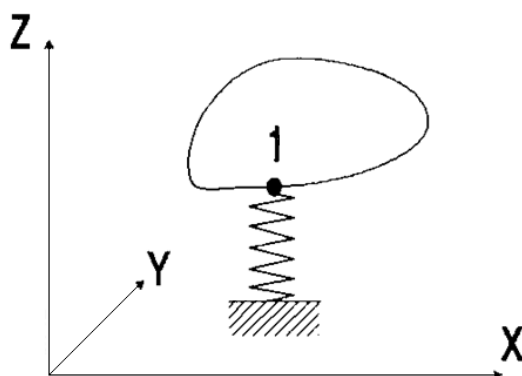


Рис. 1.2. Схема одновузлового скінченного елемента

Застосування даного СЕ доречно коли відомі результати випробування палей. Завдяки даним результатам можна визначити жорсткість даного СЕ по формулі (1.1)

$$R_i = \frac{N}{S}; \quad (1.1)$$

де: R_i – жорсткість палі вздовж певної глобальної осі (т/м); N – навантаження, що діє на палею (т); S – вимірне осідання від навантаження N (м).

Довжина елемента при формуванні матриці жорсткості рівна одиниці.

Числове моделювання палей за допомогою одновузлового скінченного елемента на основі геологічних даних. Такий одновузловий СЕ пружних в'язей відносно глобальних осей координат або локальних координат вузла. Даний СЕ

може одночасно володіти шістьма параметрами жорсткості, погонними: X, Y, Z ; та на кручення: U_x, U_y, U_z .

Параметри жорсткості користувачеві можна визначити вручну і вписати як для одновузлового СЕ постійної жорсткості, або задати в діалоговому вікні параметри палі (рис. 1.3) і геологічні умови (рис. 1.4), щоб ПК визначив жорсткість палі автоматично (алгоритм розрахунку буде наведено в наступному підрозділі).

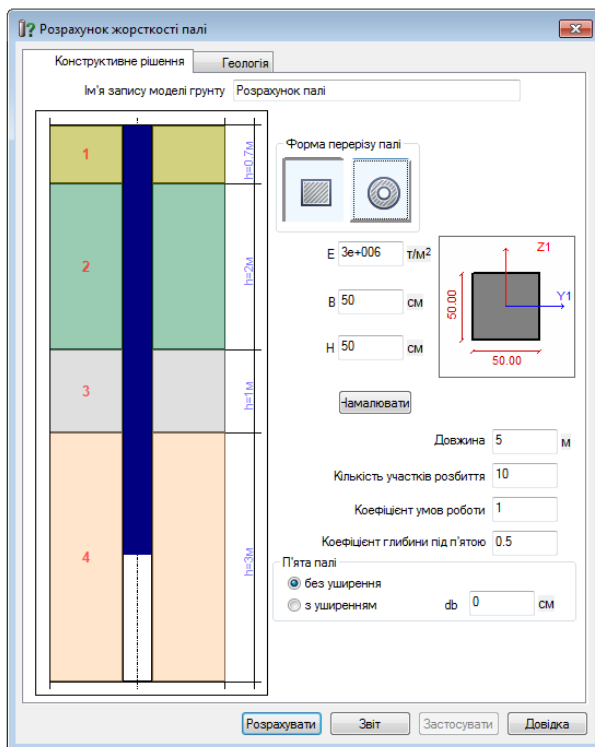


Рис. 1.3. Параметри палі для одновузлового скінченного елемента на основі геологічних даних

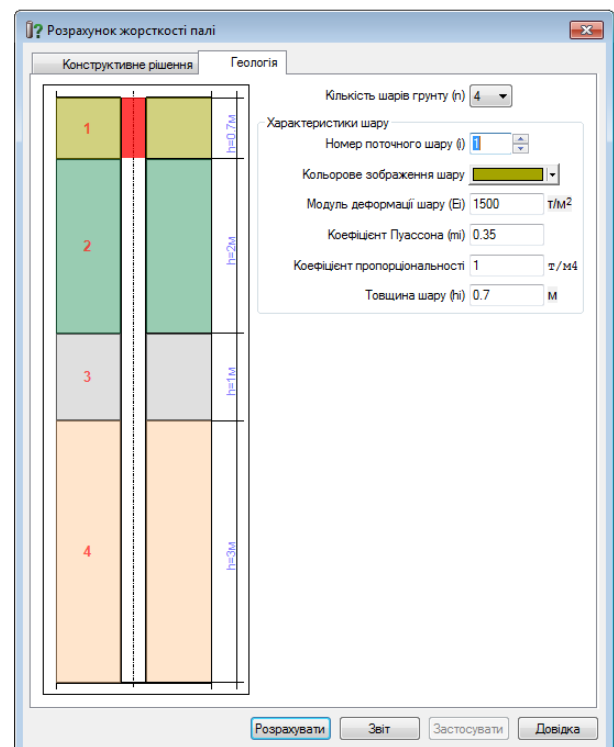


Рис. 1.4. Геологічні умови для одновузлового скінченного елемента на основі геологічних даних

Числове моделювання палей за допомогою ланцюжка одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості. Тобто одновузлові СЕ з'єднані стержнями між собою (крок розбиття стержня палі можна регулювати) (рис. 1.5).

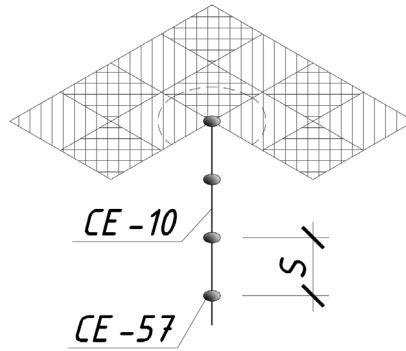


Рис. 1.5. Схематичне зображення групового розташування одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості

Для використання даного СЕ необхідно вказати параметри ґрунтового середовища: потужність шарів ґрунту, абсолютна відмітка поверхні, фізичні (γ, e, w, I_L) і механічні (C, φ, E) характеристики ґрунту.

Тобто, задавши користувачем параметри ґрунту (фізичні і механічні характеристики), створивши свердловини і розставивши їх у відповідності до інженерно-геологічних вишукувань, програмний комплекс може визначити жорсткість палі автоматично.

Жорсткість палі, що моделюється за допомогою ланцюжком одновузлових СЕ перемінної жорсткості визначається шістьма величинами:

Усереднений модуль зсуву G_1 і коефіцієнт Пуассона ν_1 вздовж лінії L :

$$G_1 = \frac{\sum_1^{NL} G_i * h_i}{L}; \quad (1.2)$$

$$\nu_1 = \frac{\sum_1^{NL} \nu_i * h_i}{L}; \quad (1.3)$$

Усереднений модуль зсуву G_2 і коефіцієнт Пуассона ν_2 вздовж довжини ($k*L$) нижче п'яти палі:

$$G_2 = \frac{\sum_1^{N \varepsilon L} G_j * h_j}{k * L}; \quad (1.4)$$

$$\nu_2 = \frac{\sum_1^{N \varepsilon L} \nu_j * h_j}{k * L}; \quad (1.5)$$

де: $G_i = (E_i/2)/(1 + \nu_i)$; - модуль зсуву i -го шару ґрунту; L – довжина палі; E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту, $i=1, n$; k – коефіцієнт глибини під п'ятою палі, що враховує властивості ґрунту нижче п'яти.

Погонна жорсткість палі без розширення п'яти:

$$R_z = \frac{G_1 * L}{\beta}; \quad (1.6)$$

Коефіцієнт «жорсткості основи» $C1$ на боковій поверхні палі визначається посередині кожного стержневого СЕ яким моделюється тіло палі (координата Z), у відповідності із значенням коефіцієнту пропорційності K (т/м⁴) шарів ґрунту і коефіцієнту умов роботи γ_c .

$$C1 = \frac{K * Z}{\gamma_c}; \quad (1.7)$$

Погонні жорсткості $R_x, R_y, R_{ux}, R_{uy}, R_{uz}$ визначаються за допомогою стержневого суперелементу, що моделює тіло палі сумісно з оточуючим ґрунтом.

Довжина суперелементу рівна довжині палі L . Суперелемент складає N стержнів, що опираються боковими поверхнями на пружну основу, яка розташована вздовж глобальних осей X та Y або локальних осей координат X та Y . N – задана кількість дроблення палі по довжині.

Жорсткості визначаються по формулам (1.8):

$$R_x = \frac{1}{D_x}; \quad R_y = \frac{1}{D_y}; \quad R_{ux} = \frac{1}{D_{ux}}; \quad R_{uy} = \frac{1}{D_{uy}}; \quad R_{uz} = \frac{1}{D_{uz}}; \quad (1.8)$$

Також використання одноузлових скінченних елементів на основі геологічних даних дозволяє автоматизувати визначення теоретичної несучої здатності паль (F_d).

Числове моделювання із використанням ґрунтового масиву можливе у двох постановках: плоскій або об'ємній. Плоский ґрунтовий масив являє собою сукупність СЕ певного типу, що використовуються для моделювання ґрунтового масиву, які можуть мати як пружній так і нелінійний закон деформування. Фундаменти (палі і ростверки), зазвичай, виконуються стержневими елементами.

При використанні пружного закону деформування програмний комплекс використовує лише три параметри: модуль загальних деформації (E), коефіцієнт Пуассона (ν) та питому вагу (γ).

При моделюванні нелінійного процесу деформування плоских СЕ програмний комплекс використовує критерій міцності Кулона-Мора для роботи якого необхідно вказати додаткові величини: H – товщина ґрунтового масиву; σ_p – граничне напруження ґрунту на стиск; R_t – граничне напруження ґрунту на розтяг; K_e – коефіцієнт переходу до модуля деформації ґрунту по гілці вторинного навантаження.

Об'ємний ґрунтовий масив являє собою сукупність об'ємних СЕ (паралелепіпедів, тетраєдрів, прямих тригранних призм), що можуть мати як пружній так і нелінійний закон деформування. Палі зазвичай, моделюються стержневими елементами, а ростверки – пластинами-оболонками.

При використанні об'ємних скінченних елементів ґрунту нелінійного процесу деформування програмний комплекс дає можливість обрати один із трьох критеріїв міцності: 1) Боткіна (1.9); 2) Друкера-Прагера (1.10); 3) Кулона-Мора (1.11).

$$\sin(\varphi)\sigma_0 + 3\sigma_i - 2C\cos(\varphi) \leq 0; \quad (1.9)$$

$$2\sin(\varphi)\sigma_0 + 3\sigma_i - 6C\cos(\varphi) \leq 0; \quad (1.10)$$

$$\sin(\varphi)\sigma_0 + \sigma_i \left(\sqrt{3}\cos(\psi) + \sin(\psi)\sin(\varphi) \right) - 3C\cos(\varphi) \leq 0; \quad (1.11)$$

$$\sigma_0 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3; \quad (1.12)$$

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}; \quad (1.13)$$

$$\psi = \frac{1}{3} \arcsin \frac{27J_3}{2\sigma_i^3}; \quad (1.14)$$

Система «основа – фундамент – навантаження». Скінчено-елементна модель складається із: ґрунтового середовища та фундаментів. Особливістю даного методу являється те, що не враховуються надземні конструкції (їх вага і жорсткість), а їх замінюють навантаженням, що прикладають до ростверку.

Тобто, навантаження що діють на диски (плити) перекриття будинку (постійні, тимчасові і короткочасні) підсумовуються і рівномірно розподіляються по плиті ростверку. Величина даного навантаження визначається за формулою (1.15).

$$G_i = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (q_i * A_{п.п.})}{A_{рост.}}; \quad (1.15)$$

де: q_i – величина навантаження (кН/м²); $A_{п.п.}$ – площа диску (плити) перекриття (м²); $A_{рост.}$ – площа ростверку (м²).

Система «основа – фундамент – надземні конструкції» наведена на рис. 1.6. Скінчено-елементна модель складається із ґрунтового середовища, фундаментів та надземних конструкцій, що володіють певною жорсткістю і можуть сприймати навантаження.

1.3. Методи розрахунку пальових фундаментів

Розрахунок пальових фундаментів можна виконувати декількома способами: аналітичним, за допомогою числового моделювання та за допомогою експерименту.

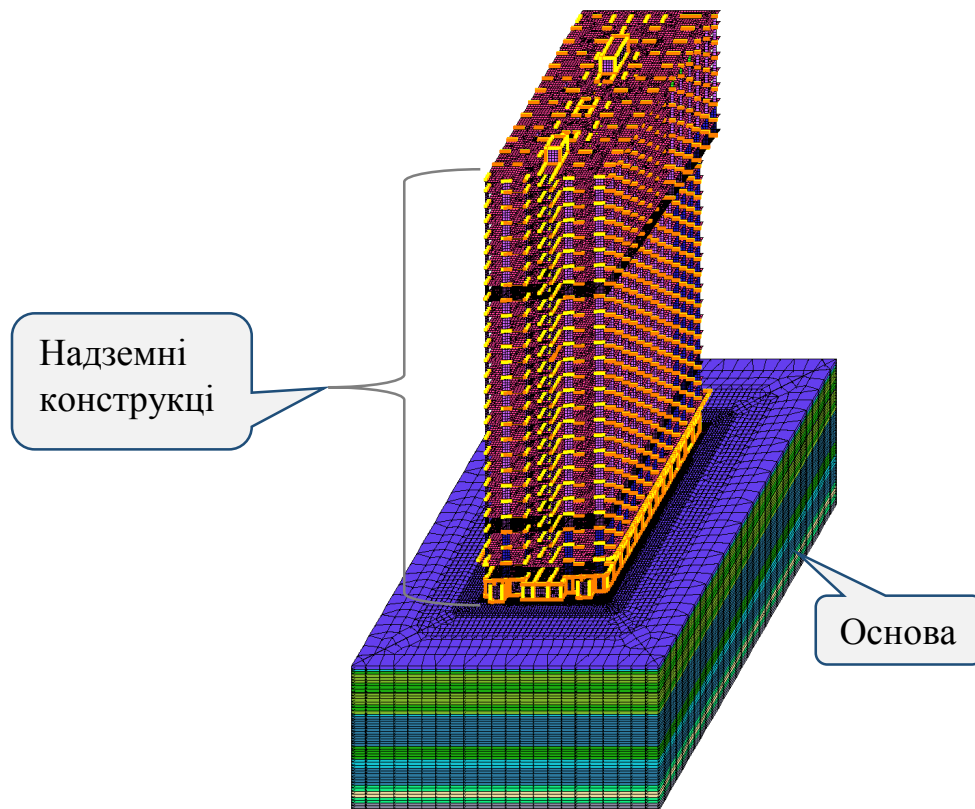


Рис. 1.6. Загальний вигляд системи «основа-фундаменти-надземні конструкції»

1.3.1. Аналітичні розрахунки пальових фундаментів

Даний метод базується на загально-прийнятих формулах із діючих нормативних документів. За допомогою даного методу можна оцінити несучу здатність палі на вдавлююче і висмикуюче навантаження, допустиме навантаження на палю, величину осідання пального фундаменту (з використанням «умовного фундаменту») та розрахувати крок і кількість палей у фундаменті.

Для того, щоб визначити орієнтовну (теоретичну) несучу здатність палі (F_d) необхідно використати аналітичну формулу. У даній формулі загальна несуча здатність палі складається із несучої здатності по боковій поверхні та під подошвою палі. Розрахунковий опір ґрунту під подошвою (R) і по боковій поверхні (f) палі приймається по відповідним таблицям. Величина теоретичної несучої здатності палі (F_d), що визначена за допомогою аналітичної формули, майже завжди буде меншою від дійсної величини несучої здатності палі, яка визначена на основі випробування статичним навантаженням.

Широкого використання аналітичних розрахунків для визначення несучої здатності паль або палі-оболонки, які занурюються без виймання ґрунту, і піддаватимуться стискаючому навантаженню. Для цього важливо розглядати цю несучу здатність (F_d), як суму сил розрахункових опорів, які діють на ґрунти основи під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні, використовуючи формулу (1.16) із ДБН «Основи і фундаменти», яка легко розуміється і має наступний вигляд [39.1]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i); \quad (1.16)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; A – площа спірання палі на ґрунт; u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі; f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі; h_i – товщина i -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі; γ_{cR} та γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім кінцем та на бічній поверхні палі відповідно.

Особливістю цієї формули є спосіб визначення розрахункового опору i -го шару ґрунту на бічній поверхні палі (f_i). Цей спосіб може ґрунтуватися на табличних даних, залежно від глибини шару, типу піску та показника текучості глинистого ґрунту. Або ж використовувати формулу (Н.2.2) із ДБН «Основи і фундаменти», яка враховує міцність та деформаційні характеристики ґрунту вздовж бічної поверхні палі [39.1]:

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{\nu_i}{1 - \nu_i} \tan \varphi_I + C_I; \quad (1.17)$$

де $\sigma_{zg,i}$ – напруження від власної ваги ґрунту; ν_i – коефіцієнт Пуассона; φ_I та C_I – відповідно кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення.

Методики розрахунку пальових фундаментів, що прийняті в Eurocode-7 (EN 1997-1) за своїм підходом схожі на вітчизняні підходи із використанням формули (1.16), а також прямо або частково, базуються на результатах випробування паль статичним навантаженням. Звичайно, це той випадок коли

результати випробування статичним навантаженням, виконаного на конкретній робочій площадці, формують основу проектування.

1.3.2. Числове моделювання взаємодії пального фундаменту з ґрунтовою основою

Даний метод розрахунку пального фундаменту. Він дозволяє врахувати всі елементи системи «основа – фундаменти – надземні конструкції». Широке застосування комп'ютерної техніки та інтенсивний розвиток механіки ґрунтів, яка значно впливає на економічність проектування, значно наблизили фундаментальні математичні проблеми до прикладних, посилило їх взаємовплив [43].

Метод скінченних елементів виник як один з методів дослідження будівельних конструкцій. На даний момент він загально прийнятий як метод вирішення широкого кола задач в різних галузях науки і техніки. Суть МСЕ полягає в апроксимації суцільного середовища з нескінченно великим числом ступенів свобод сукупністю підобластей (або елементів), що мають скінченне число ступенів вільності. Між цими елементами встановлюється взаємозв'язок. Невідомими МСЕ є можливі і незалежні переміщення вузлів СЕМ. Для досягнення прийнятної точності результатів розрахунків за МСЕ доводиться зменшувати розміри скінченних елементів, збільшуючи цим самим точність апроксимації геометричних характеристик і функцій переміщень в межах скінченного елемента. СЕМ складних моделей (конструкцій) досягають сотень і навіть мільйонів ступенів вільності, тому МСЕ є машинно-орієнтованим методом, реалізація якого можлива тільки засобами комп'ютерної техніки.

Розвиток методу скінчених елементів описано в роботах науковців, таких як В.А. Баженов, К. Бате, О.С. Городецький, О. Зенкевич, С.Ф. Клованич, Ю.І. Немчинов, О.С. Перельмутер, О.С. Сахаров і інші.

На сьогодні МСЕ досить повно математично обґрунтований і створені високоефективні програмні комплекси, що весь час удосконалюються разом із

обчислювальною технікою: «Lira – САПР», «SCAD Office», «Ansys», «Plaxis», «Midas GTS NX», та інші.

Технічний прогрес, особливо в області обчислювальної техніки, суттєво змінив погляди на постановку і розв'язання інженерних задач. Побудова розрахункової моделі тісно пов'язана з процесом обчислень і розділити ці два етапи, на шляху отримання практичних результатів майже неможливо.

В галузі геотехніки та фундаментобудування в Україні існує кілька наукових розробок та програмних комплексів, які застосовуються для вивчення і розв'язання проблем у цій області. Наприклад, спільна розробка Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА) та Національного технічного університету України "Київський політехнічний інститут" (НТУУ "КПІ") привела до створення автоматизованої системи наукових досліджень "VESNA," яка розвивалася з комплексів "Прочность-75" та "РОСИНКА." Ця система використовує теорію пластичної течії з неасоційованим законом на основі модифікованого критерію пластичності Мізеса-Шлейхера-Боткіна та дилатансійними співвідношеннями професора Ніколаєвського для опису нелінійної поведінки ґрунту. Полтавським національним технічним університетом імені Юрія Кондратюка був розроблений програмний комплекс "PRIZ-Pile," призначений для розв'язання завдань, пов'язаних з визначенням несучої здатності основ і фундаментів при різних сценаріях ущільнення ґрунту, різними способами передачі тиску на ґрунт, а також технологічними й конструктивними особливостями ущільнення та подальшої роботи. Для цього використовується рішення вісесиметричних пружно-пластичних задач методом скінчених елементів (МСЕ) в фізично і геометрично нелінійній постановці з представленням ґрунту як ізотропного або ортотропного середовища. Донецька державна академія будівництва і архітектури (Донбаська ДАБА) розробила програму "VSEM," призначену для розв'язання завдань взаємодії фундаментів у витрамбованих котлованах, використовуючи змішану пружно-пластичну задачу в вісесиметричній постановці. Крім того, професор А.С. Моргун створила авторську програму, яка

застосовується науковцями Вінницького національного технічного університету (ВНТУ) для визначення несучої здатності фундаментів на основі методу граничних елементів.

У програмному комплексі «Ліра – САПР», що широко розповсюджений на території України, моделювання пальових фундаментів можливе такими скінченими елементами:

- Одновузловими скінченими елементами, що мають жорсткість у відповідності до випробування паль, або до геологічних умов.
- Стержнями, що володіють такими ж жорсткісними характеристиками як і палі.
- Об'ємними скінченими елементами, що володіють параметрами матеріалу палі.

Спеціалізовані геотехнічні комплекси такі як «Midas GTS NX» та «Plaxis» ще враховують взаємодію (примикання вузлів) палі та оточуючого ґрунтового середовища. Тобто в скінчено-елементній моделі можна врахувати тертя ґрунтового середовища об поверхню елемента (палі, підпірної стіни, тощо).

Сенс інтерфейсу полягає в тому, щоб забезпечити не жорстке з'єднання вузлів палі і оточуючого ґрунтового середовища, а зробити його податливим (врахувати тертя). Даний ефект досягається шляхом введення додаткових вузлів, що не жорстко з'єднані із елементом конструкції (палею).

Метод граничних елементів – метод вирішення крайової задачі, в якому завдяки використанню формул Гріна, вона зводиться до інтегрального рівняння на границі розрахункової області (частіше всього до (загального) інтегрального рівняння Фредгольма другого роду).

У 80-х роках минулого століття, МГЕ розглядався як можливий конкурент МСЕ. Основна перевага МГЕ над МСЕ – точна відповідність вихідному рівнянню всередині розрахункової області. У задачах з безкінечною границею МГЕ має переваги із-за легкого її врахування.

Використання МГЕ для розв'язків практичних задач геотехніки (процесу осідання основ та допустимих навантажень на них) обґрунтовано теоретичними викладками, підкріплено та проілюстровано даними числового розрахунку у роботі [44] яку виконали А.С. Моргун та І.М. Меть.

1.3.3. Експериментальні методи визначення несучої здатності паль

Критерієм істини – є експеримент, тому визначення несучої здатності конструкції шляхом її випробування є нормальною практикою в будівництві. Метод випробування палі статичним навантаженням дозволяє визначити фактичну несучу здатність палі в умовах певного будівельного майданчика.

Розміри, вид паль і способи їх влаштування визначають за допомогою попередніх розрахунків (аналітичних або числового моделювання). Завданням випробування є те, щоб підвередити або спростувати результати попередніх розрахунків.

Результатом випробування палі статичним навантаженням є графік залежності осідання палі від навантаження (рис. 1.7). Після «зриву» палі виконують її розвантаження та фіксують показники на приладах.

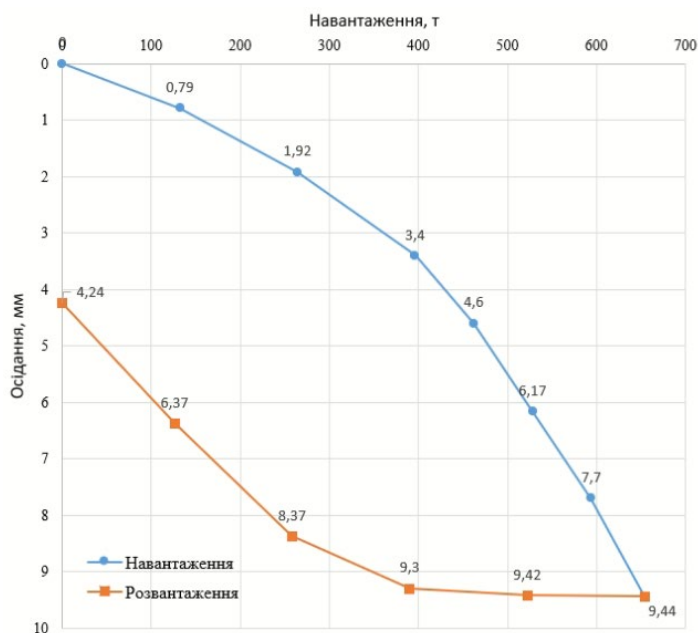


Рис. 1.7. Графік випробування палі

Згідно із ДБН «Основи і фундаменти» допустиме навантаження на одиночну палю в складі фундаменту і поза ним визначається за формулою:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}; \quad (1.18)$$

де: N – допустиме навантаження на палю; F_d – несуча здатність палі, що визначається за (1.19); γ_k – коефіцієнт надійності, що рівний «1,2» для статичних випробувань.

$$F_d = \frac{\gamma_c * F_{и.п.}}{\gamma_g}; \quad (1.19)$$

де: γ_c – коефіцієнт умов роботи; $F_{и.п.}$ – нормативне значення граничного опору палі; γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту.

У роботі [70] виконано статистичне порівняння фактичної і розрахункової несучої здатності бурин'єкційних паль в залежності від прийнятої (застосованої) технології виготовлення, тобто доведено вплив технології на зміну жорсткості паль. Також виконано порівняння фактичної і розрахункової вдавлюючої сили бурових паль в умовах Санкт-Петербурга. Для цього було виконано статичну обробку 80 випробувань паль на вдавлююче навантаження. До вибірки входили бурові палі різного діаметру, довжини і технології виготовлення (влаштування).

Виконано порівняння фактичної та розрахункової несучої здатності бурових паль з врахуванням використання певних технологій. Для цього було виконано статистичну обробку результатів 200 випробувань паль на статичне вдавлююче навантаження, що були проведені в Санкт-Петербурзі за період 1991 по 2006 рік. Г.В. Левінтовим.

Під-час обробки результатів дослідження було визначено відношення $F_{\text{факт.}}/F_{\text{розрах.}}$ в залежності від застосованої технології:

- за допомогою прохідного шнеку – 1,4265;
- під захистом обсадних труб – 1,5053;
- під захистом глинистого розчину – 1,5374;

- палі Titan – 2,1384.

Виявлено, що фактична несуча здатність бурових паль, отримана на основі польових випробувань, значно перевищує розрахункову. Запропоновано ввести корекційний коефіцієнт « k » для попереднього визначення несучої здатності палі по ґрунту, для кожної технології виготовлення бурових паль, на який необхідно перемножувати визначену несучу здатність палі за вимогами діючих норм. Потім згідно вимогам норм, підтвердити (перевірити) несучу здатність палі польовими випробуваннями на статичне вдавлююче навантаження.

В залежності від використаної технології влаштування паль слід використовувати наступні коефіцієнти k ($F_{\text{факт.}} = k * F_{\text{розрах.}}$):

- за допомогою прохідного шнеку: $k = 1,4$;
- під захистом обсадних труб: $k = 1,5$;
- під захистом глинистого розчину: $k = 1,5$;
- палі Titan: $k = 2,1$.

Динамічні випробування паль мають деякі переваги перед статичним випробуванням паль – вони більш мобільні, не потребують високих витрат, застосовуються до будь-яких видів паль незалежно від їх несучої здатності. При цьому динамічне випробування паль має недолік, це можливість отримати завищену величину несучої здатності палі. Дане явище можливо, якщо при забиванні палі прорізається товща відносно щільних ґрунтів, а подошва (вістря) палі входить в більш слабкий шар, що володіє більшою стисливістю. Необхідно відмітити, що в цьому випадку і статичний метод випробувань паль може дати не коректні результати. Діло в тому, що в такому ґрунтовому середовищі при довготривалому впливі статичного навантаження, внаслідок повзучості бетону, відбувається перерозподіл навантажень і значно підвищується доля навантаження, яка приходить на подошву (вістря) палі, що перевантажує слабкий шар ґрунту.

Проблеми виконання вишукувань при проектуванні фундаментів пов'язані з необхідністю отримання достовірної інформації в мінімально-можливі терміни, а також, як правило, в стиснених умовах. Цим умовам відповідають методи швидкісних вишукувань до яких відносяться динамічні та статичні зондування.

Статичне зондування – це метод для визначення характеристик ґрунту шляхом занурення зонду під дією статичного вдавлюючого навантаження з вимірюванням показників опору ґрунту по муфті (боковій поверхні) та під конусом (вістрям) конуса зонду.

Результати статичного зондування представляють у вигляді графіків зміни по глибині питомого опору ґрунту q_c під вістрям зонду, а також загального опору ґрунту F_s на боковій поверхні зонду (для зондів першого типу) або питомого опору ґрунту f_s на муфті тертя зонду (для зондів другого і третього типу).

За результатами статичного зондування визначають характеристики ґрунту, виконується розрахунок несучої здатності палі.

За [54] статичне зондування дає можливість отримати відносно коректні значення несучої здатності палі, в той час як розрахункове навантаження на палю, що визначено на основі випробування палі, більше на 30% від значення, що було пораховано за формулою норм (аналітичним способом). Навантаження на палю, що визначено на основі статичного зондування для забивних палей, навпаки менше на 18% від значення по випробування.

Статичне пенетраційне випробування (СРТ, СРТу) полягає в задавленні пенетраційного конусного наконечника в ґрунт за допомогою стовбура (колони) пенетраційних штанг із постійною швидкістю (20-25 мм/с) з одночасним вимірюванням та реєстрацією опору ґрунту під наконечником q_c (лобове) або локального тертя на боковій поверхні f_s . Відповідно, опір під наконечником – це в загальному вигляді опір ґрунту (основи) зануренню конусного наконечника. Діаметр пенетраційного конуса як правило складає близько 25-50 мм.

1.4. Висновки до розділу 1

1. Показано, що сьогодні в будівництві можуть застосовуватись різні види та технології влаштування паль і це впливає на їх фактичну жорсткість яку бажано враховувати при моделюванні напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції».

2. Для коректного моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» необхідно вибрати модель взаємодії фундаментів з ґрунтовою основою. Було проаналізовано три варіанти та визначено, що спрощені методи дають задовільну кореляцію тільки в межах невеликого діапазону навантажень, а уточнені методи потребують глибшого визначення параметрів ґрунтів. В будь якому випадку необхідно проводити ідентифікацію параметрів моделі на основі експериментальних даних.

3. В будівництві можуть застосовуватись як монолітні так і збірні залізобетонні конструкції. Для збірних залізобетонних конструкцій необхідно враховувати фактори примикання окремих елементів між собою, а саме: наявність, чи відсутність стиків, повзучість залізобетону, та інше. Тому врахування всіх цих параметрів дозволить уточнити інформацію про напружено-деформований стан елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції».

РОЗДІЛ 2. МОДЕЛІ ҐРУНТОВОГО СЕРЕДОВИЩА ТА МАТЕРІАЛУ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ ДЛЯ ОЦІНКИ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ З ОСНОВАМИ

2.1. Ідеально пружно-пластична модель поведінки ґрунту з критерієм міцності Кулона-Мора

Пружно-пластичні моделі ґрунту є ефективними нелінійними методами, що дозволяють розрахунковим шляхом оцінити вплив зафіксованих в експериментах зон підвищеної деформативності основ та врахувати їх при проектуванні [41].

Модель Кулона-Мора описує пружно-пластичну поведінку матеріалу, як показано на рис. 2.1. Дана модель дозволяє отримати достовірні результати в загальних випадках нелінійних розрахунків ґрунтової основи, і тому широко використовується при моделюванні більшості типів основ.

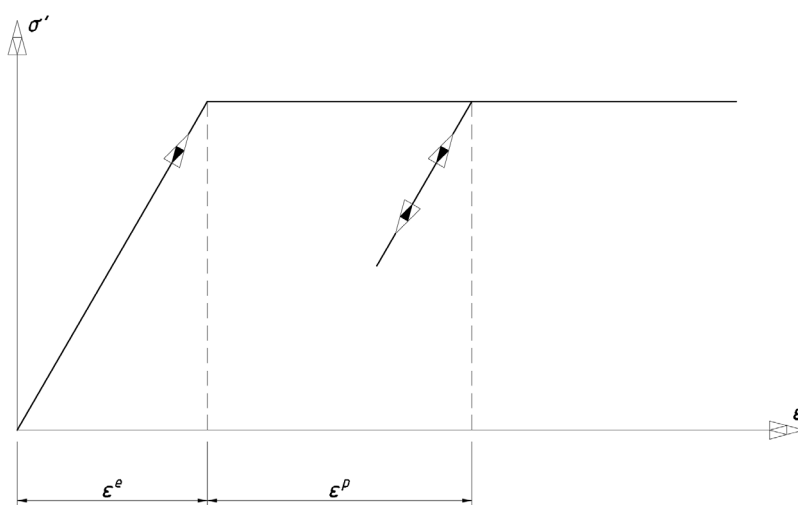


Рис. 2.1. Поведінка матеріалу у відповідності до моделі Кулона – Мора

Критерій текучості Кулона-Мора має два недоліки при моделюванні ґрунтового середовища. По-перше, середнє головне напруження не впливає на текучість, що протирічить реальній поведінці ґрунтів при випробуваннях. По-друге, меридіан і крива руйнування для закону Кулона-Мора мають лінійну форму, так що параметр міцності (кут внутрішнього тертя) не залежить від тиску всебічного обтиску (гідростатичного тиску). Даний критерій забезпечує високу

точність моделювання в деяких межах значень зусилля обтиску; при цьому, чим ширші дані границі, тим нижча точність. Однак даний закон застосовується достатньо часто через його простоту, а також завдяки достатній точності результатів, що демонструються в звичайних межах значень зусиль обтиску.

Основні нелінійні параметри, що використовуються для опису критерію текучості Кулона-Мора, наступні: C – питоме зчеплення; φ – кут внутрішнього тертя.

У відповідності з законом Кулона-Мора, зсувна міцність ґрунту може бути описана наступним лінійним рівнянням (2.1):

$$\tau = C + \sigma * tg(\varphi); \quad (2.1)$$

Питоме зчеплення, у відповідності з критерієм текучості, являє собою зсувну міцність у випадку, коли кут внутрішнього тертя рівний нулю. Воно може бути визначено як зсувна міцність зв'язних ґрунтів в недренованих умовах. Незв'язні ґрунти характеризуються відсутністю питомого зчеплення, але щоб запобігти ітераційних труднощів рекомендується приймати дану величину рівною не менше 0,2 кН/м².

Міцність ґрунту на розтяг визначається автоматично в залежності від заданого значення питомого зчеплення. Однак, так-як міцністю ґрунтів на розтяг зазвичай нехтують, то в числовому моделюванні використовується функція усікання в області розтягу з тим, щоб попередити некоректну поведінку ґрунтового середовища при високих значеннях величини опору на розтяг.

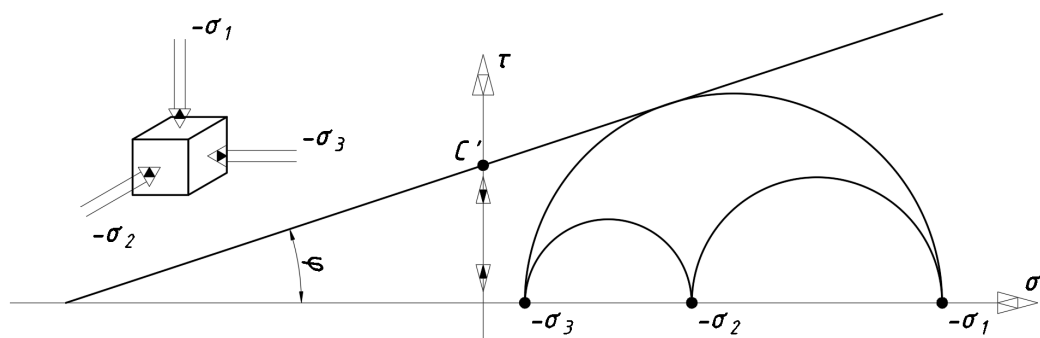


Рис. 2.2. Огибающая крива руйнації матеріалу по закону Кулона-Мора (в дренованому стані)

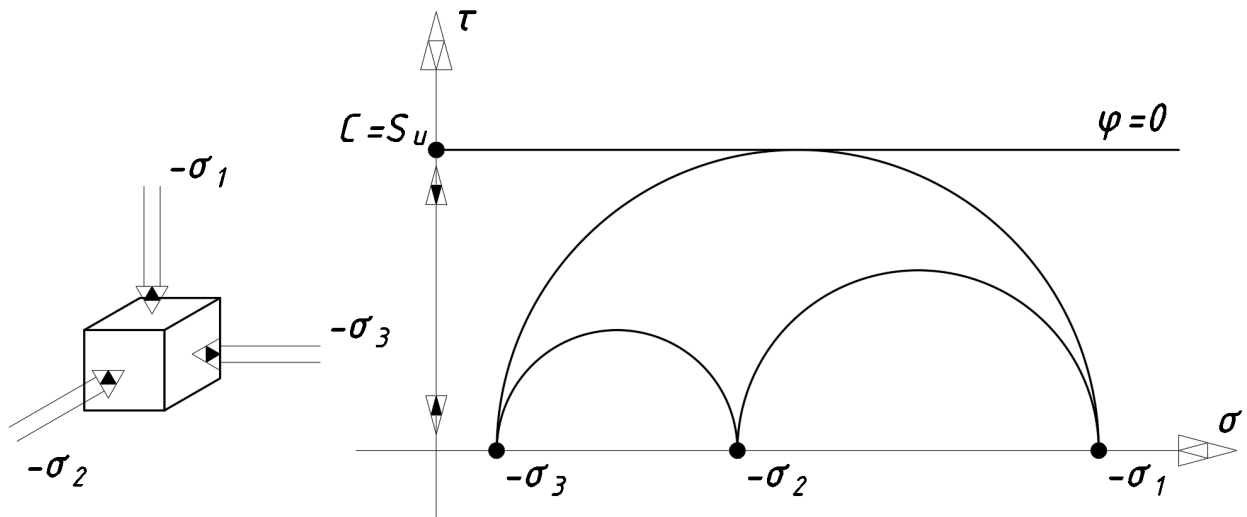


Рис. 2.3. Огинаюча крива руйнації матеріалу по закону Кулона-Мора (в недренованому стані)

У загальному випадку міцнісні характеристики ґрунту змінюються від глибини залягання ґрунту і зусилля обтиску навіть у випадку однорідної основи. Наприклад, введення міцнісних характеристик основи як для шару ґрунту, що залягає на певній глибині, може бути «слабким місцем» розрахунку, коли необхідна висока точність результатів. Основа може бути розділена на шари для уточнення результатів, але замість цього можна задати питоме зчеплення перемінне по глибині. При глибині рівній нулю питоме зчеплення рівне заданій константі, а при глибині не рівній нулю величина питомого зчеплення визначається в залежності від значення глибини (при цьому глибина визначається в глобальній системі координат) за допомогою рівнянь (2.2 і 2.3):

$$C = C_{ref} + (y_{ref} - y)C_{inc}; \text{ при } (y \leq y_{ref}) \quad (2.2)$$

$$C = C_{ref}; \text{ при } (y > y_{ref}) \quad (2.3)$$

де: C_{ref} – розрахункове значення питомого зчеплення; C_{inc} – величина приросту питомого зчеплення з глибиною; y_{ref} – глибина, що відповідає « C_{ref} ».

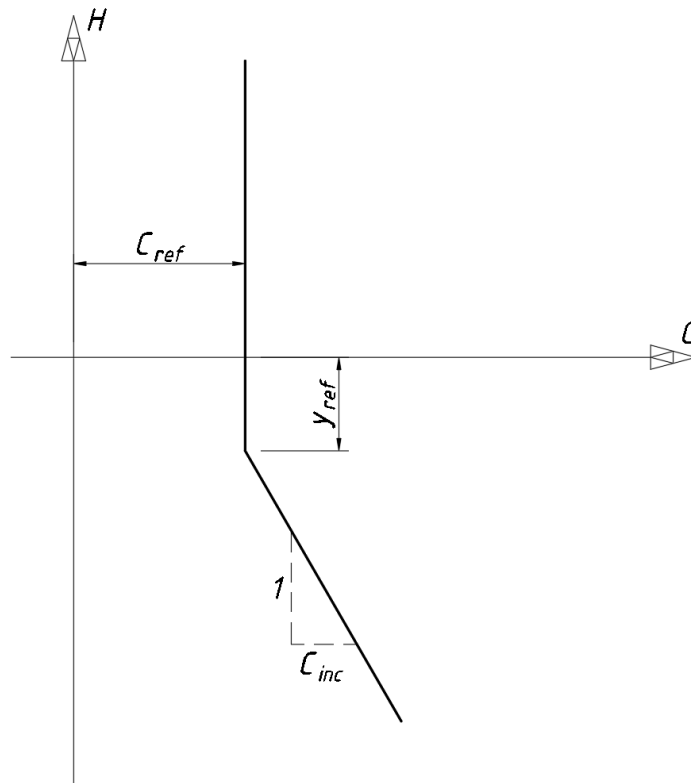


Рис. 2.4. Схема залежності зчеплення від глибини

Величина «у» в даному рівнянні являє собою положення точок інтегрування елементів при розрахунку методом скінченних елементів. Якщо точка інтегрування розташована вище « y_{ref} », то питоме зчеплення може сприйняти від'ємні значення. Для запобігання такої ситуації вище « y_{ref} » питоме зчеплення приймається постійним і рівним « c_{ref} ».

Кут дилатансії. Може розглядатись як величина, що характеризує ступінь збільшення об'єму в залежності від приросту зсувних деформацій. Грубо кажучи, це один із параметрів міцності ґрунту та зазвичай приймається рівним на 30 градусів меншим кута внутрішнього тертя і визначається за формулою (2.4):

$$\psi = \varphi - 30^\circ; \quad (2.4)$$

Через це якщо кут внутрішнього тертя менший 30 градусів, то кут дилатансії близький до нуля. При реальних випробуваннях ґрунтів від'ємні значення кута дилатансії може бути отримано для пухких піщаних ґрунтів, але в

розрахунках значення кута дилатансії завжди приймається в діапазоні від нуля до величини кута внутрішнього тертя.

Міцність на розтяг (обмеження розтягування). У багатьох випадках на природній поверхні основи частіше спостерігаються тріщини розтягування, ніж від зсувного руйнування. У інженерній практиці розрахункове значення міцності ґрунту на розтяг приймають рівним нулю, або визначають за формулою (2.5):

$$\zeta = \frac{1}{5} C_{ref} = 0,2 * C; \quad (2.5)$$

Якщо у програмних комплексах не активована опція міцності ґрунту на розтяг, то допустимі напруження розтягу автоматично визначаються на основі величини питомого зчеплення та кута внутрішнього тертя, і далі використовуються в розрахунках.

Перехід до моделей, що враховують неоднорідність та нелінійність основи, робить дослідження НДС основи більш точним, та математично більш складним [41].

2.2. Нелінійно-деформований залізобетон

Традиційний підхід до визначення зусиль у статично визначених конструкціях базується на тому, що конструктивні елементи ідеально пружні та їх жорсткості не залежать від величини та тривалості дії сили, а також на тому, що незначні деформації дозволяють рахувати незмінними геометричні величини, які входять в умови рівноваги [45].

У залізобетонних конструкціях спостерігаються, крім пружних деформацій, також деформації непружні: текучості, повзучості, усадки, температурні, зміщення опор та інші [45].

2.2.1. Вихідні дані за ДБН В.2.6-98:2009

При розрахунках за II ГГС для визначення прогинів, ширини, глибини і відстані між тріщинами, необхідно використовувати нелінійну діаграму

напруження-деформації. Залежність між напруженням стиску (σ_c) і відносними деформаціями бетону (ε_c) наведена на рис. 2.5.

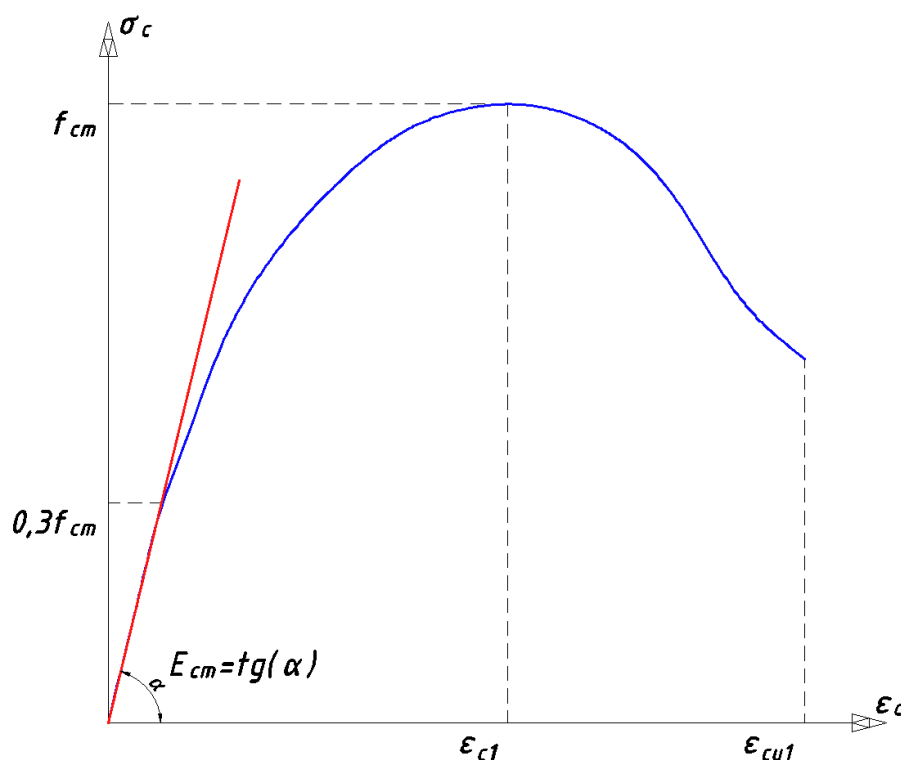


Рис. 2.5. Діаграма напруження-деформації бетону: f_{cm} – середнє значення міцності бетону на стиск; E_{cm} – середнє значення початкового модуля пружності бетону; ε_c – значення відносних деформацій стиску бетону; ε_{cu} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону.

Для розрахунку залізобетонних конструкцій можуть бути використані спрощені діаграми залежності напруження-деформації бетону, якщо вони є еквівалентними або більш консервативними (результати розрахунків дають більший запас) ніж визначені по діаграмі зі рис. 2.6, наприклад, дволінійна, що показана на рис. 2.7, із величинами « ε_c » та « ε_{cu} ».

Бетон при двовісному стиску. Двовісний стиск бетону викликає деяку зміну фактичної залежності напруження-деформації: досягається вища міцність та більші критичні деформації. Інші основні характеристики матеріалу можна приймати для розрахунку без змін.

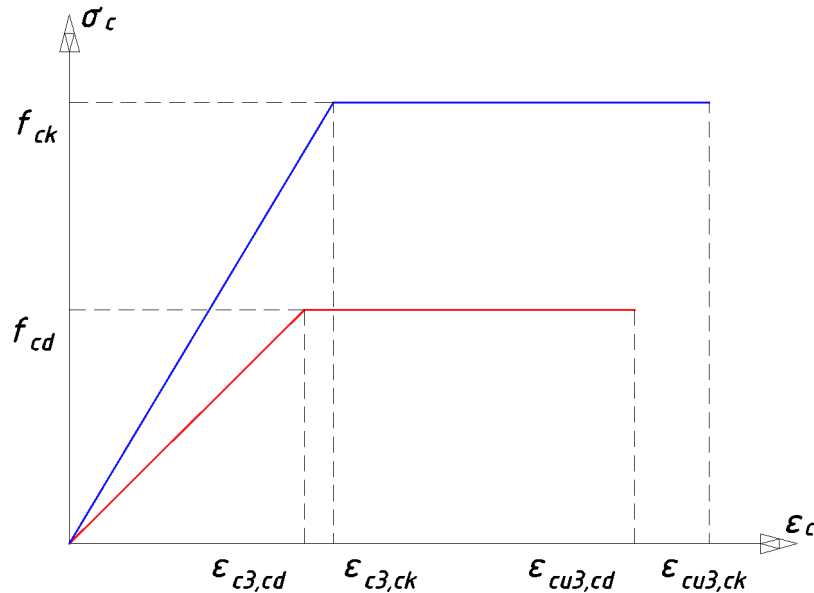


Рис. 2.6. Діаграма напруження: f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб; f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск; $\varepsilon_{c,ck}$ – значення відносних деформацій стиску бетону при характеристичній міцності; $\varepsilon_{c,cd}$ – значення відносних деформацій стиску бетону при розрахунковій міцності; $\varepsilon_{cu3,ck}$ – значення відносних граничних деформацій стиску бетону при характеристичній міцності; $\varepsilon_{cu3,cd}$ – значення відносних граничних деформацій стиску бетону при розрахунковій міцності;

За відсутності більш точних даних допускається використовувати залежність напруження-деформації, показану на рис. 2.6 (деформації стиску відображені в позитивній частині координат), при збільшенні нормативного опору і деформацій згідно з формулами (2.6; 2.7; 2.8)

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left[\left(1 + 1,38 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} - 1,15 \left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)^2 \right) \right]; \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{c3,c} = \frac{f_{ck,c}}{E_{ck}}; \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{cu3,c} = \varepsilon_{cu3}; \quad (2.8)$$

де: σ_2 – фактичні поперечні напруження стиску у загальних координатах, викликані обтисненням. Обтиснення можна створити відповідними замкнутими або перехресними в'язями.

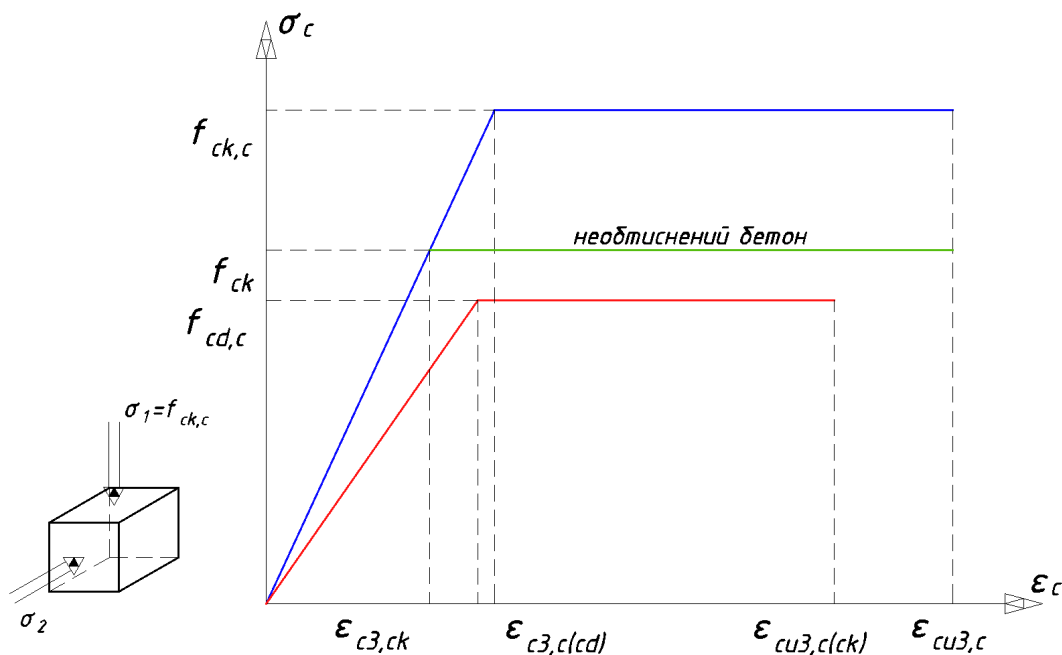


Рис. 2.7. Залежність напруження-деформації бетону при двовісному стиску

Табл. 2.1. Деформаційні характеристики бетону по ДБН

Клас бетону	$f_{ck,cube}$ МПа	E_{cm} ГПа	$\epsilon_{c1,ck}$	$\epsilon_{c1,cd}$	$\epsilon_{cu1,ck}$	$\epsilon_{cu1,cd}$	$\epsilon_{c3,ck}$	$\epsilon_{c3,cd}$	$\epsilon_{cu3,ck}$	$\epsilon_{cu3,cd}$
			‰							
C16/20	20	27	1,66	1,62	4,15	3,59	0,65	0,58	3,73	3,23
C20/25	25	30	1,71	1,65	3,85	3,44	0,71	0,63	3,46	3,10
C25/30	30	32,5	1,76	1,69	3,55	3,28	0,76	0,68	3,20	3,00
C30/35	35	34,5	1,81	1,72	3,25	3,10	0,82	0,72	2,93	2,80

Прим.: у ДБН «Залізобетонні конструкції» наведені значення деформацій у проміле ($1 \text{ ‰} = \frac{1}{10} \% = 0,001$).

2.3. Висновки до розділу 2

1. Ідеально пружно-пластична модель поведінки ґрунту з критерієм міцності Кулона-Мора описує пружно-пластичну поведінку ґрунту та дозволяє отримати достовірні результати загальних деформацій ґрунтової основи, тому широко використовується при моделюванні втрати стійкості елементів, але має недоліки: середнє головне напруження не впливає на текучість, що протирічить реальній поведінці ґрунтів при випробуваннях; меридіан і крива руйнування для

закону Кулона-Мора мають лінійну форму, так що параметр міцності не залежить від гідростатичного тиску.

2. Показано, що перехід до моделей які враховують неоднорідність та нелінійність основи, робить дослідження напружено-деформованого стану більш точним, але математично більш складним.

3. Пружно-пластичні моделі ґрунту є ефективними нелінійними методами, що дозволяють розрахунковим шляхом оцінити вплив зафіксованих в експериментах зон підвищеної деформативності основ та врахувати їх при проектуванні.

4. У залізобетонних конструкціях спостерігаються, крім пружних деформацій, також є деформації непружні: текучості, повзучості, усадки, температурні, зміщення опор та інші, які бажано враховувати при моделюванні системи «основа – фундамент – надземні конструкції».

РОЗДІЛ 3. МЕТОДИКА ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ З ҐРУНТОВИМИ ОСНОВАМИ ІЗ УРАХУВАННЯМ ЗМІНИ ЖОРСТКОСТІ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА НЕЛІНІЙНИХ ПРОЦЕСІВ ДЕФОРМУВАННЯ МАТЕРІАЛІВ

3.1. Основні положення методики числового моделювання взаємодії пальових фундаментів з ґрунтовими основами із урахуванням зміни жорсткості

Числовий експеримент дозволяє виділити раціональне зерно, описати поведінку фундаментної конструкції (напружено-деформований стан), провести математичне обґрунтування, записати математичну модель, яка перевіряється за допомогою експериментів [43].

Числове моделювання взаємодії пальових фундаментів із ґрунтовими основами можна виконати трьома способами, що наведено на рис. 3.1. Кожен із варіантів числового моделювання має свої переваги та недоліки.

Числове моделювання за допомогою одноузлового скінченного елемента постійної жорсткості полягає в тому, щоб розташувати дані скінченні елементи на ростверку, з проектною прив'язкою, і визначити їх жорсткість. Як визначається жорсткість такого скінченного елемента було описано в попередніх розділах даної роботи.

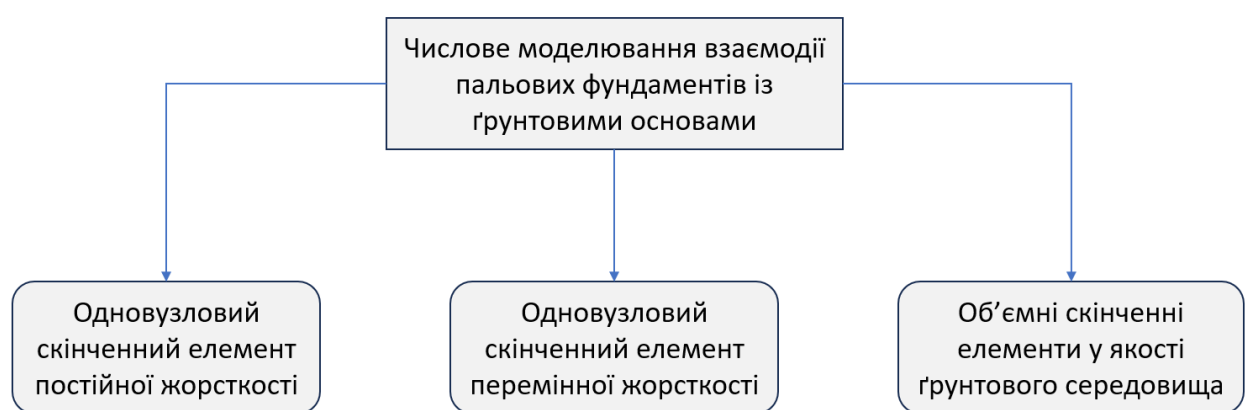


Рис. 3.1. Блок-схема числового моделювання взаємодії пальового фундаменту із ґрунтовими основами

Нажаль отриманий напружено-деформований стан пальового фундаменту при такому методі моделювання має некоректний характер роботи, а саме:

центральні палі завантажуються більше ніж кутові і периферійні, осідання плити ростверку є малими, що призводить до ще менших різниць осідань, які в свою чергу призводять до зменшення згинальних моментів у плиті ростверку та хибного конструктивного рішення.

Розглянемо термін «Ідентифікація параметрів». Зазвичай це вплив інженера-проектувальника на фізико-механічні характеристики ґрунтової основи.

Так-як у одновузлового скінченного елемента ґрунтового середовища взагалі відсутнє, тому немає що ідентифікувати. Дослідження показали, що вплив на жорсткість даного скінченного елемента призводять до результатів відмінних від польових випробувань паль (кількісна відмінність у поздовжньому зусиллі або осіданні палі). Тому одновузловий скінченний елемент постійної жорсткості можна використовувати тільки для перевірки достатньої кількості паль у фундаменті, на жаль інша інформація (отримані результати розрахунку) будуть некоректними.

Другим елементом блок-схеми, що наведена на рис. 3.1 є: числове моделювання взаємодії пального фундаменту із ґрунтовим середовищем за допомогою групи одновузлових скінченних елементів, що володіють перемінною жорсткістю. Відмінність від попереднього методу полягає в тому, що влаштовується стержень із жорсткістними характеристиками палі, який розбитий по довжині, із певним кроком, одновузловими скінченними елементами перемінної жорсткості. Оскільки у даному методі використовуються стержневі елементи, то можливо виконати моделювання примикання стержня палі до пластини (оболонки) ростверку: шарнірно або жорстко. На жаль на даному етапі розвитку цього скінченного елемента неможливо отримати коректні значення згинальних моментів, що виникають вздовж стовбура палі, який оточений ґрунтом. Результатом розрахунку є коректний напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземні конструкції»,

єдине, що абсолютні значення осідання пального фундаменту будуть дещо завищеними, але різниця осідань буде знаходитись в коректних значеннях.

До особливостей можна віднести те, що такий підхід до числового моделювання потребує декількох ітерацій розрахунку, щоб отримати коректні жорсткості одновузлових перемінних коефіцієнтів жорсткості. Велика кількість ітерацій призводить до розвантаження центральних паль, і перевантаження кутових та периферійних паль. Оптимальною кількістю ітерацій є 3-4 рази. Також необхідно відзначити те, що даний метод моделювання не дозволяє виконати моделювання «низького» ростверку, хоча практично можна підключити «пружини» (по моделі Вінклера), але як показала практика таким чином коректних результатів досягнути неможливо.

Ідентифікація параметрів для даного методу моделювання можлива, але для отримання коректних результатів необхідно моделювати «кущ» паль, щоб було враховано взаємний вплив між палями та виконувати ідентифікацію параметрів за декілька ітерацій (3-4 рази). Моделювання одиночної палі для ідентифікації параметрів, саме для даного методу числового моделювання є некоректним.

Останнім способом, по блок-схемі на рис. 3.1, яким можна виконати числове моделювання взаємодії пального фундаменту із ґрунтовою основою, є: використання об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища, а стержнів – у якості паль. Моделювання паль також можливе за допомогою об'ємних скінченних елементів, але тоді в результаті розрахунку будуть отримані напруження, а не звичні нам зусилля (поздовжні та згинальні). Такий підхід до числового моделювання дає змогу отримати найбільш-повну та найбільш-коректну інформацію про напружено-деформований стан системи «Основа – Фундаменти – Надземні конструкції». Особливістю даного методу є те, що він дає змогу виконати моделювання «високого» або «низького» ростверку завдяки тому, що ґрунтове середовище інженер виконує самостійно, тому може контролювати контакт вузлів пластин ростверку та вузлів об'ємних

скінченних елементів ґрунту. До недоліків даного методу моделювання можна віднести те, що необхідно контролювати сумісну роботу вузлів скінченних елементів палі та ґрунтового середовища. Адже часто бувають випадки, що вузли палі і ґрунтового середовища не мають сумісної роботи, що призводить до помилок в розрахунку та некоректному формуванню напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції». Закордонні програмні комплекси володіють більш-прогресивним набором команд і можливостей, тому при їх використанні можна виконати більш-коректне числове моделювання взаємодії пального фундаменту із ґрунтовим середовищем (наприклад врахувати тертя палі по боковій поверхні).

Скінчено-елемента модель за таким методом моделювання буде складатись із великої кількості скінченних елементів, що буде впливати на час розрахунку. Тому для використання даного методу числового моделювання необхідний потужний комп'ютер, адже розрахунок може тривати від декількох годин, а може досягати й декілька днів.

Можна сказати, що термін «ідентифікація параметрів» виник саме при використанні даного методу числового моделювання. Ідентифікація параметрів полягає в тому, щоб виконати моделювання одиночної палі, що оточена ґрунтовим середовищем ІГЕ якого мають потужності та фізико-механічні характеристики у відповідності до звіту по інженерно-геологічним вишукуванням (або по випробуванню палі). Метою ідентифікації параметрів є досягнути максимального співпадіння графіків «навантаження-осідання» палі за розрахунком та польовим випробуванням. Зазвичай інженерам приходиться збільшувати модуль деформації ґрунту. Величина збільшення модуля деформації у кожному випадку різна, тому вказувати якесь середнє значення, на мою думку, буде некоректно.

Методику числового моделювання взаємодії палих фундаментів з ґрунтовими основами із урахуванням зміни жорсткості конструкцій будівель та

нелінійних процесів деформування матеріалів наведено у вигляді блок-схеми на рис. 3.2-3.3.

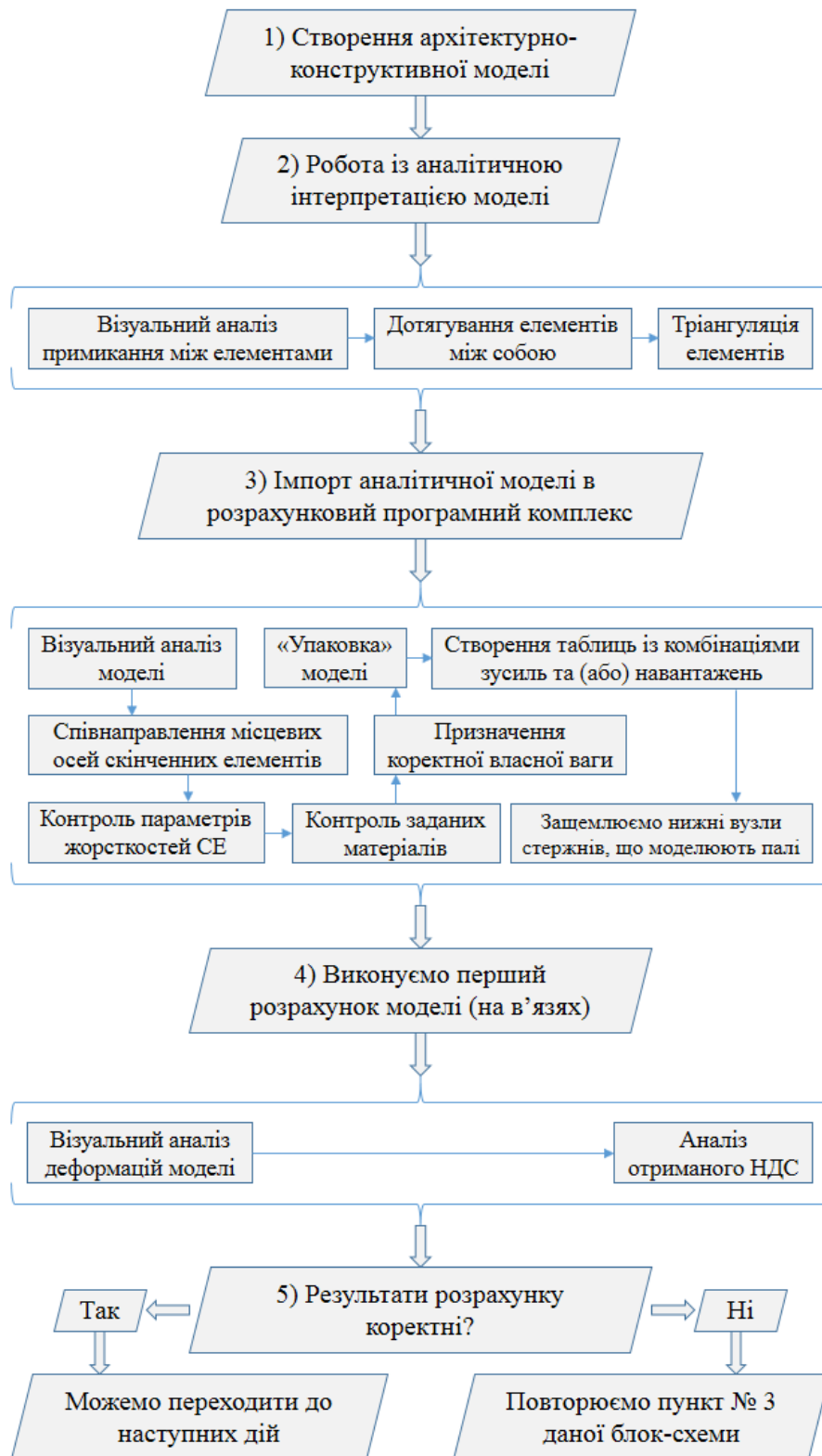


Рис. 3.2. Блок-схема методики числового моделювання взаємодії пального фундаменту з ґрунтовими основами із урахуванням зміни жорсткості конструкцій будівель та нелінійних процесів деформування матеріалів



Рис. 3.3. Продовження блок-схеми методики числового моделювання взаємодії пального фундаменту з ґрунтовими основами із урахуванням зміни жорсткості конструкцій будівель та нелінійних процесів деформування матеріалів

3.2. Тестування методики на основі даних натурних випробувань групи паль

Тестування методики числового моделювання взаємодії пального фундаменту з ґрунтовим середовищем буде виконано на основі даних натурних випробувань групи паль які були виконані А. О. Бартоломеем та відображені у роботі [3].

Дослідниками було проведено дослідження по розподілу навантаження між палями фундаментів. Для виконання дослідження було використано звичайні силові кільця у вигляді циліндрів з наклеєними на внутрішній стороні тензорезисторами марки «2ПКБ-20-200В» (див. рис. 3.4), які з'єднувались за напівмостовою схемою.

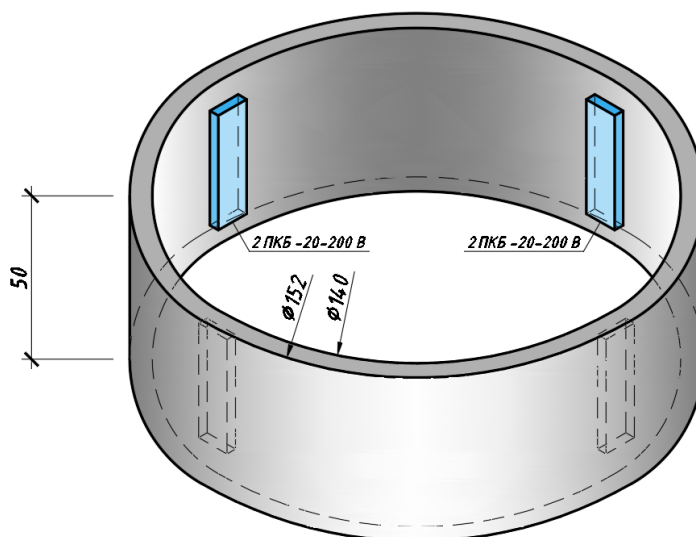


Рис. 3.4. Схематичне зображення силового кільця із тензорезисторами

Силові кільця було закрито зверху і знизу металевими пластинами, які мали габарити 300x300 мм і товщину 20 мм. В пластинах влаштовані проточки шириною 6 мм і глибиною 3 мм для встановлення силових кілець.

Перед початком пального випробування тарування і обкатка силових кілець виконувалась циклічними навантаженнями на механічному пресі з використанням динамометра «ДОС-50». Всі робочі силові кільця мали своїх «дублерів», що повторно тарувались при тій же температурі, при якій йшли випробування, і таким чином було отримано результати з похибкою 7-9 %.

Силові кільця, у яких при таруванні показники при завантаженні і розвантаженні не співпадали, вибраковувались.

Для дослідження в ґрунтову основу, в один день, були забиті палі довжиною 5 м і перерізом 30х30 см для двох фундаментів (кущів) палей. Палі були об'єднані залізобетонним ростверком із збільшеним (капітальним) армуванням. Фізико-механічні характеристики ґрунту наведені у табл. 3.2.

Розміри та висоту ростверку було прийнято з конструктивних міркувань через те, що автор дослідження не вказав дані параметри.

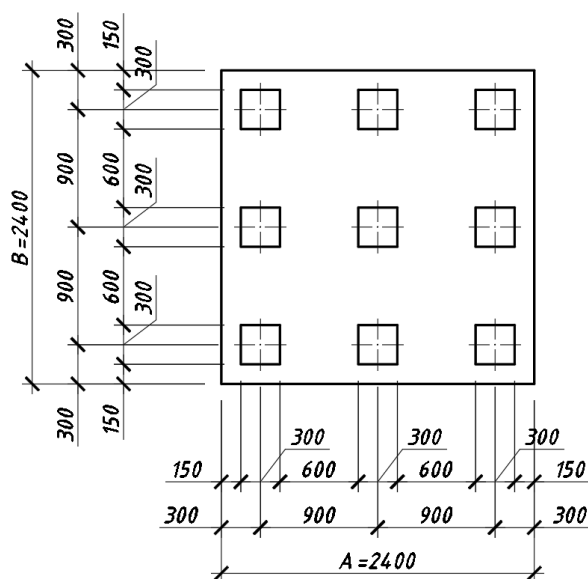


Рис. 3.5. Схема дослідного палевого куща. Вигляд зверху

Згідно з [3], до дослідного куща шістьма ступенями прикладалось наступне навантаження, що наведено у табл. 3.1.

Табл. 3.1. Навантаження на дослідний кущ

№, п/п	P , кН	A , м ²	Q , кН/м ²	Q , т/м ²
1	200	5,76м ²	34,72	3,54
2	400	5,76м ²	69,44	7,09
3	600	5,76м ²	104,17	10,62
4	800	5,76м ²	138,89	14,16
5	1400	5,76м ²	243,06	24,78
6	1800	5,76м ²	312,5	31,86

Табл. 3.2. Фізико-механічні характеристики Ґрунту дослідного майданчику

№, п/п	Найменування	ρ	γ	w	w_L	w_P	I_P	I_L	S_r	e	C	φ	E
		г/см ³	кН/м ³	долі одиниць							кПа	град.	МПа
1	Ґлина м'якопластична	1,86	18,2	0,33	0,42	0,21	0,21	0,56	0,93	0,96	23	14	6,5
2	Ґлина м'якопластична	1,93	18,9	0,32	0,39	0,21	0,18	0,61	0,97	0,89	17	18	6,7
3	Суглинок м'якопластинчий	1,99	19,5	0,30	0,35	0,19	0,16	0,70	1,0	0,82	20	17	6,0
4	Суглинок м'якопластинчий	2,00	19,6	0,31	0,37	0,21	0,16	0,67	1,0	0,82	18	16*	6,5
5	Ґлина м'якопластична	2,02	19,8	0,31	0,42	0,23	0,19	0,68	1,0	0,79	26*	17	6,5
6	Ґлина м'якопластична	1,97	19,3	0,34	0,42	0,23	0,19	0,63	1,0	0,90	19	15*	6,5
7	Ґлина м'якопластична	1,92	18,8	0,33	0,42	0,24	0,18	0,52	1,0	0,92	32*	13*	7,0
8	Ґлина м'якопластична	1,94	19,0	0,32	0,4	0,22	0,18	0,56	0,98	0,89	21	14*	7,0
9	Ґлина м'якопластична	1,93	18,9	0,37	0,44	0,23	0,19	0,58	0,96	0,85	23	16	7,5
10	Ґлина м'якопластична	1,94	19,0	0,30	0,38	0,20	0,18	0,56	0,96	0,85	23*	14*	8
11	Суглинок	1,96	19,2	0,37	0,34	0,18	0,16	0,58	0,97	0,79	17	14*	8,5

* - значення було відсутнім у [3], тому його величина прийнята по іншим характеристикам ґрунту.

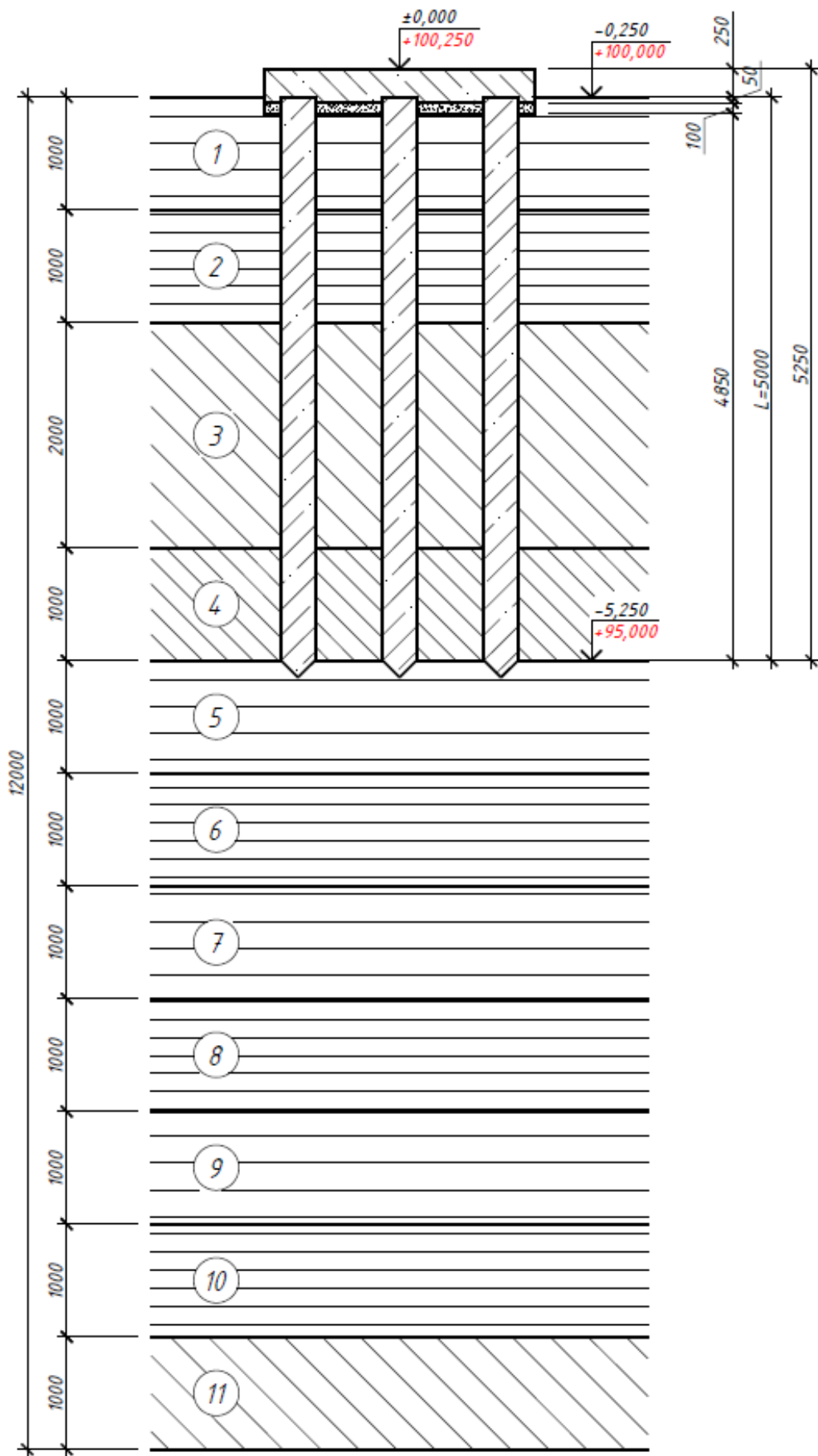


Рис. 3.6. Посадка палів на геологію

Результати визначення несучої здатності характерних паль (кутова, середня та центральна) наведено на рис. 3.7.

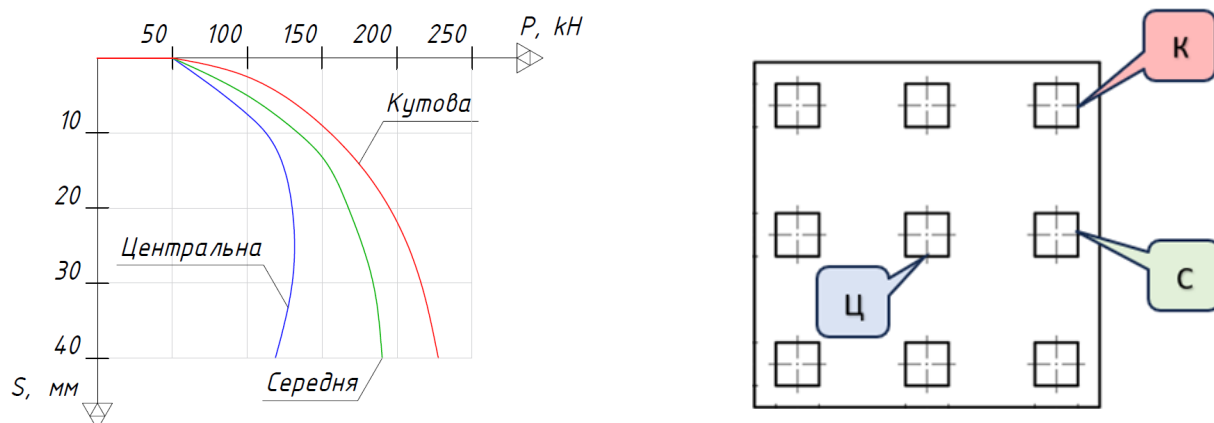


Рис. 3.7. Результати визначення несучої здатності характерних паль

3.2.1. Порівняння даних числового моделювання взаємодії групи паль з основою із використанням різних моделей коефіцієнтів жорсткості та даних натуральних випробувань

Числове моделювання польового експерименту буде виконано у чотирьох варіантах: 1) одновузловий скінченний постійної жорсткості; 2) група одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості; 3) об'ємні скінченні елементи у якості ґрунтового середовища; 4) те саме, але з критерієм міцності Кулона-Мора.

Жорсткість одновузлового скінченного елемента постійної жорсткості було визначено на основі даних про несучу здатність палі та її осіданню (від сили, що рівна несучій здатності палі). Несуча здатність забивної палі, довжиною 5 м і перерізом 300х300 мм в глинистих ґрунтах, буде складати 128,236 кН (13,072 т), а осідання від такого зусилля складатиме 26,219 мм. Отже, жорсткість одновузлового скінченного елемента буде складати 4891,987 кН/м.

Жорсткість ланцюжка одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості визначалась автоматично на основі фізико-механічних характеристик ґрунту дослідного майданчику, що наведені у табл. 3.2.

Жорсткість даного типу одновузлових скінченних елементів визначалась за п'ять ітерацій. Для кожної ступені навантаження була створена окрема модель, щоб коректно визначити жорсткість ґрунтового середовища при певному діючому навантаженні на ростверк.

Виконано числове моделювання взаємодії пального фундаменту із ґрунтовою основою за допомогою об'ємних скінченних елементів, які володіють фізико-механічними характеристиками ґрунту, що наведені у табл. 3.2 та розташовані у відповідності до рис. 3.5-3.6. Ґрунтове середовище із об'ємних скінченних елементів має габарити в плані: 17,4x17,4 м та висоту 12,0 м. Тріангуляція скінченних елементів змінна, під ростверком складає 200 мм, навколо ростверку – 400 мм, а наближаючись до краю – 1600 мм. Розрахункова модель наведена на рис.3.8. Для пружного і фізично-нелінійного розрахунку використовуються ідентичні моделі (з однаковою геометрією), але з різними типами скінченних елементів та критеріями міцності.

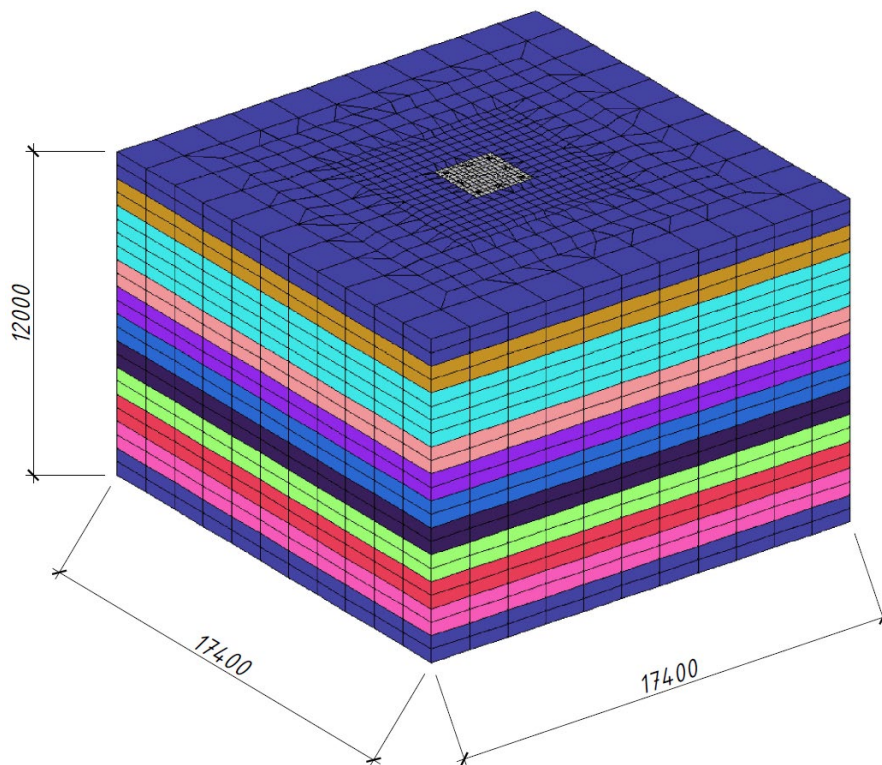


Рис. 3.8. Розрахункова модель

Для кращого розуміння і аналізу результати розрахунків наведено у вигляді гістограм рис. 3.9-3.20. Проаналізовано поздовжні зусилля в палях та їх осідання від навантаження, що діють на кожній стадії дослідження (випробування).

На першій стадії навантаження (200 кН) дослідного куща із дев'яти паль зусилля в характерних палях складають 22,2 кН та не спостерігається розподіл навантаження між палями (рис. 3.9). Найкращу кореляцію результатів, на даній стадії, показав одноузловий скінченний елемент постійної жорсткості, в середньому різниця складала близько 0,2%. В той час як модель із застосуванням ланцюжка одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості має різницю близько 35%. Моделі із використанням об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища мають різницю близько 33%. Слід також відмітити, що у моделі із одноузловими скінченними елементами постійної жорсткості відсутній перерозподіл навантаження, на відміну від інших моделей, у яких це явище наявне, хоча у досліді (випробуванні), на даній стадії, воно відсутнє.

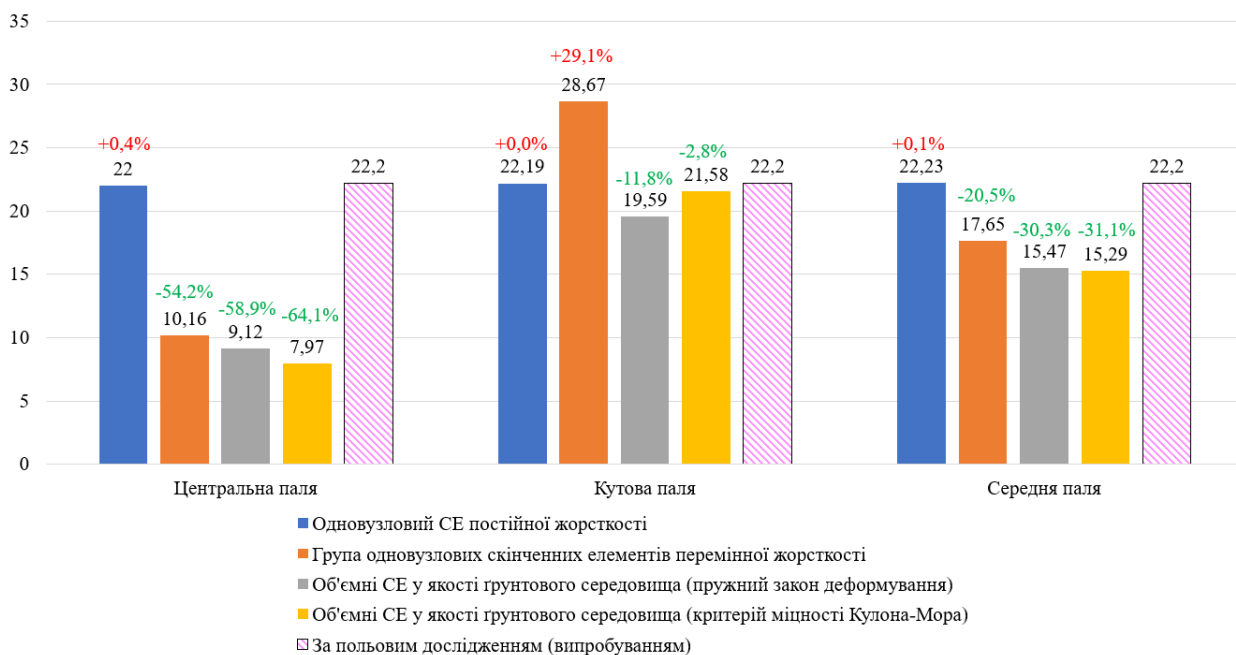


Рис. 3.9. Стадія №1 (200 кН). Поздовжні зусилля в характерних палях, кН.

Величина осідання на першій стадії навантаження (200 кН) склала близько 0,25 мм (рис. 3.10). За результатами числового моделювання було отримано величини, що у разі більші (близько 4 мм).

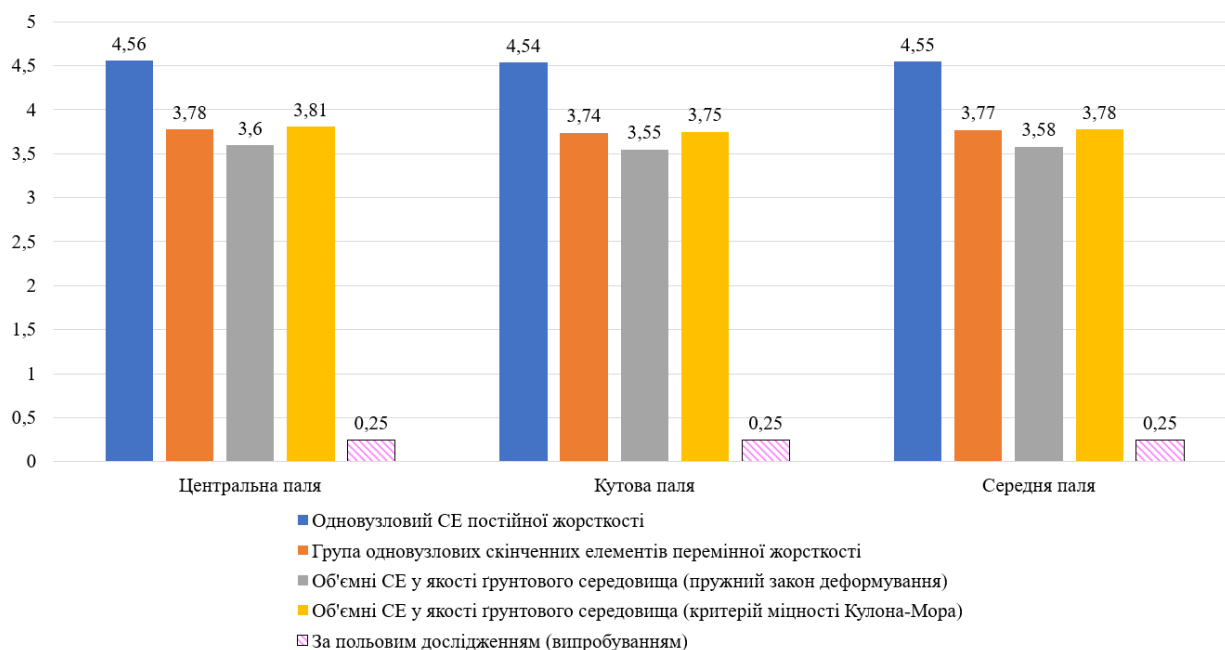


Рис. 3.10. Стадія №1 (200 кН). Осідання характерних паль, мм.

На другій стадії навантаження (400 кН) дослідного куша із дев'яти паль розподіл навантаження між палями відсутній, а зусилля в характерних палях складають 44,4 кН (рис. 3.11). Найкращу кореляцію результатів, на даній стадії, також показав одновузловий скінченний елемент постійної жорсткості, в середньому різниця складала близько 0,2%. Модель із застосуванням групи одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості має різницю близько 17%; слід звернути увагу, що величина середньої похибки така ж як на попередній стадії навантаження, а похибка між характерними палями змінюється на долі відсотка. Використання об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища із пружним законом деформації має середню різницю близько 34%, а при використанні критерія міцності Кулона-Мора можна досягнути гарної кореляції результатів у кутовій палі (різниця в межах 5%), хоча в центральній палі різниця сягає близько 65% і в середній палі – 33%.

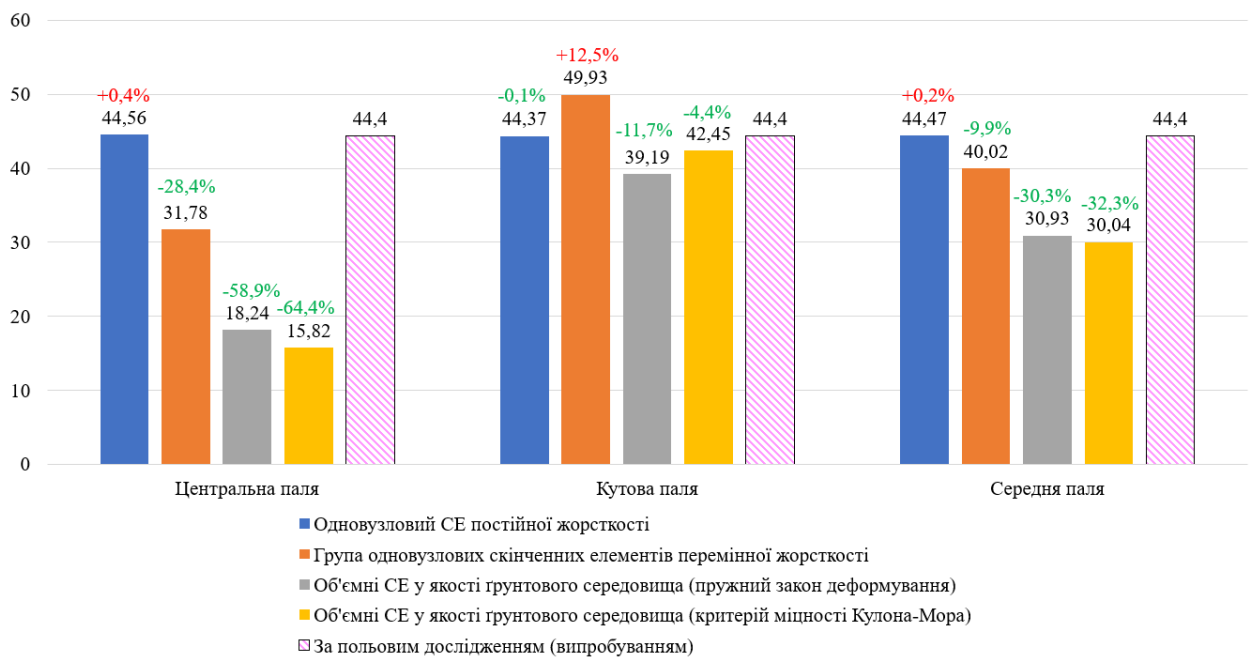


Рис. 3.11. Стадія №2 (400 кН). Поздовжні зусилля в характерних палях, кН.

Величина осідання на другій стадії навантаження (400 кН) склала близько 0,5 мм (рис. 3.12). За результатами числового моделювання знову було отримано величини осідань, що у разі більші (від 7 мм до 10 мм).

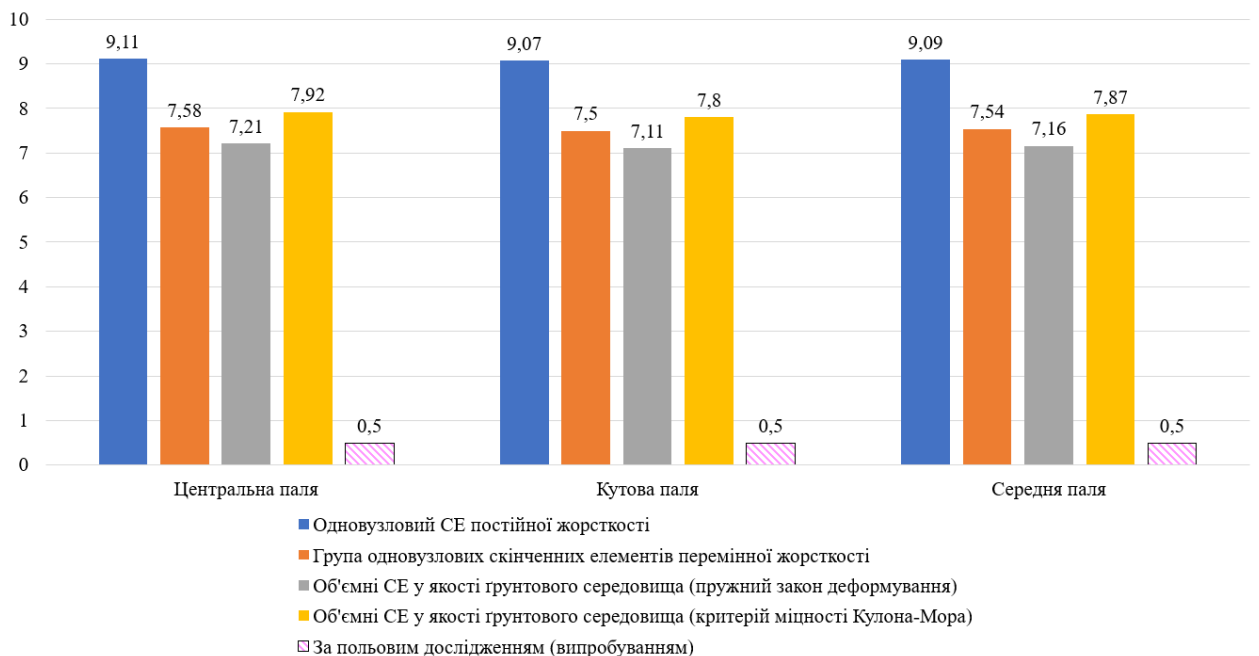


Рис. 3.12. Стадія №2 (400 кН). Осідання характерних паль, мм.

Третя стадія навантаження (600 кН) – це остання стадія завантаження дослідного куща при якій всі палі (9 шт) сприймають однакове навантаження, тобто відсутній перерозподіл між палями (рис. 3.13). Середнє навантаження на палю складає близько 66,7 кН. Знаючи несучу здатність палі, яка складає близько 120 кН, можна зробити висновок, що перерозподіл між групою палей, які об'єднані суцільним ростверком, буде відсутнім, якщо середнє навантаження яке приходить на палі складає близько 50% від несучої здатності палі. Оскільки перерозподіл зусиль в палях дослідного куща ще відсутній, тому найкращу кореляцію результатів з польовим дослідженням має одноузловий скінченний елемент постійної жорсткості (різниця близько 0,1%). Використання групи одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості призводять до різниці в результатах в межах 17%. Застосування об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища має середню різницю близько 34%, найкраща кореляція результатів спостерігається для кутової палі – 6,1% різниця (при використанні критерія міцності Кулона-Мора).

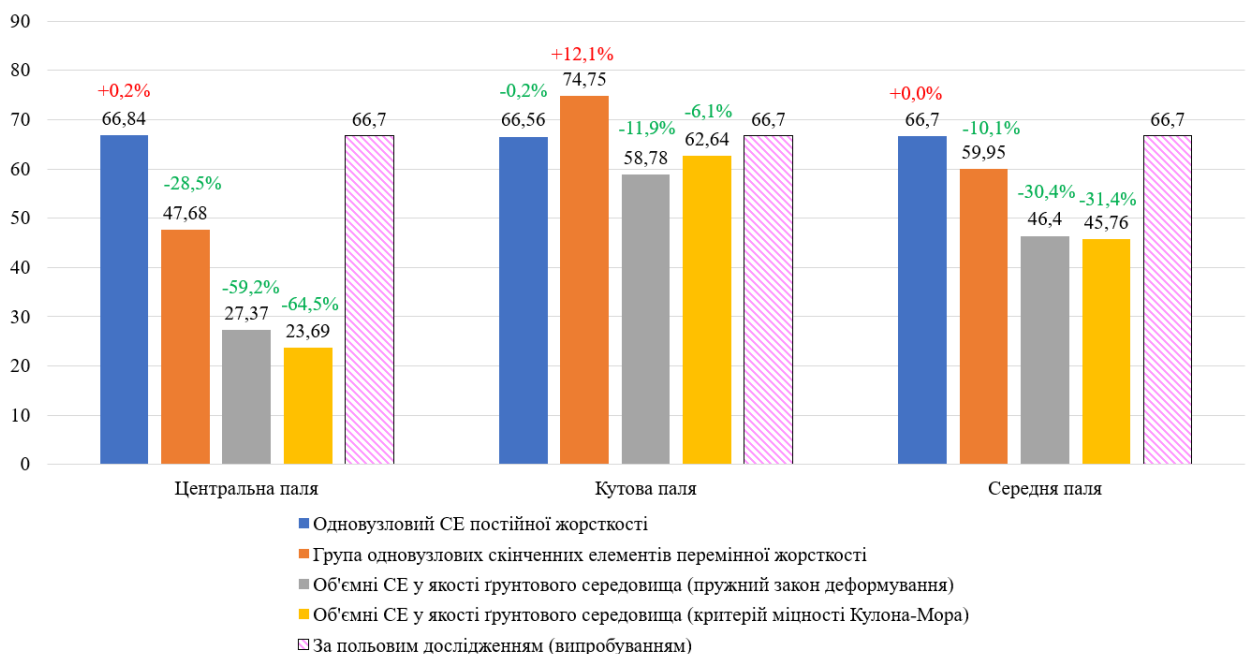


Рис. 3.13. Стадія №3 (600 кН). Поздовжні зусилля в характерних палях, кН.

Осідання на третій стадії навантаження (600 кН) складають близько 2 мм (рис. 3.14). За результатами числового моделювання знову було отримано величини осідань, що у рази більші (від 10 мм до 14 мм).

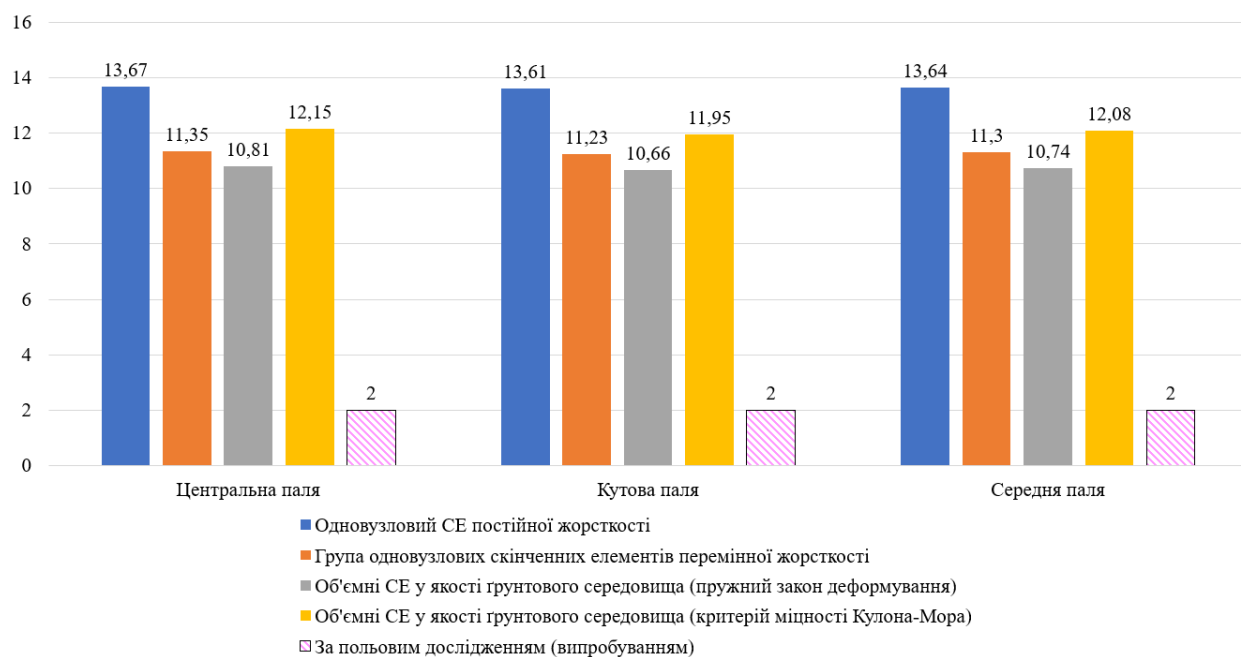


Рис. 3.14. Стадія №3 (600 кН). Осідання характерних палей, мм.

На четвертій стадії навантаження (800 кН) дослідного куша було зафіксовано перерозподіл зусиль між палями (рис. 3.15). Тобто, в середньому на палю мало б прийти близько 88,9 кН, а зафіксовано було наступні значення: центральна палія – 70 кН (0,78 від середнього навантаження); кутова палія – 100 кН(1,12 від середнього навантаження); середня (периферійна) палія – 85 кН (0,96 від середнього навантаження). Попередній фаворит даного експерименту втратив свої переваги, адже його використання призвело до майже рівномірного завантаження палей (відмінність у долях кілоньютона), а кількісно середня різниця між результатами складає близько 14,4%. Застосування моделі із перемінними коефіцієнтами жорсткості призвело до результатів, що відрізнялись в середньому на 5,2%. Використання об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища (з пружним законом деформування та критерієм міцності Кулона-Мора) призводять до відмінності із результатами польового дослідження на рівні 33%.

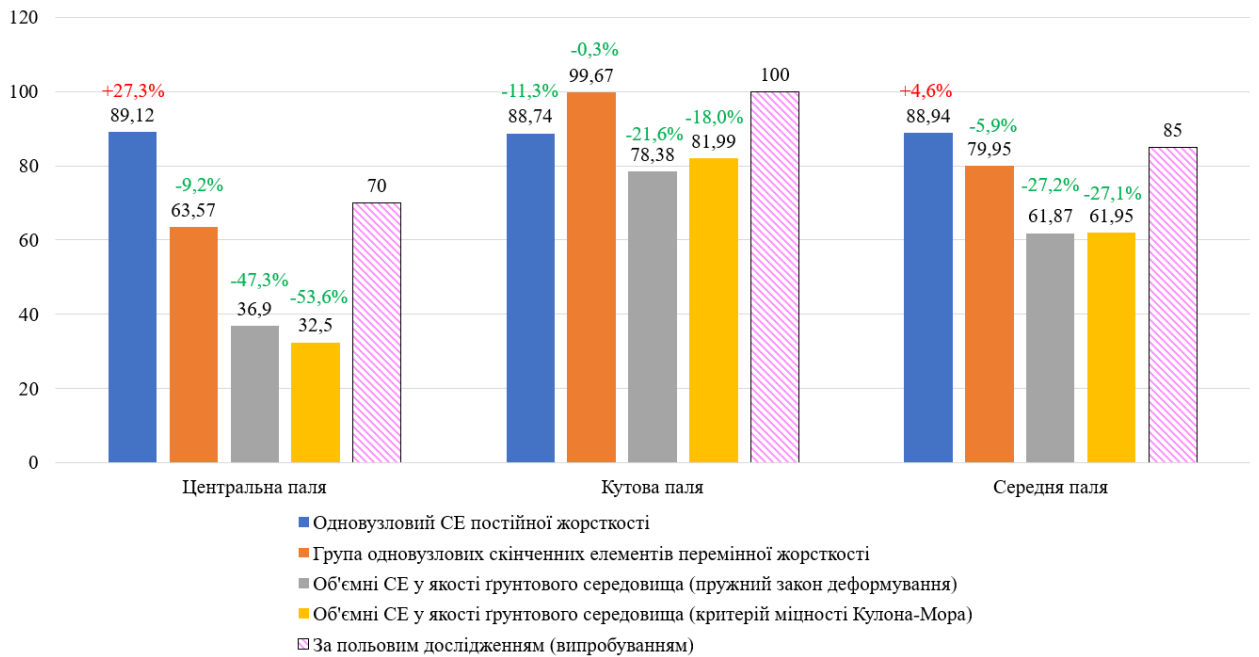


Рис. 3.15. Стадія №4 (800 кН). Поздовжні зусилля в характерних паллях, кН.

Осідання на четвертій стадії навантаження (800 кН) складають близько 6 мм (рис. 3.16). За результатами числового моделювання знову було отримано величини осідань, що у рази більші (від 14 мм до 19 мм).

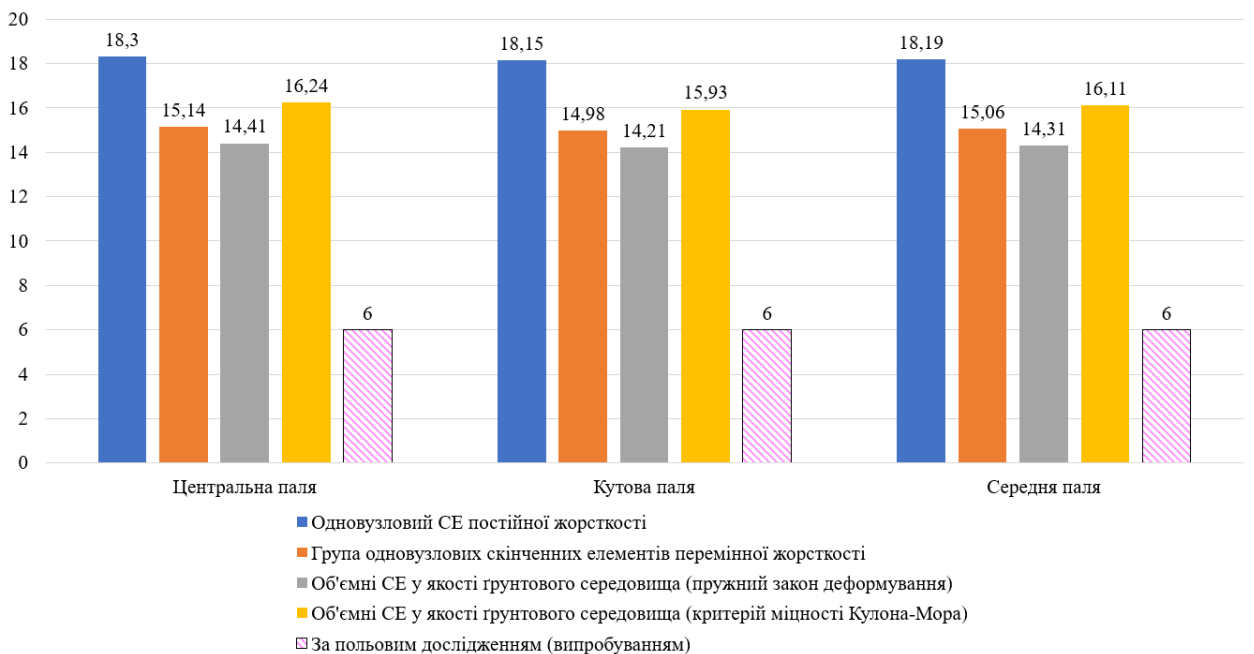


Рис. 3.16. Стадія №4 (800 кН). Осідання характерних палль, мм.

На п'ятій стадії навантаження (1400 кН) дослідного куща відбувся значний приріст навантаження ($\Delta=600$ кН). Зафіксовано наступні значення поздовжніх зусиль у палях (рис. 3.17): центральна паля – 120 кН (0,77 від середнього зусилля); кутова паля – 175 кН (1,13 від середнього зусилля); середня (периферійна) паля – 145 кН (0,94 від середнього зусилля). Використання одновузлового скінченного елемента призводить до таких же результатів, що всі палі куща мають майже однакові поздовжні зусилля, а різниця, в середньому, складає близько 16%. Модель із перемінними коефіцієнтами жорсткості призвела до зусиль в палях, які відрізнялись в середньому на 4,3%. Об'ємні скінченні елементи у якості ґрунтового середовища (з пружним законом деформування та критерієм міцності Кулона-Мора) призводять до результатів, що відрізняються від даних польового дослідження на рівні 31%. Також слід відмітити цікаве явище, на даній стадії навантаження при використанні моделі із критерієм міцності Кулона-Мора, максимальні зусилля виникають у середніх палях, а не у кутових (як у польового дослідження, або інших коректних моделях).

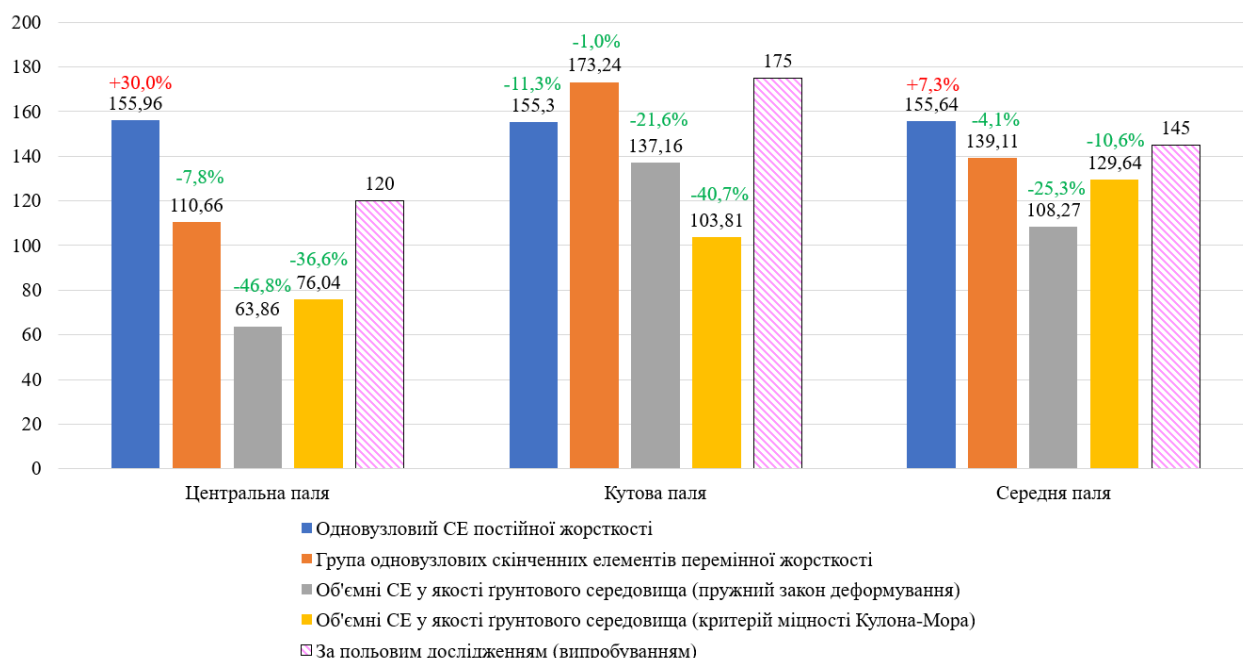


Рис. 3.17. Стадія №5 (1400 кН). Поздовжні зусилля в характерних палях, кН.

Осідання на п'ятій стадії навантаження (1400 кН) складають близько 12 мм (рис. 3.18). За результатами числового моделювання було отримано напружено-деформований стан, деформації якого у рази більші від вимірних під-час польового дослідження (від 25 мм до 32 мм).

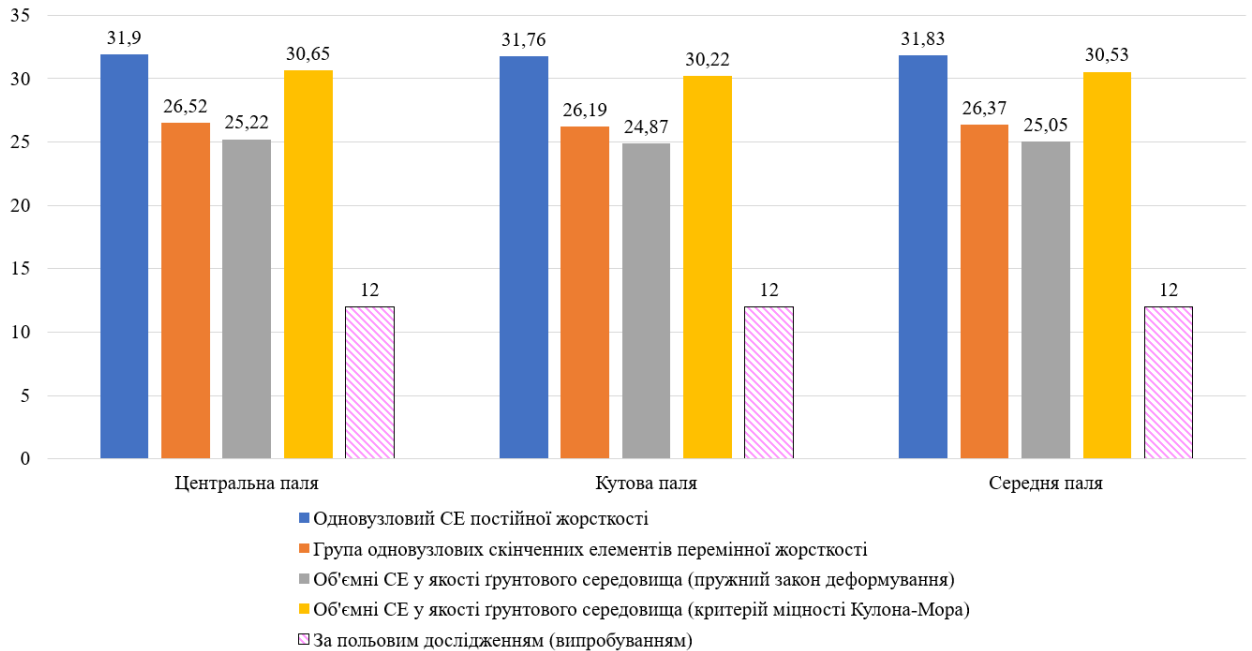


Рис. 3.18. Стадія №5 (1400 кН). Осідання характерних паль, мм.

На останній стадії навантаження (1800 кН) було зафіксовано наступні значення поздовжніх зусиль у палях (рис. 3.19): центральна паля – 120 кН (0,6 від середнього зусилля); кутова паля – 230 кН (1,15 від середнього зусилля); середня (периферійна) паля – 145 кН (0,95 від середнього зусилля). Одноузловий скінченний елемент постійної жорсткості не змінив свій характер роботи, всі палі завантажено однаково, перерозподіл відсутній, що не є дивним. Середня різниця між розрахунковими та фактичними поздовжніми зусиллями, для цього методу моделювання, складає близько 28,53%. Одноузловий скінченний елемент перемінної жорсткості має найкращу кореляцію результатів, в порівнянні із попередніми стадіями навантаження дослідного куща, середня різниця складає близько 10%, що є нормальним результатом. Об'ємні скінченні елементи у якості ґрунтового середовища (з пружним законом деформування та критерієм міцності Кулона-Мора)

призводять до результатів, що відрізняються від даних польового дослідження на рівні 25%. На даній стадії явище із більшою поздовжньою силою для середньої (периферійної) палі також присутнє.

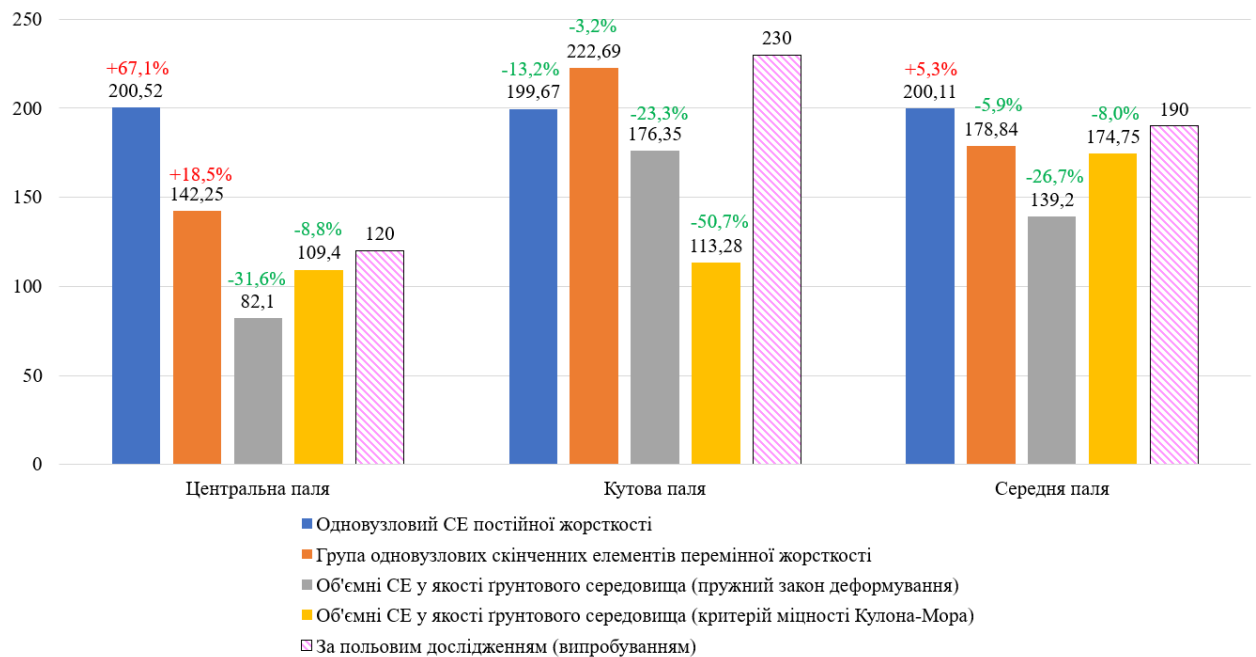


Рис. 3.19. Стадія №6 (1800 кН). Поздовжні зусилля в характерних паллях, кН.

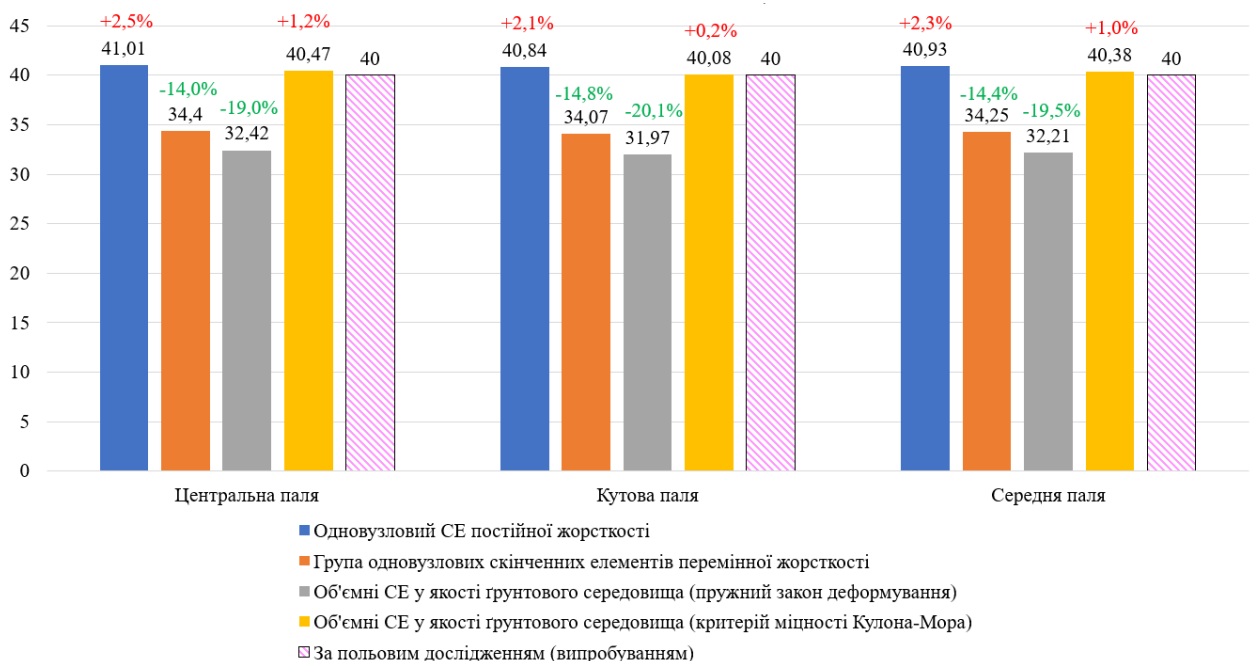


Рис. 3.20. Стадія №6 (1800 кН). Осідання характерних палль, мм.

Осідання на останній стадії навантаження (1800 кН) складають близько 40 мм (рис. 3.20). За результатами числового моделювання було отримано

нормальну кореляцію результатів із польовим дослідженням. Так одновузловий скінченний елемент постійної жорсткості має різницю в межах 3%; одновузловий скінченний елемент перемінної жорсткості має відмінність в межах 15%; використання об'ємних скінченних елементів з пружним законом деформування призводить до різниці в межах 20%; те саме, із критерієм міцності Кулона-Мора, має відмінність в межах 1%.

3.2.2. Порівняння даних числового моделювання взаємодії групи палей із основою представленою об'ємним середовищем

Числове моделювання польового експерименту буде виконано у двох варіантах: 1) ґрунтове середовище змодельовано об'ємними скінченними елементами, що володіють нелінійним законом деформування Кулона-Мора; палі – стержневими скінченними елементами, що мають «віртуальний» зв'язок з оточуючим ґрунтом; 2) ґрунтове середовище змодельовано об'ємними скінченними елементами, що володіють нелінійним законом деформування Кулона-Мора; палі – об'ємними скінченними елементами, що володіють параметрами залізобетону.

Палі взаємодіють з ґрунтовим середовищем за допомогою «віртуальних» зв'язків (спеціальних інтерфейсів) (рис. 3.21). Жорсткість по боковій поверхні палі та під її нижнім кінцем визначається на основі несучої здатності одиночної палі і її осідання, що визначено у відповідності до діючих нормативних документів.

Результатом розрахунку є наступні параметри: граничний опір зсуву (Ultimate Shear Force) (кН/м^2); модуль жорсткості при зсуві (Shear Stiffness Modulus) (кН/м^3); модуль жорсткості при стиску (Normal Stiffness Modulus) (кН/м^3); несуча здатність палі під її підшовою (Tip Bearing Capacity) (кН); жорсткість «пружини» під підшовою палі (Tip Spring Stiffness) (кН/м). Для кожного інженерно-геологічного елемента, що оточує палю, визначається:

граничний опір зсуву, модуль жорсткості при зсуві та модуль жорсткості при стиску.

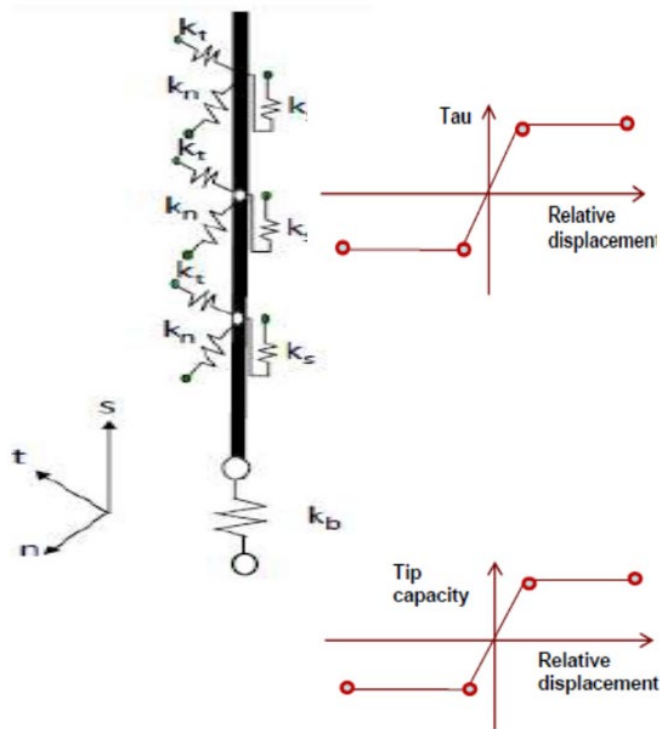


Рис. 3.21. Схема «віртуального» зв'язку (інтерфейсу) по боковій поверхні і під вістрям палі.

Виконано числове моделювання взаємодії пального фундаменту із ґрунтовою основою за допомогою об'ємних скінченних елементів, які володіють фізико-механічними характеристиками ґрунту, що наведені у табл. 3.2 та розташовані у відповідності до рис. 3.5-3.6. Ґрунтове середовище із об'ємних скінченних елементів має габарити в плані: 17,4x17,4 м та висоту 12,0 м. Розрахункова модель із використання «віртуальних» зв'язків для взаємодії пального фундаменту із ґрунтовою основою наведена на рис .3.22. Розрахункова модель де палі змодельовані за допомогою об'ємних скінченних елементів та враховують зниження тертя по боковій поверхні палі наведена на рис .3.23.

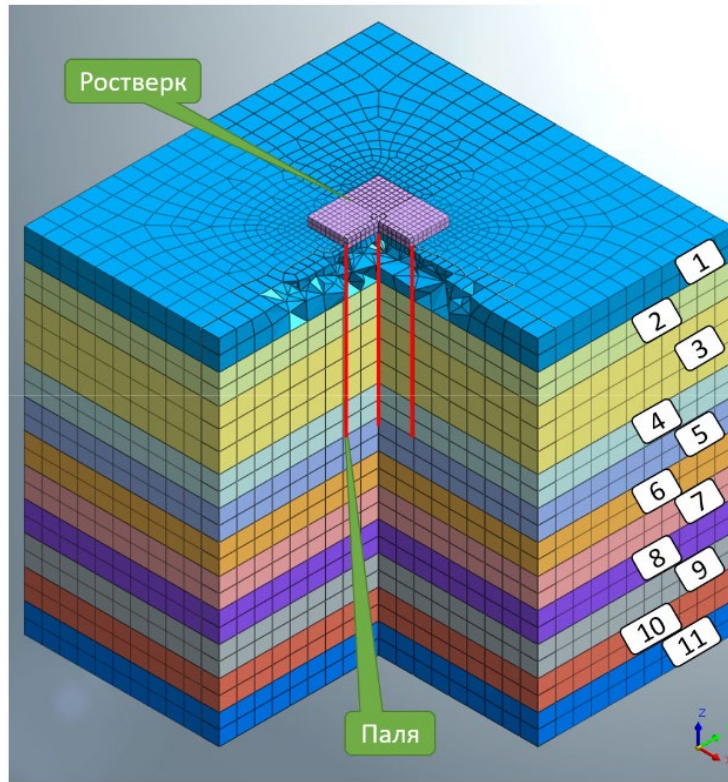


Рис. 3.22. Розрахункова модель із «віртуальними» зв'язками.

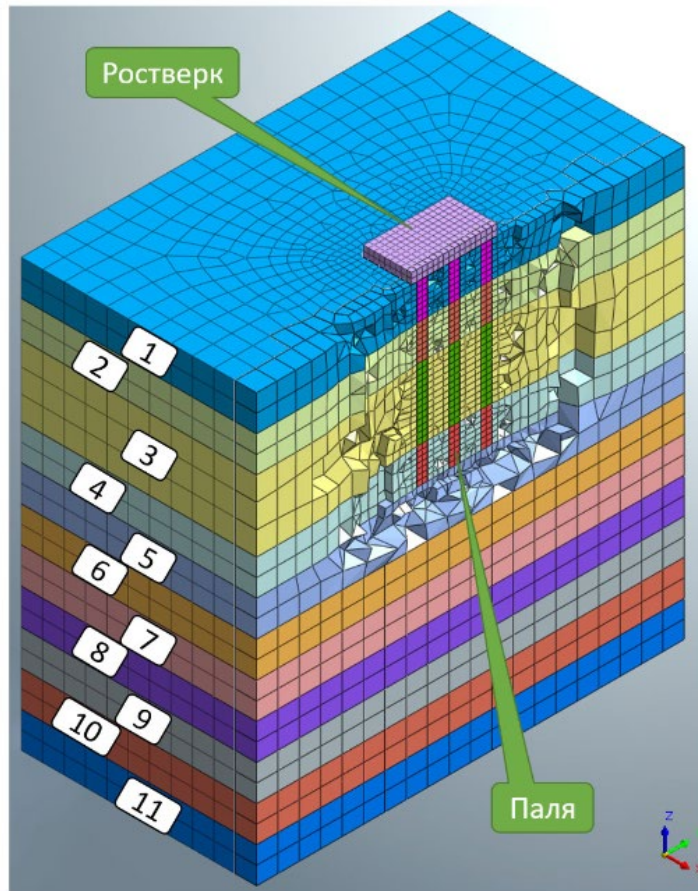


Рис. 3.23. Розрахункова модель із об'ємними скінченними елементами палі.

Для кращого розуміння і аналізу результати розрахунків наведено у вигляді гістограм рис. 3.24-3.35. Проаналізовано поздовжні зусилля в палях та їх осідання від навантаження, що діють на кожній стадії дослідження (випробування).

На першій стадії навантаження (200 кН) дослідного куща із дев'яти паль зусилля в характерних палях складають 22,2 кН та не спостерігається розподіл навантаження між палями (рис. 3.24). Кращу кореляцію результатів, на даній стадії навантаження, показала модель із використанням паль у вигляді об'ємних скінченних елементів, в середньому різниця складала близько 20%. Модель із застосуванням паль, що використовують «віртуальні» зв'язки має різницю в межах 40%. Слід також відмітити, що обидві моделі враховують перерозподіл навантаження, хоча у досліді (випробуванні), на даній стадії, воно відсутнє.

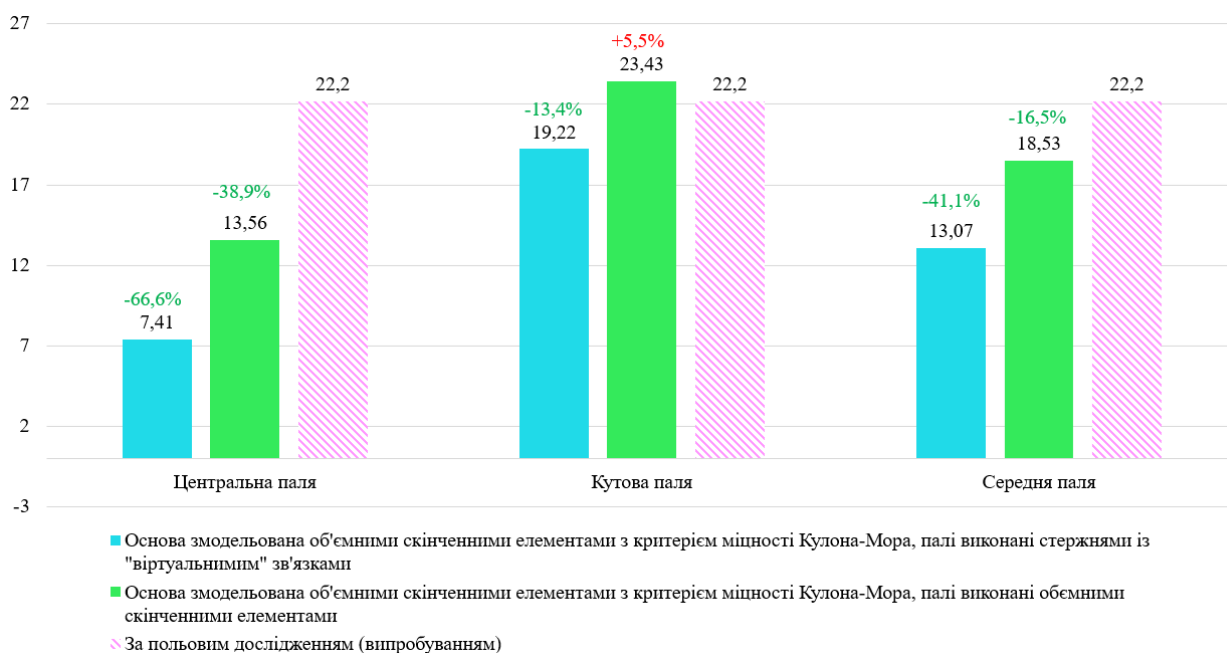


Рис. 3.24. Стадія №1 (200 кН). Поздовжні зусилля в характерних палях, кН.

Величина осідання на першій стадії навантаження (200 кН) склала близько 0,25 мм (рис. 3.25). За результатами числового моделювання було отримано величини, що у рази більші (від 2 мм до 4 мм).

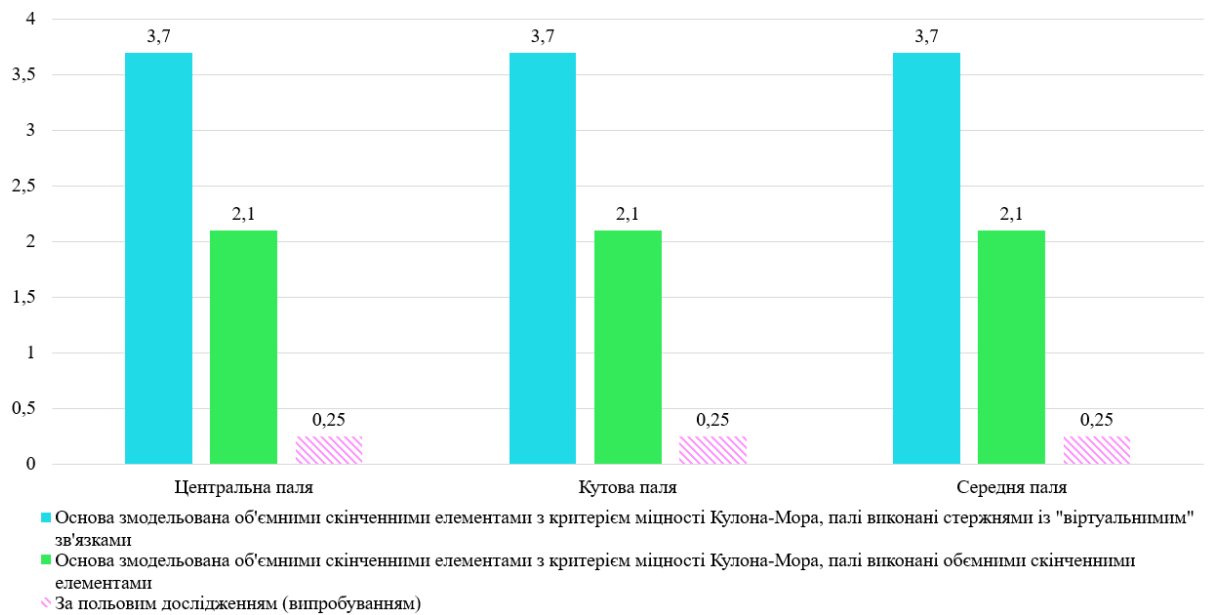


Рис. 3.25. Стадія №1 (200 кН). Осідання характерних паль, мм.

На другій стадії навантаження (400 кН) дослідного куша із дев'яти паль розподіл навантаження між палями відсутній, а зусилля в характерних палях складають 44,4 кН (рис. 3.26). Найкращу кореляцію результатів, на даній стадії, також показала модель із використанням паль у вигляді об'ємних скінченних елементів, в середньому різниця складала близько 27%. Модель із застосуванням паль, що використовують «віртуальні» зв'язки має різницю близько 41%.

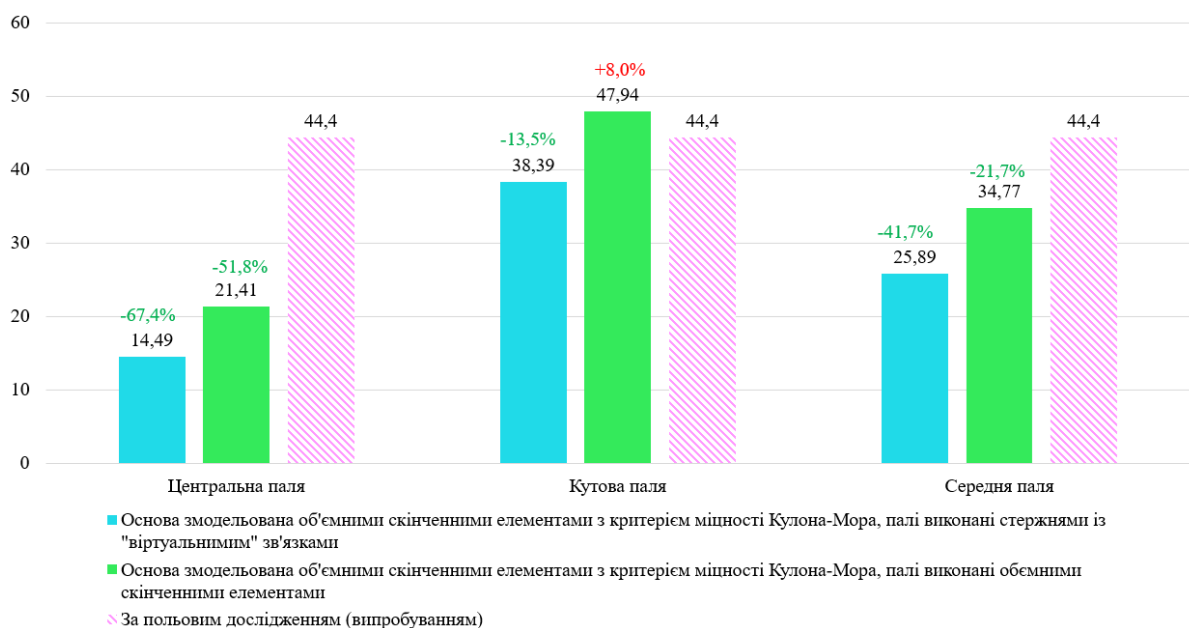


Рис. 3.26. Стадія №2 (400 кН). Поздовжні зусилля в характерних палях, кН.

Величина осідання на другій стадії навантаження (400 кН) склала близько 0,5 мм (рис. 3.27). За результатами числового моделювання знову було отримано величини осідань, що у рази більші (від 5 мм до 8 мм).

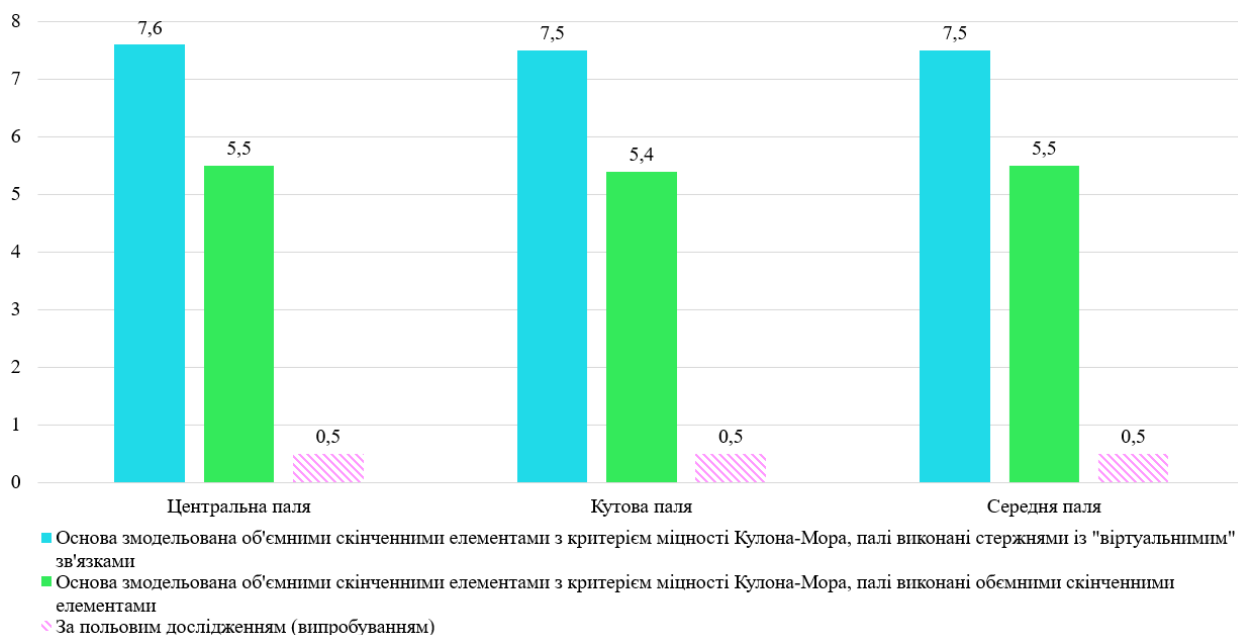


Рис. 3.27. Стадія №2 (400 кН). Осідання характерних палей, мм.

Третя стадія навантаження (600 кН) – це остання стадія завантаження дослідного куща при якій всі палі (9 шт) сприймають однакове навантаження, тобто відсутній перерозподіл між палями (рис. 3.28). Застосування моделі із використанням палей у вигляді об'ємних скінченних елементів має середню різницю близько 30%. Модель із застосуванням палей, що використовують «віртуальні» зв'язки має різницю близько 42%.

Осідання на третій стадії навантаження (600 кН) складають близько 2 мм (рис. 3.29). За результатами числового моделювання знову було отримано величини осідань, що у рази більші (від 9 мм до 12 мм).

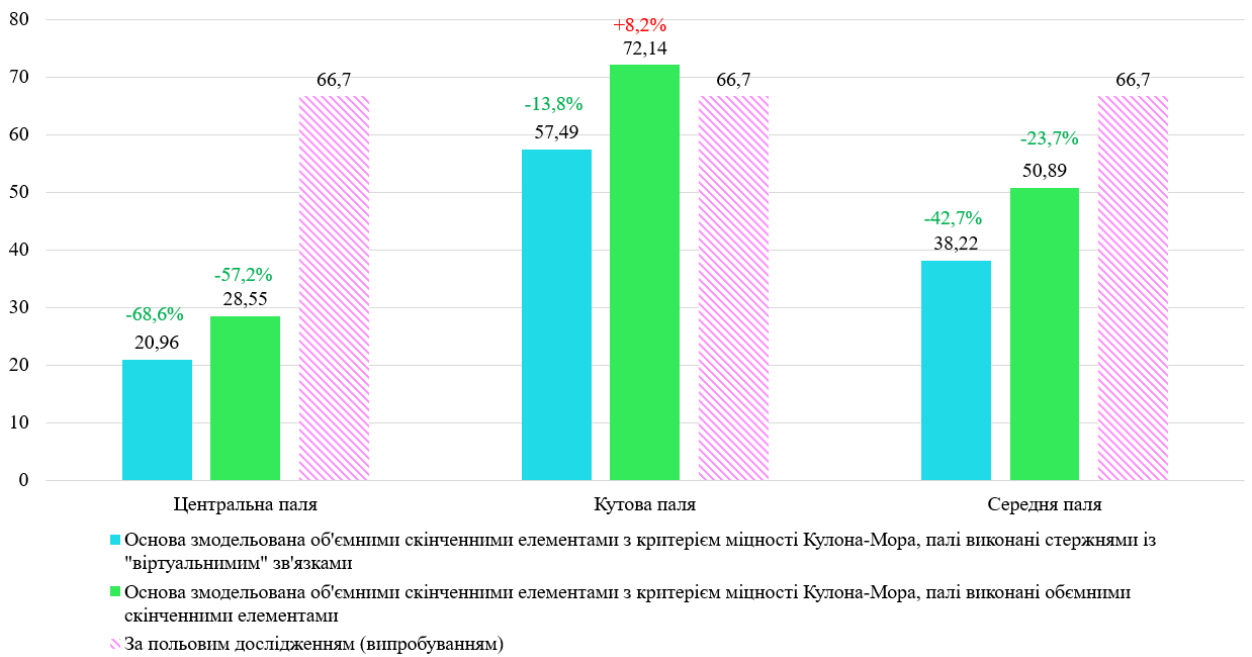


Рис. 3.28. Стадія №3 (600 кН). Поздовжні зусилля в характерних палях, кН.

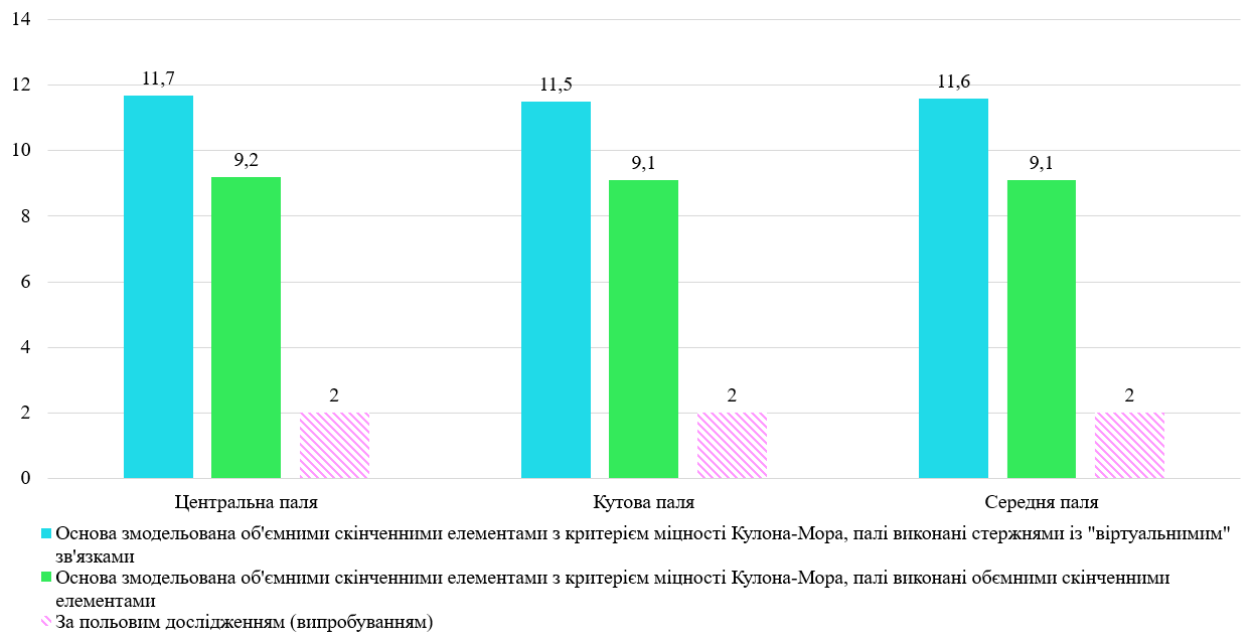


Рис. 3.29. Стадія №3 (600 кН). Осідання характерних палі, мм.

На четвертій стадії навантаження (800 кН) дослідного куша було зафіксовано перерозподіл зусиль між палями (рис. 3.30). Застосування моделі із використанням палі у вигляді об'ємних скінченних елементів має середню різницю близько 25%. Модель із застосуванням палі, що використовують «віртуальні» зв'язки має різницю близько 42%.

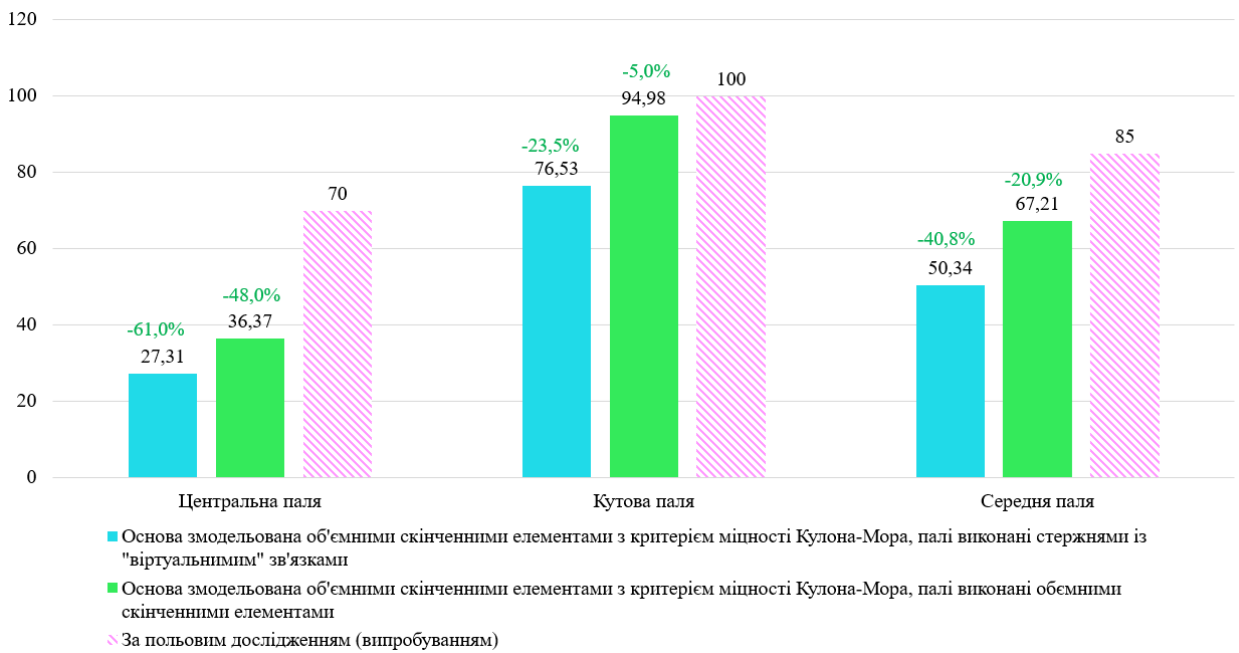


Рис. 3.30. Стадія №4 (800 кН). Поздовжні зусилля в характерних палах, кН.

Осідання на четвертій стадії навантаження (800 кН) складають близько 6 мм (рис. 3.31). За результатами числового моделювання знову було отримано величини осідань, що у рази більші (від 13 мм до 16 мм).

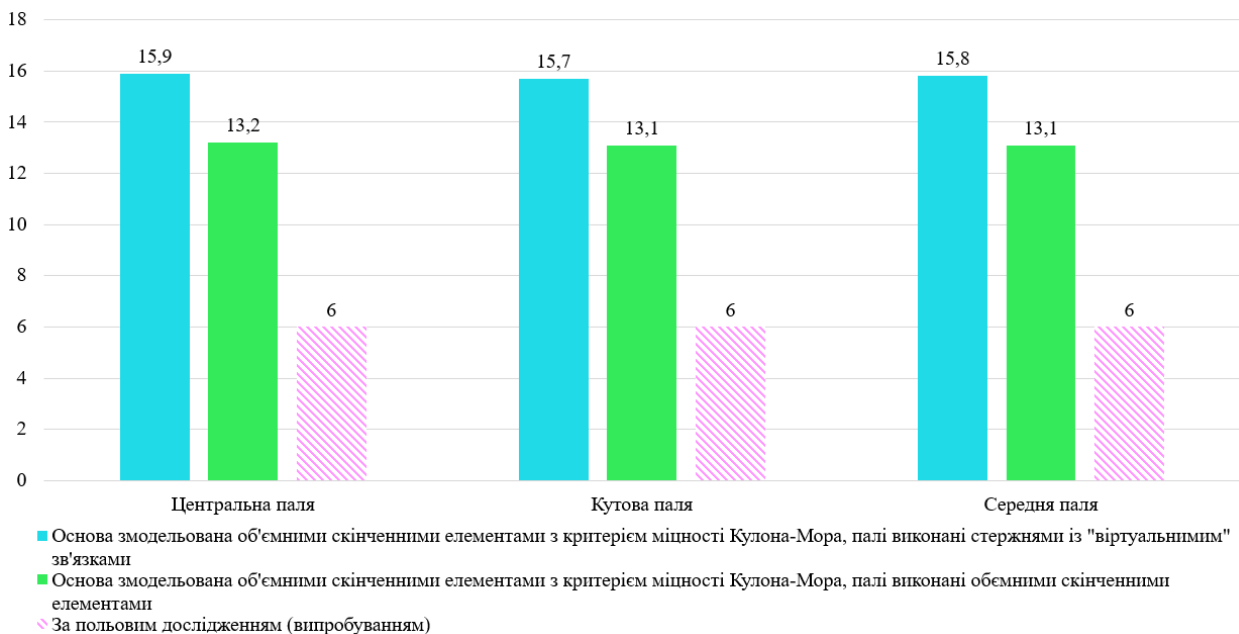


Рис. 3.31. Стадія №4 (800 кН). Осідання характерних палей, мм.

На п'ятій стадії навантаження (1400 кН) дослідного куща відбувся значний приріст навантаження ($\Delta=600$ кН). Зафіксовано наступні значення

поздовжніх зусиль у палях (рис. 3.32): центральна паля – 120 кН; кутова паля – 175 кН; середня (периферійна) паля – 145 кН. Застосування моделі із використанням палей у вигляді об'ємних скінченних елементів має середню різницю близько 24%. Модель із застосуванням палей, що використовують «віртуальні» зв'язки має різницю близько 42%.

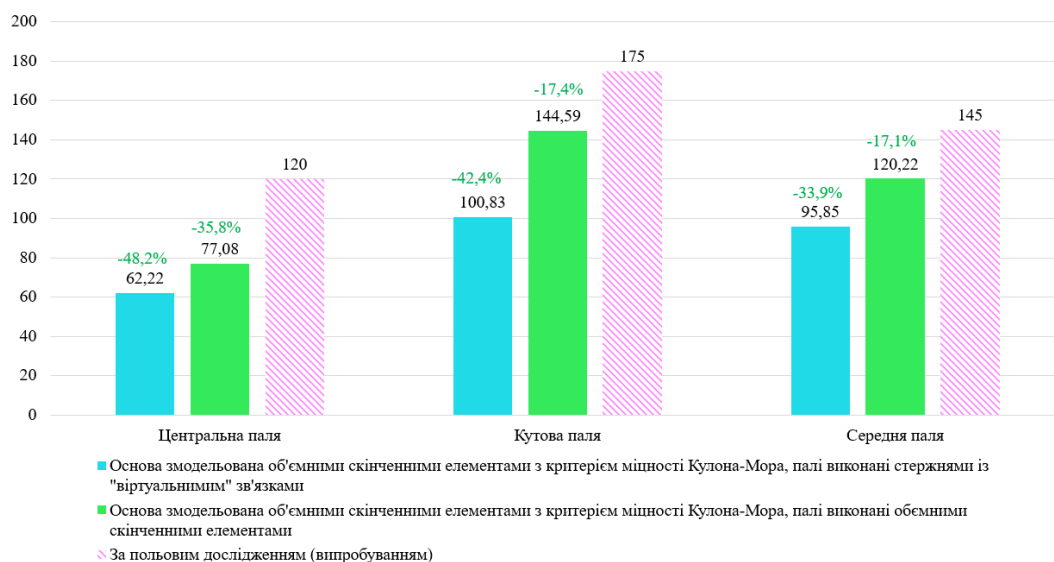


Рис. 3.32. Стадія №5 (1400 кН). Поздовжні зусилля в характерних палях, кН.

Осідання на п'ятій стадії навантаження (1400 кН) складають близько 12 мм (рис. 3.33). За результатами числового моделювання було отримано напружено-деформований стан, деформації якого у рази більші від вимірених під час польового дослідження (від 27 мм до 33 мм).

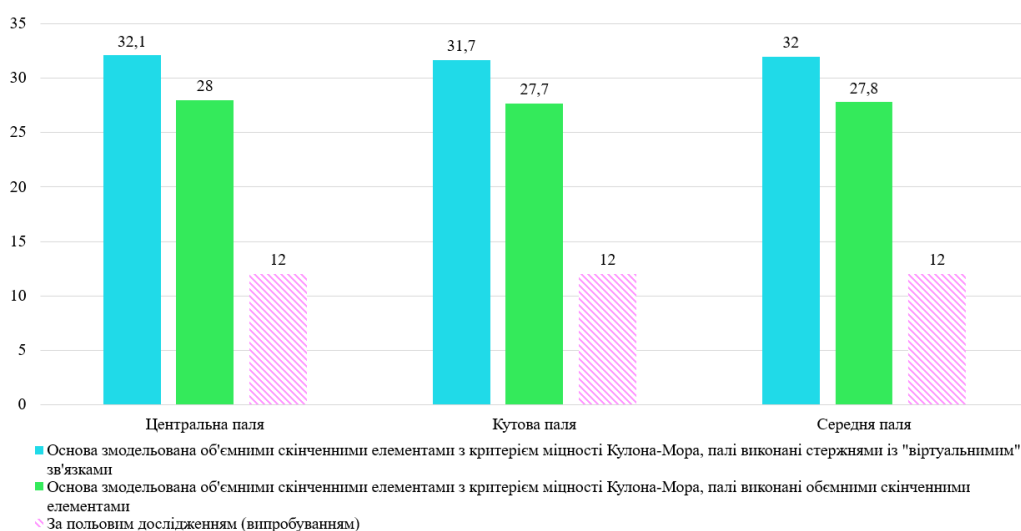


Рис. 3.33. Стадія №5 (1400 кН). Осідання характерних палей, мм.

На останній стадії навантаження (1800 кН) було зафіксовано наступні значення поздовжніх зусиль у палях (рис. 3.34): центральна паля – 120 кН; кутова паля – 230 кН; середня (периферійна) паля – 145 кН. Застосування моделі із використанням паль у вигляді об'ємних скінченних елементів має середню різницю близько 17%. Модель із застосуванням паль, що використовують «віртуальні» зв'язки має різницю близько 41%.

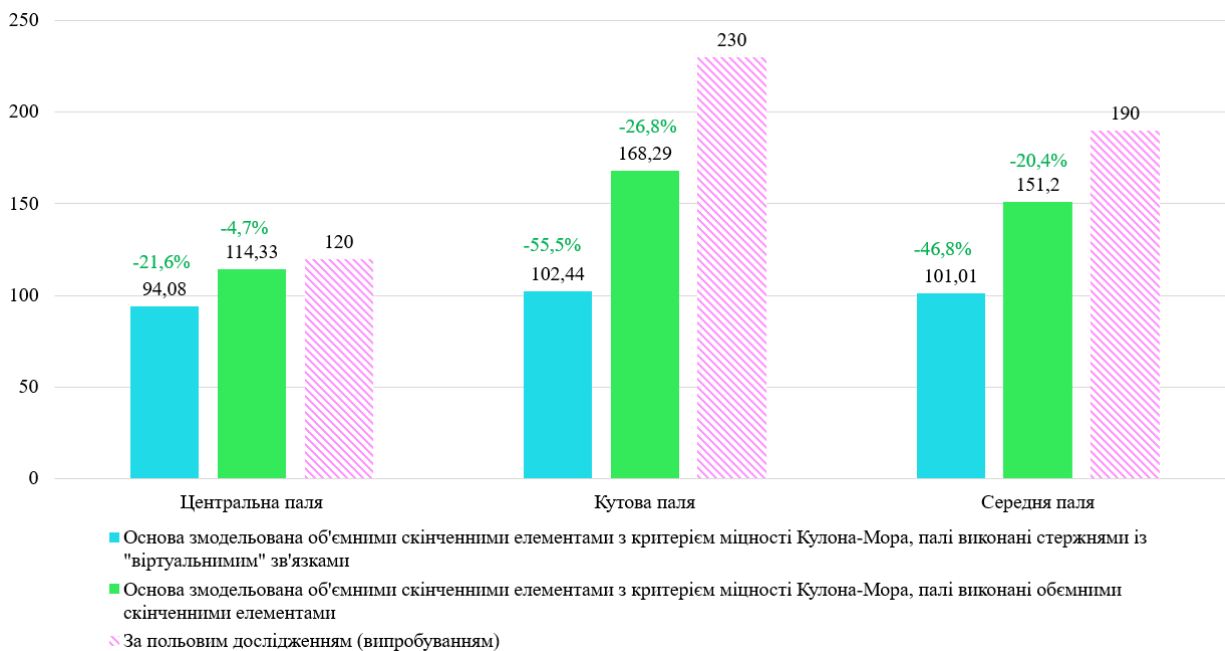


Рис. 3.34. Стадія №6 (1800 кН). Поздовжні зусилля в характерних палях, кН.

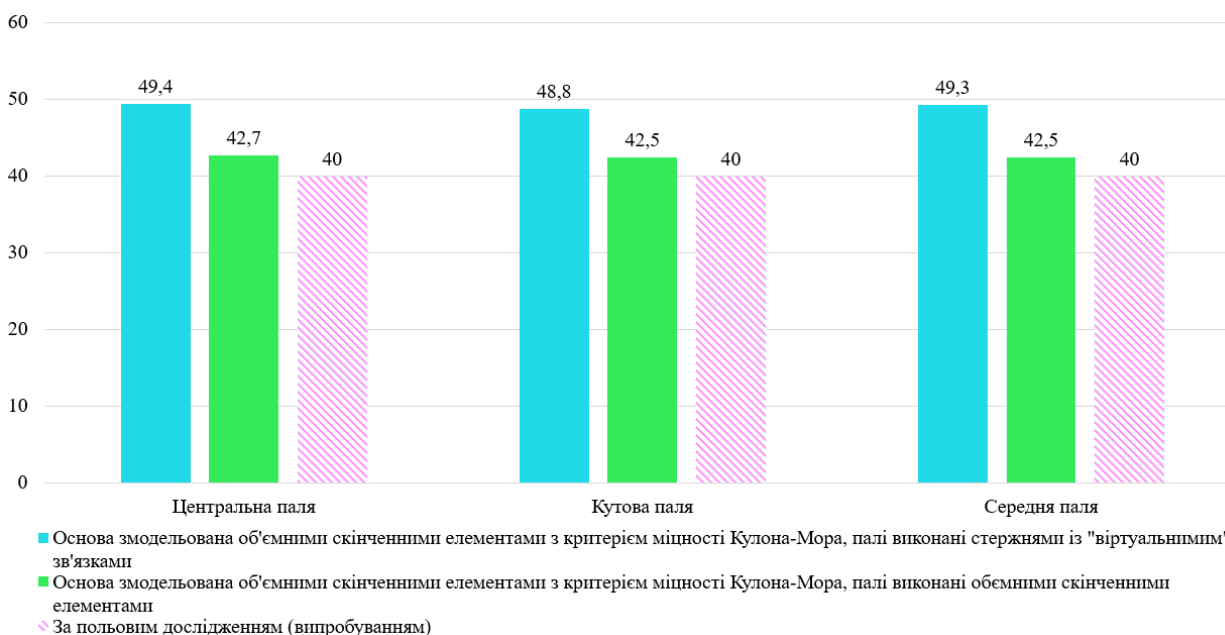


Рис. 3.35. Стадія №6 (1800 кН). Осідання характерних паль, мм.

Осідання на останній стадії навантаження (1800 кН) складають близько 40 мм (рис. 3.35). За результатами числового моделювання було отримано нормальну кореляцію результатів із польовим дослідженням. Так застосування моделі із використанням паль у вигляді об'ємних скінченних елементів завищує осідання в межах 7%, а модель із застосуванням паль, що використовують «віртуальні» також завищує осідання, але значно більше (в межах 23%).

3.3. Висновки до розділу 3

1. Показано, що застосування одновузлового скінченного елемента постійної жорсткості раціональне тільки коли паля сприймає навантаження, яке складає близько 50% її несучої здатності та дана модель не враховує розподіл навантаження між палями.

2. Встановлено, що використання групи одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості для моделювання взаємодії паль із ґрунтовим середовищем дає змогу отримати добру кореляцію результатів розрахунку в порівнянні із польовим дослідженням випробування групи паль та враховує розподіл навантаження між палями.

3. Показано, що моделі із використанням об'ємного ґрунтового середовища з пружним законом деформування та з ідеально-пружною поведінкою із критерієм міцності Кулона-Мора дає змогу виявити розподіл навантаження між палями та отримати добру кореляцію результатів розрахунку в порівнянні із польовим дослідженням випробування групи паль; для більш точного формування напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції» необхідно виконувати ідентифікацію параметрів ґрунтів основи.

4. Запропоновано методику числового моделювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – надземні конструкції»,

яка дозволяє виявити вплив зміни жорсткості будівельних конструкцій на напружено-деформований стан пальового фундаменту.

5. Встановлено, що при моделюванні паль об'ємними скінченними елементами із врахуванням інтерфейсів, по бічній поверхні, дає змогу отримати добру кореляцію результатів розрахунку в порівнянні із польовим дослідженням випробування групи паль та враховує розподіл навантаження між палями на всіх стадіях навантаження.

РОЗДІЛ 4. ВЗАЄМОДІЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ З ҐРУНТОВИМИ ОСНОВАМИ ПРИ ВРАХУВАННІ ЗМІНИ ЖОРСТКОСТІ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ

4.1. Дослідження впливу методу числового моделювання на напружено-деформований стан пальового фундаменту та вертикальних несучих елементів підвалу

4.1.1. Опис архітектурно-конструктивного рішення

Об'єкт дослідження являє собою житловий будинок, що складається із 25-ти житлових поверхів, підвалу та технічного поверху. Висота першого поверху складає 3300 мм, висота житлових поверхів – 3000 мм, висота підвалу – 3000 мм, висота технічного поверху – 2100 мм. Габарити будинку в плані становлять 42,9 м на 22,8 м. Конструктивна схема будівлі – безригельний залізобетонний монолітний каркас із діафрагмами та ядрами жорсткості.

В якості вертикальних несучих елементів виступають пілони, діафрагми та стіни сходово-ліфтових вузлів. Товщина пілонів змінна, так у підвальному, першому, другому та третьому поверсі пілони мають товщину 300 мм (ширина 1200 мм та 1500 мм), а починаючи із четвертого поверху товщина пілонів зменшується до 250 мм (ширина залишається незмінною). Товщина деяких діафрагм також зменшується на вище-розташованих поверхах. Дане проектне рішення призводить до більш-економічного проектування та зміни жорсткості надземних конструкцій. Стіни сходово-ліфтового вузла являють собою монолітні залізобетонні стіни товщиною 250 мм на всіх поверхах будинку.

Роль горизонтальних несучих елементів виконують плити перекриття, що виконані зі монолітного залізобетону товщиною 180 мм. Схема типового поверху наведена на рис. 4.2.



а)



б)

Рис. 4.1. Загальний вигляд будинку: а) – будівництво; б) - візуалізація

Ґрунти основи є піщаними, в основному це пісок дрібний, середньої щільності. Глинисті шари ґрунту залягають значно нижче подошви палі та представлені: глиною напівтвердою, суглинком тугопластичним, супіском пластичним. Гідрогеологічні умови дослідної ділянки характеризуються наявністю в її межах потужного водоносного горизонту у товщі четвертинних алювіальних відкладів I надзаплавної тераси Дніпра. Рівень водоносного горизонту був зафіксований на глибині 2,9 м, і відповідає середньорічному рівню. Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведено у табл. 4.1, посадка палі на інженерно-геологічні умови показана на рис. 4.3.

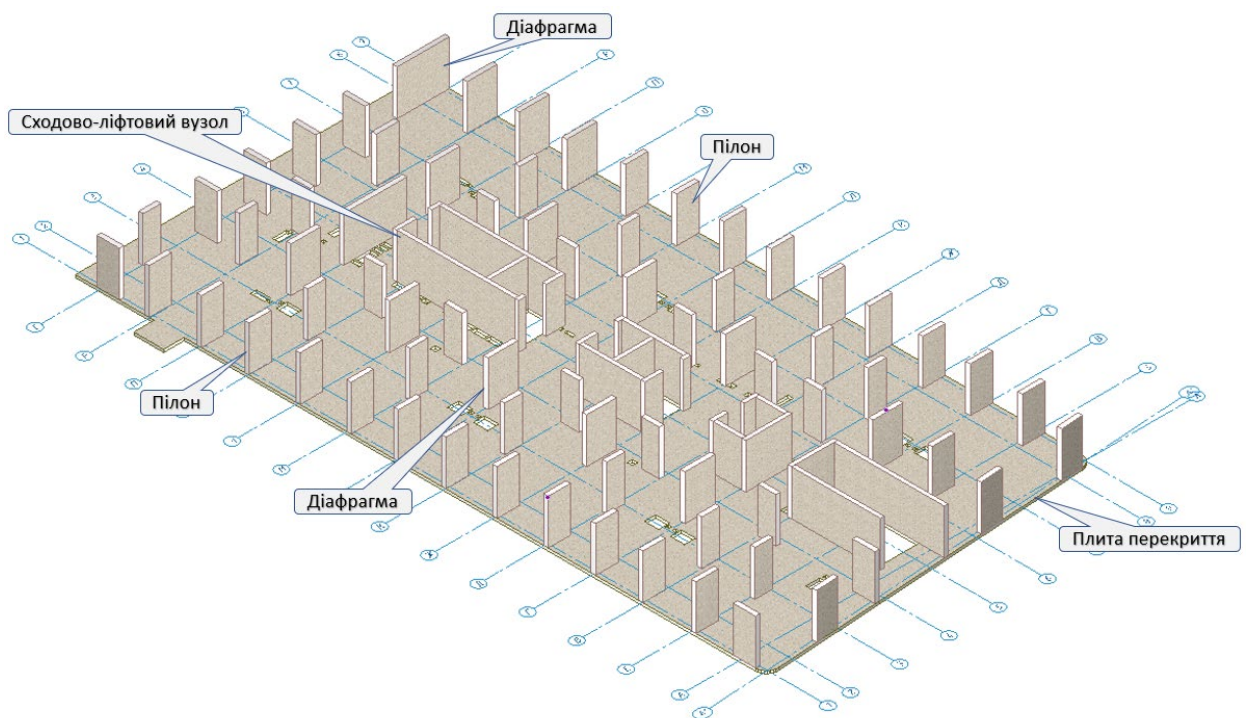


Рис. 4.2. Схема каркасу типового поверху

Табл. 4.1. Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ шару	Повне найменування ґрунту	Щільність ґрунту, ρ , г/см ³	Питома вага ґрунту, γ , кН/м ³	Природна вологість, w	Вологість на межі, д.од.		Число пластичності, I_p	Показник текучості, I_L	Коефіцієнт пористості, e	Ступінь вологості, S_r	Питома зчеплення, C_u , кПа	Кут вн. тертя, φ , град.	Модуль деформації, E , МПа
					w_L	w_p							
1	Рослинний шар	1,45	14,22	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
4	Супісок пластичний	1,86	18,25	0,26	0,21	0,17	0,04	0,92	0,81	0,85	4	12	8
6 щ	Пісок дрібний, щільний	2,0	19,62	0,19	---	---	---	---	0,58	0,85	1	29	32
7	Пісок дрібний, сер. щіль.	1,9	18,64	0,20	---	---	---	---	0,68	0,85	0,1	27	20
5	Пісок пилуватий, сер. щіль	1,87	18,34	0,24	---	---	---	---	0,76	0,85	1	24	11
8 щ	Пісок дрібний, щільний	2,03	19,91	0,19	---	---	---	---	0,55	0,91	1	31	37
10	Пісок крупний, щільний	2,02	19,82	0,19	---	---	---	---	0,55	0,9	0,1	32	33
11	Глина тугопластична	1,91	18,74	0,31	0,44	0,25	0,19	0,31	0,87	0,97	35	14	14
12	Супісок пластичний	1,99	19,52	0,21	0,21	0,18	0,03	1,0	0,62	0,9	9	18	15

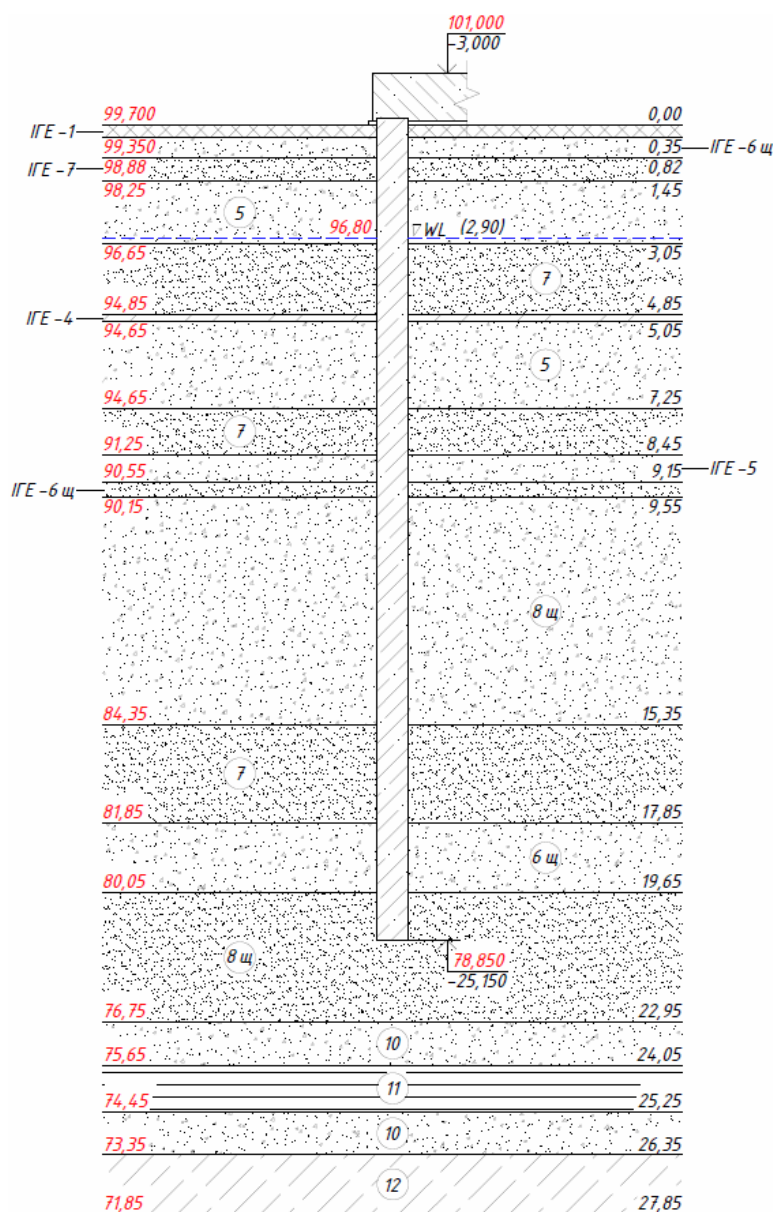


Рис. 4.3. Посадка палі на інженерно-геологічні умови

Тип фундаментів приймається в залежності від того яку величину навантаження треба передати на основу. По загальноприйнятій класифікації та на даному об'єкті впровадження навантаження мають наступну класифікацію:

1) постійні: власна вага конструкцій, навантаження від стін, конструкція підлоги, конструкція покрівлі;

2) короткочасні: навантаження в житлових приміщеннях, в коридорах, тамбурах, сходових клітках, торгові приміщення першого поверху, снігове навантаження;

3) миттєве: вітрові навантаження, що прикладені у додатному та від'ємному напрямку глобальних осей координат X і Y.

Табл. 4.2. Таблиця сумарних навантажень

№, п/п	Вид навантаження	Навантаження, кН			
		Експлуатаційне		Розрахункове	
1	Постійне	385781,78	86,95%	550846,51	85,79%
2	Короткочасне	57878,41	13,05%	91236,43	14,21%
3	Разом	443660,19	100%	642082,94	100%

Варіант фундаменту у вигляді суцільної монолітної залізобетонної фундаментної плити, що має габарити 46 м на 24,84 м і висотою 1,2 м, буде мати напруження під фундаментною плитою близько:

$$\sigma_{mt} = \frac{\Sigma N_{II}}{A_{ф.п.}} = \frac{443660,19 \text{ кН}}{46 \text{ м} * 24,84 \text{ м}} \approx 388,28 \text{ кПа};$$

В якості основи для плитного фундаменту можуть виступати наступні інженерно-геологічні елементи: ІГЕ-6щ, ІГЕ-7 та ІГЕ-5. Повна назва інженерно-геологічних елементів та їх характеристики наведені у табл. 4.1.

Оскільки ступінь водонасичення (S_r) для даних інженерно-геологічних елементів більша за 0,8, то дані піщані ґрунти будуть насичені водою, що вплине на їх розрахунковий опір. ІГЕ-6щ володіє початковим розрахунковим опором на рівні 300 кПа, що є меншим ніж напруження під фундаментною плитою (388 кПа). ІГЕ-7 володіє початковим розрахунковим опором на рівні 200 кПа, що також є меншим ніж напруження під фундаментною плитою (388 кПа). ІГЕ-5 володіє початковим розрахунковим опором на рівні 100 кПа, що є значно меншим ніж напруження під фундаментною плитою (388 кПа).

Тому для передачі навантаження на основу було використано пальовий фундамент значної довжини та перерізу, щоб задіяти як умога більше інженерно-геологічних елементів під будинком.

В якості фундаменту було використано пальовий фундамент, що складається із бурин'єкційних паль діаметром 820 мм то довжиною 21 м, що раціонально розташовані під вертикальними несучими елементами. Для забезпечення сумісної роботи паль та перерозподілу навантажень між ними, під усім будинком було виконано монолітний залізобетонний ростверк висотою 1200 мм.

Підошва палі відповідає абсолютній відмітці 78,850 та занурена у ІГЕ-8щ, пісок дрібний в щільному стані (див. рис. 4.3). Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведені у табл. 4.1.

Головною характеристикою наземної частини споруди є жорсткість її елементів, тому система "основа – фундамент – надземні конструкції" є чутливим індикатором зміни властивостей її складових [42].

4.1.2. Опис реальних деформацій

В польових умовах, у межах дослідження передбаченої мною роботи, було виміряно вертикальні переміщення (осідання) плити ростверку на різних стадіях (етапах) влаштування повного залізобетонного каркасу та змонтованих всіх самонесучих огорожуючих стін. Досвід моніторингу

дозволяє виявити також невідомі раніше особливості сумісної роботи будівлі з ґрунтами основи [42].

Вимірювання було виконано в 41 точці, максимальні значення переміщень спостерігались в середній частині плити (Т 22, 44 мм), де розташовані ядра жорсткості, наближаючись до країв плити ростверку деформації зменшувались і змінювались в діапазоні від 10 мм до 25 мм.

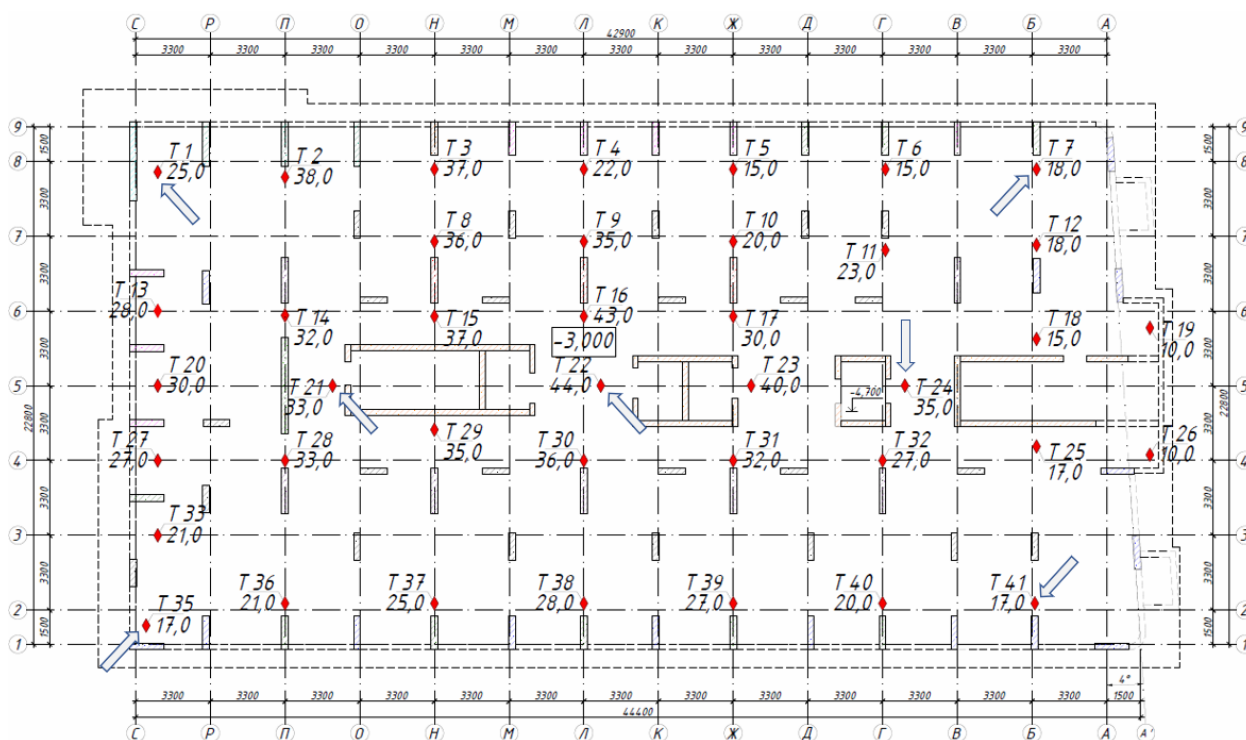


Рис. 4.4. Схема геодезичних точок та величини переміщень

В чисельнику виноски вказано порядковий номер геодезичної точки, а в знаменнику – величина переміщення (в мм).

Для подальшого аналізу приймемо наступні характерні точки: Т 1, Т 7, Т 21, Т 22, Т 24, Т 35 та Т 41. Найбільші осідання (44 мм) спостерігаються в точці Т 22, яка знаходиться в центральній частині ростверку. Найменші осідання (10 мм) спостерігаються в Т 19 та 26, що знаходяться в правій частині ростверку. Різниця осідань складає близько 34мм, що загалом описує процес деформування плити ростверку.

4.1.3. Моделювання системи «основа – фундамент – надземні конструкції» з використанням одноузлових скінченних елементів постійної жорсткості

Особливістю даного методу числового моделювання є те, що він не враховує основу (грунтове середовище), а базується на основі випробування палі (зазвичай статичним навантаженням). Скінчено-елементна модель, що включає у себе фундамент та надземні конструкції наведена на рис. 4.5.

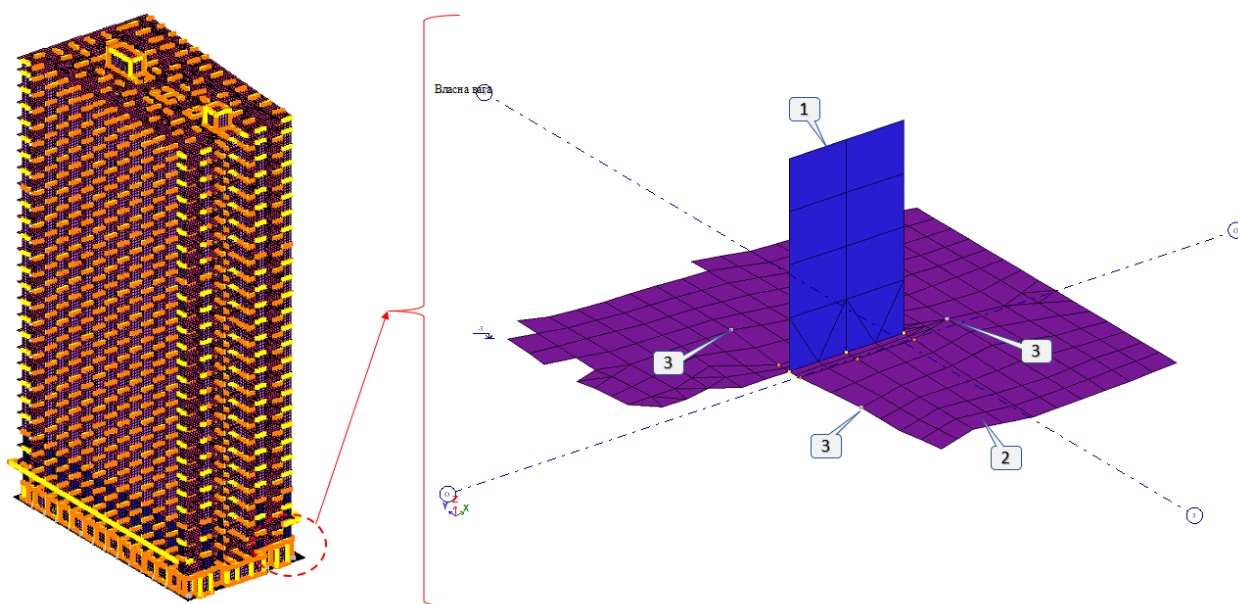


Рис. 4.5. Скінчено-елементна модель із використанням одноузлових скінченних елементів: 1 – пілон; 2 – ростверк; 3 – одноузловий скінченний елемент постійної жорсткості.

Порівняння деформацій плити ростверку виконано в табличній формі та наведено у табл. 4.2. Для зручності аналізу та порівняння результатів розрахунків з використанням одноузлового скінченного елемента постійної жорсткості, тут і далі, буде мати назву «В-1».

Табл. 4.3. Порівняння деформацій плити ростверку

Номер точки на рис. 4.4	Геодезичні вимірювання, мм	Одноуз. СЕ постійної жорсткості (В-1), мм	Різниця	
			мм	разів
1	25,0	21,3	-3,7	0,852
7	18,0	22,2	4,2	1,233
21	33,0	22,6	-10,4	0,685
22	44,0	22,6	-21,4	0,514
23	35,0	22,2	-12,8	0,634
35	17,0	21,6	4,6	1,271
41	17,0	20,3	3,3	1,194

Виконавши кількісний аналіз деформації плити ростверку можна побачити, що для характерних точок за геодезичними вимірюваннями: максимальні значення становлять 44 мм, мінімальні – 17 мм, різниця між мінімальними та максимальними значеннями складає 27 мм. Варіант числового моделювання з використанням одноузлового скінченного елемента постійної жорсткості показує, що максимальні деформації складають 22,6 мм, мінімальні – 20,3 мм, різниця – 2,3 мм.

Мала різниця деформацій вказує на те, що плита ростверку має мізерну різницю переміщення вузлів скінченних елементів, завдяки чому виникають незначні зусилля в скінченних елементах, що призводить: 1) хибного числового моделювання (проектування); 2) недоармування конструкції; 3) ненадійного проектного рішення, що може призвести до появи тріщин у несучих конструкціях будівлі, які будуть мати значну глибину та ширину розкриття, що призведе до незадовільної експлуатації споруди та зменшення її терміну експлуатації.

Поздовжні зусилля в буроін'єкційних палях, від найбільш небезпечної комбінації навантажень змінюються в діапазоні від 1908 кН (195 т) до 2553 кН (260 т) та наведені на рис. 4.6, на даному рисунку позначено характерні (дослідні) палі: Ц – центральна; П – периферійна; К – кутова. В центральній

зоні плити переважна більшість паль мають зусилля на рівні 2354 кН (240 т), на кутах – 1913...2550 кН (195...260 т) (зусилля змінюються в залежності від розташування кута та напрямку дії вітрового навантаження), на периферії – 1962...2550 кН (200...260 т) (так само, в залежності від напрямку дії вітру).

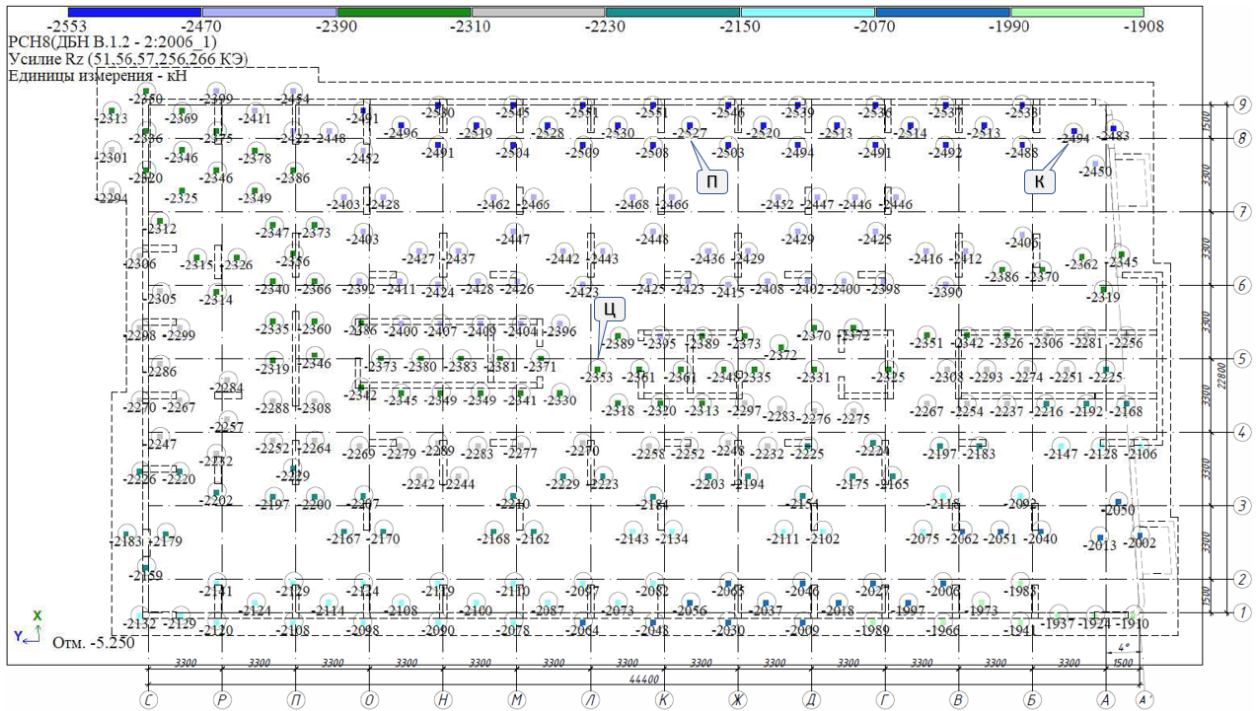


Рис. 4.6. Поздовжні зусилля в палях

Попередні міні-висновки по даному розділу наступні: 1) метод моделювання має суттєвий недолік – мала різниця деформацій, що призводить до хибного (ненадійного) конструювання та наслідків, що описані вище; 2) напружено-деформований стан пального фундаменту характеризується тим, що палі в центральній зоні мають значні поздовжні зусилля і віддаляючись від центру поздовжні зусилля зменшуються (окрім осі «9», адже через вплив вітрового навантаження можемо спостерігати значні поздовжні зусилля). Такий напружено-деформований стан є некоректним, адже дослідженням [3] показано та доведено, що кутові і периферійні палі завантаженні більше ніж центральні.

4.1.4. Моделювання системи «основа – фундамент – надземні конструкції» з використанням одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості

Даний метод числового моделювання відрізняється від попереднього тим, що використовуються одновузлові скінченні елементи, які володіють перемінною жорсткістю, що уточнюється за декілька ітерацій розрахунку. Як показало числове моделювання дослідження [3], то оптимальною кількістю уточнень (ітерацій) коефіцієнтів жорсткості є 3-4 рази.

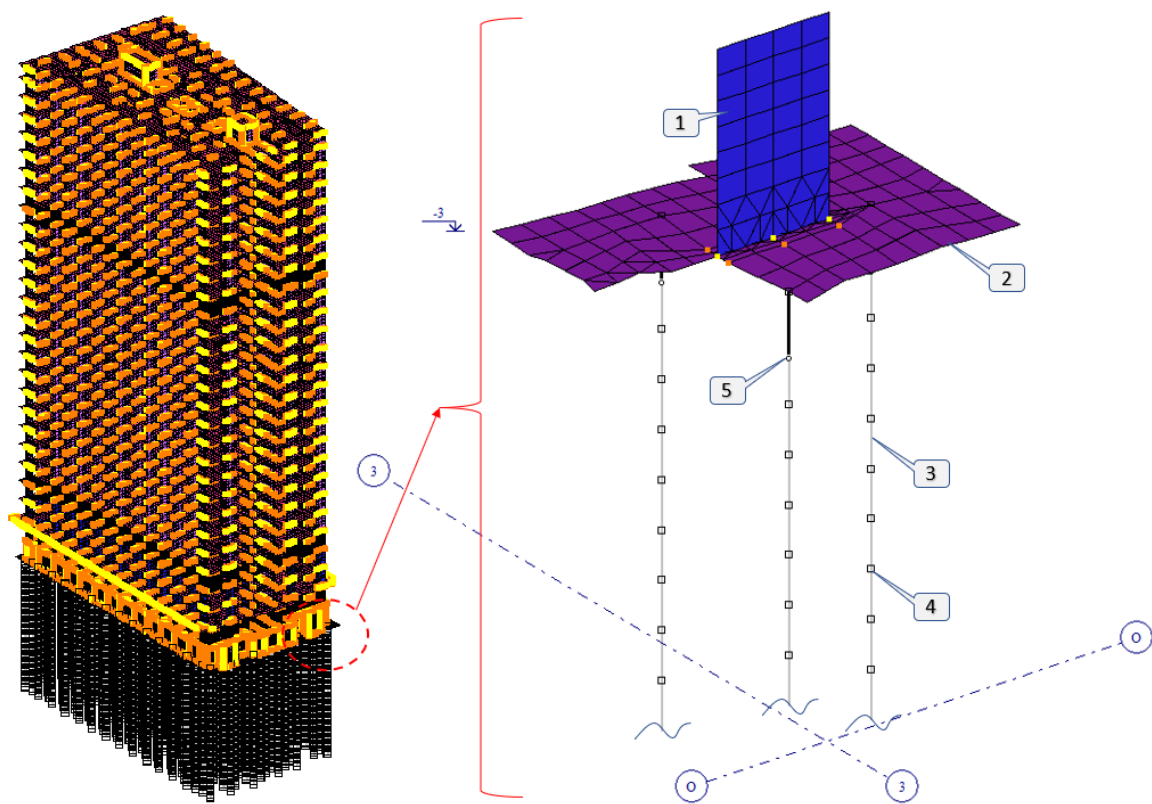


Рис. 4.7. Фрагмент числової моделі з використанням одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості: 1 – пілон підвалу перерізом 1200x300 мм; 2 – плита ростверку висотою 1200 мм; 3 – стержень, що володіє жорсткістними параметрами палі; 4 – одновузловий скінченний елемент, що володіє перемінною жорсткістю; 5 – шарнір, що дозволяє кутові переміщення в даному вузлі та відповідно згинальні моменти із палі не передадуться на плиту ростверку

Порівняння реальних (вимірних) деформацій із числовим моделюванням виконано в табличній формі та наведено у табл. 4.3. Для зручності аналізу та порівняння результатів розрахунків з використанням одновузлового скінченного елемента перемінної жорсткості, тут і далі, буде мати назву «В-2».

Табл. 4.4. Порівняння деформацій плити ростверку

Номер точки на рис. 4.4	Геодезичні вимірювання, мм	Одноуз. СЕ перемінної жорсткості (В-2), мм	Різниця	
			мм	разів
1	25,0	133,5	108,5	5,34
7	18,0	123,8	105,8	6,88
21	33,0	150,2	117,2	4,55
22	44,0	149,3	105,3	3,39
23	35,0	136,7	101,7	3,91
35	17,0	127,8	110,8	7,52
41	17,0	118,9	101,9	6,99

Кількісний аналіз результатів геодезичного моніторингу деформацій плити ростверку у характерних точках показує: максимальні значення становлять 44 мм, мінімальні – 17 мм, різниця між мінімальними та максимальними значеннями складає 27 мм. Варіант числового моделювання з використанням одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості показує, що максимальні деформації складають 150,2 мм, мінімальні – 118,9 мм, різниця – 31,3 мм.

Допущено, що причиною значної кількісної відмінності абсолютних деформацій плити ростверку (в середньому у 5 разів більше ніж за даними геодезичного моніторингу) за допомогою даного методу числового моделювання пов'язано з тим, що під-час ідентифікації характеристик ґрунтового середовища було використано групу із п'яти паль. При використанні групи паль використовується взаємний вплив між ними, що

призводить до збільшення загального осідання палі, відповідно чим більше паль в фундаменті – тим більший взаємний вплив між палями.

Даний варіант (метод) моделювання має кращу кореляцію різниці деформацій в порівнянні із геодезичним моніторингом. Відмінність складає всього 4,3 мм (15,9 %).

Отже, використання одноузлового скінченного елемента перемінної жорсткості дає змогу отримати коректні значення напружено-деформованого стану, що дасть змогу виконати коректне конструювання конструкції. Також даний метод моделювання володіє певним недоліком, він завищує загальні деформації основи, через що при аналізі деформацій виникають значні величини. Даний недолік було виявлено лише один раз, тому для остаточного висновку слід виконати розрахунки інших будинків із використанням даного методу моделювання та геодезичним моніторингом.

Поздовжні зусилля в буроін'єкційних палях, від прикладання всіх діючих навантажень та впливів змінюються в діапазоні від 1128 кН до 10530 кН (115 т до 1073 т) та наведені на рис. 4.8, на даному рисунку позначено характерні (дослідні) палі: Ц – центральна; П – периферійна; К – кутова. В центральній зоні плити переважна більшість паль мають зусилля в діапазоні 1128...1374 кН (115...140 т), на кутах – 6347...10530 кН (647...1073 т), на периферії – 4900...5400 кН (500...550 т).

Значні поздовжні зусилля в палях на кутах та малі поздовжні зусилля в палях у центральній зоні ростверку пояснюється методологією числового моделювання за допомогою одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості. Як було описано вище – даний метод потребує певної кількості ітерацій (кількостей) розрахунків. З кожною наступною ітерацією розрахунку кутові та периферійні палі (ланцюжок одноузлових скінченних елементів, що моделюють палю) стають жорсткішими, що призводить до збільшення поздовжнього зусилля в них. Тому треба бути обережним із ітераціями, бо

можна зробити так, що кутові та периферійні палі стануть занадто жорсткими і будуть працювати як в'язі. Як було написано вище, оптимальною кількістю ітерацій є 3-4 рази.

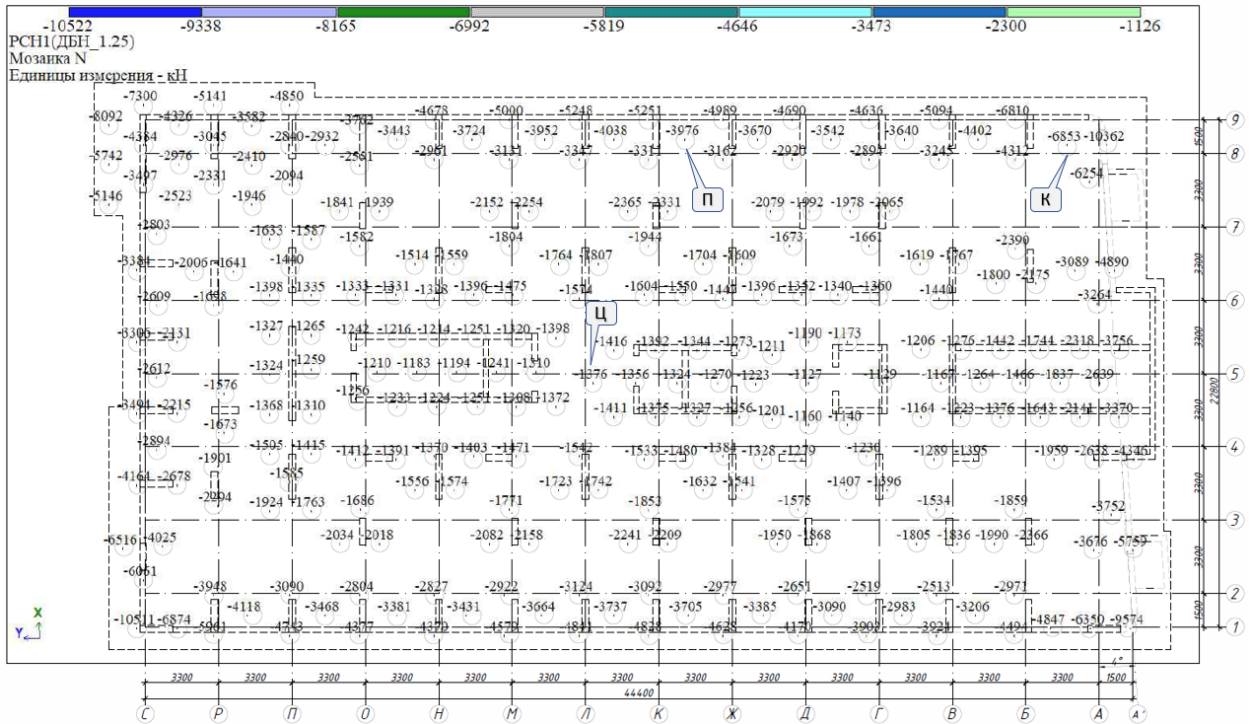


Рис. 4.8. Поздовжні зусилля в палях

Порівняння поздовжніх зусиль в палях в залежності від методу моделювання наведено у табл. 4.4.

Табл. 4.5. Порівняння поздовжніх зусиль у палях

	Центральна (Ц)	Периферійна (П)	Кутова (К)
Одноуз. СЕ постійної жорсткос. (В-1)	2354,4 кН (240 т)	2531 кН (258 т)	2491,7 кН (254 т)
Одноуз. СЕ перемінної жорсткос. (В-2)	1373,4 кН (140 т)	3973,1 кН (405 т)	6857,2 кН (699 т)
Δ	-981 (0,583 р)	1442,1 (1,57 р)	4365,5 (2,75 р)

Кількісний аналіз поздовжніх зусиль показує, що різниця в поздовжніх зусиллях, в залежності від методу моделювання, в середньому складає близько

1,5 рази, або 2260 кН (230 т). Це доволі таки велика розбіжність, тому виникає необхідність у введенні критерія істини, що дозволить побачити більш-реальну картину напружено-деформованого стану пальового фундаменту.

Критерієм істини, як завжди, може виступати тільки експеримент. В нашому випадку – це випробування паль статичним навантаженням, графік наведено на рис. 4.9.

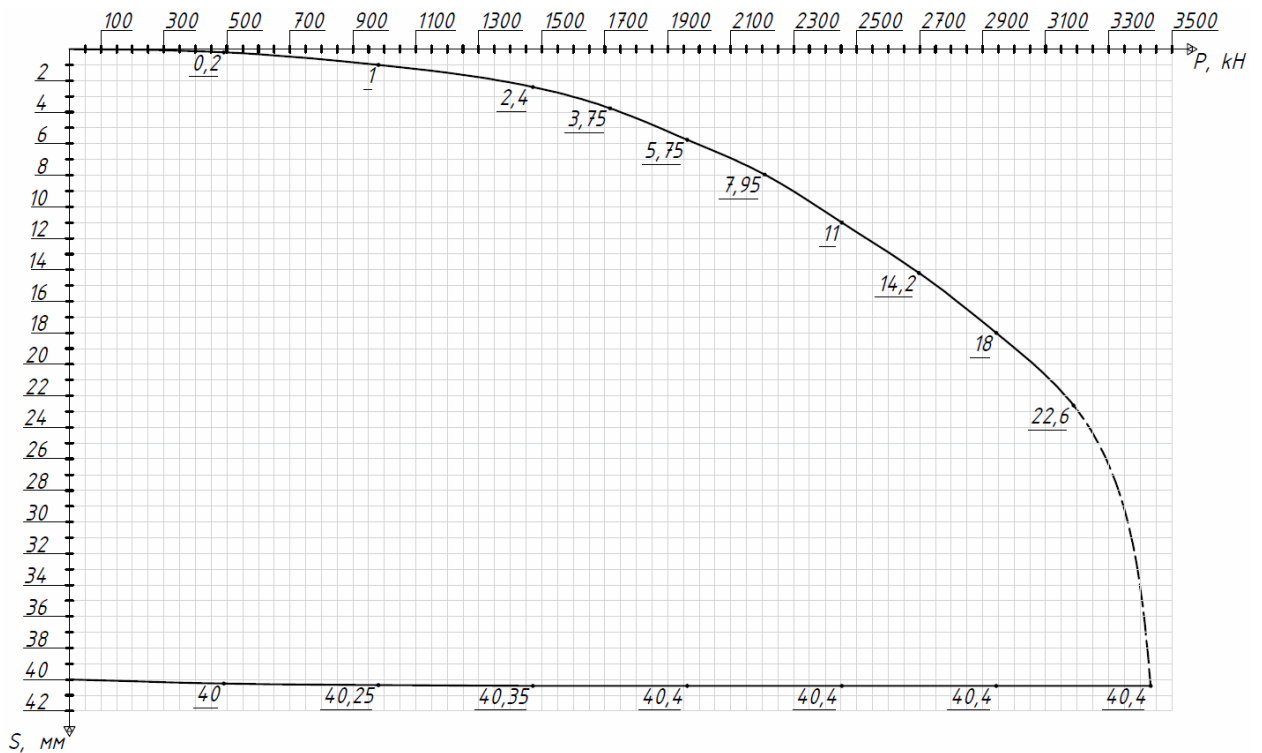


Рис. 4.9. Графік випробування ПБІ 210-82

Тому було виконано розрахунок моделі із перемінними коефіцієнтами жорсткості (В-2), що враховує обмеження поздовжнього зусилля на рівні 2943 кН (300 т) (під назвою В-2о). Рівень обмеження поздовжнього зусилля (допустимого навантаження на палю) палі було прийнято по графіку, що наведено на рис.06. Умовний «зрив» палі відбувся на стадії у 3180 кН (325 т), тому за допустиме навантаження на палю було прийнято попередню ступень, що рівна 2943 кН (300 т).

Порівняння поздовжніх зусиль в палях в залежності від методу моделювання наведено у табл. 4.5.

Табл. 4.6. Порівняння поздовжніх зусиль

	Центральна (Ц)	Периферійна (П)	Кутова (К)
Одноуз. СЕ постійної жорсткос. (В-1)	2354,4 кН (240 т)	2530,98 кН (258 т)	2491,74 кН (254 т)
Одноуз. СЕ перемінної жорсткос. (В-2)	1373,44 кН (140 т)	3973,05 кН (405 т)	6857,19 кН (699 т)
Δ (В-2 – В-1)	-980,96 кН (0,58 р)	1442,07 кН (1,57 р)	4365,45 кН (2,75 р)
Одноуз. СЕ перемінної жорсткос. з обмеж. поздов. зусилля в палі (В-2о)	2069,91 кН (211 т)	2943 кН (300 т)	2943 кН (300 т)
Δ (В-2 – В-2о)	-696,47 кН (0,66 р)	1030,05 кН (1,35 р)	3914,19 кН (2,33 р)

Порівняти реальні деформації плити ростверку із результатами числового моделювання з використанням одноузлового скінченного елемента перемінної жорсткості та обмеженням поздовжнього зусилля в палі неможливо виконати через те, що розрахунок виконано по першій групі граничних станів і враховує поступову зміну жорсткості за рахунок врахування послідовної появи надземних конструкцій (включає в себе модуль «Монтаж»). Також стадії монтажу включають в себе декілька завантажень і неможливо дізнатися деформації саме на стадії врахування власної ваги залізобетонного каркасу та влаштованих цегляних стін.

4.1.5. Модель із об'ємними скінченими елементами в якості ґрунтового середовища

Особливістю даного методу моделювання є те, що скінчено-елементна модель складається не тільки із фундаментів та надземних конструкцій, а й ґрунтового середовища, що змодельовано об'ємними скінченими елементами (тут і далі цей метод числового моделювання буде мати назву В-3). Тобто даний метод моделювання дає змогу визначити напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземні конструкції», в

той час як попередні методи взагалі нею нехтували (варіант із одновузловими скінченними елементами постійної жорсткості) або використовували основу в окремому модулі для визначення та уточнення коефіцієнтів жорсткості (варіант із одновузловими скінченними елементами перемінної жорсткості).

Недоліком даного методу моделювання є те, що розрахунок такої моделі, що враховує ґрунтове середовище, у 52 рази виконується довше ніж виконання однієї ітерації моделі із одновузловими скінченними елементами перемінними жорсткості. Тобто навіть з врахуванням необхідної кількості ітерацій (3-4 шт) виходить, що модель із використанням об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища у 13 разів довше рахується.

Фрагмент розрахункової моделі з використанням об'ємних скінченних елементів, в якості ґрунтового середовища, зображено на рис. 4.11.

На основі результатів випробування палі ПБІ-210-82, що наведено на рис. 4.9 було виконано ідентифікацію параметрів ґрунтового середовища. Результати ідентифікації параметрів наведено на рис. 4.10.

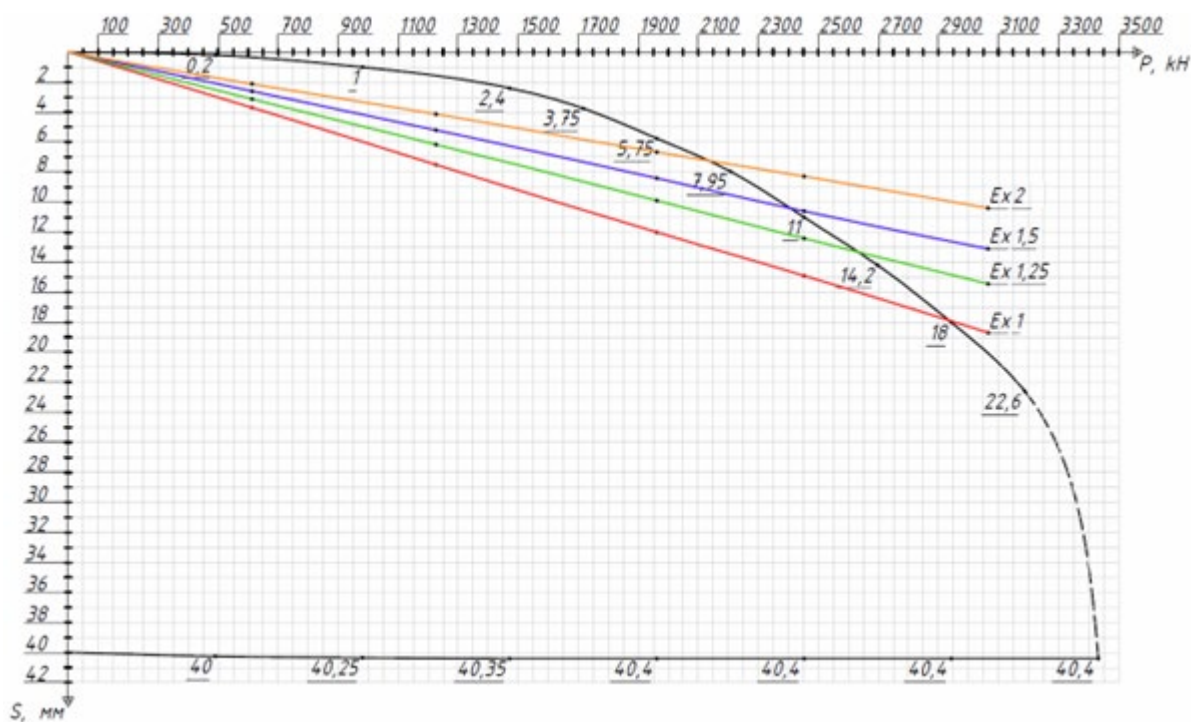


Рис. 4.10. Графіки (результати) ідентифікації параметрів ґрунтового середовища

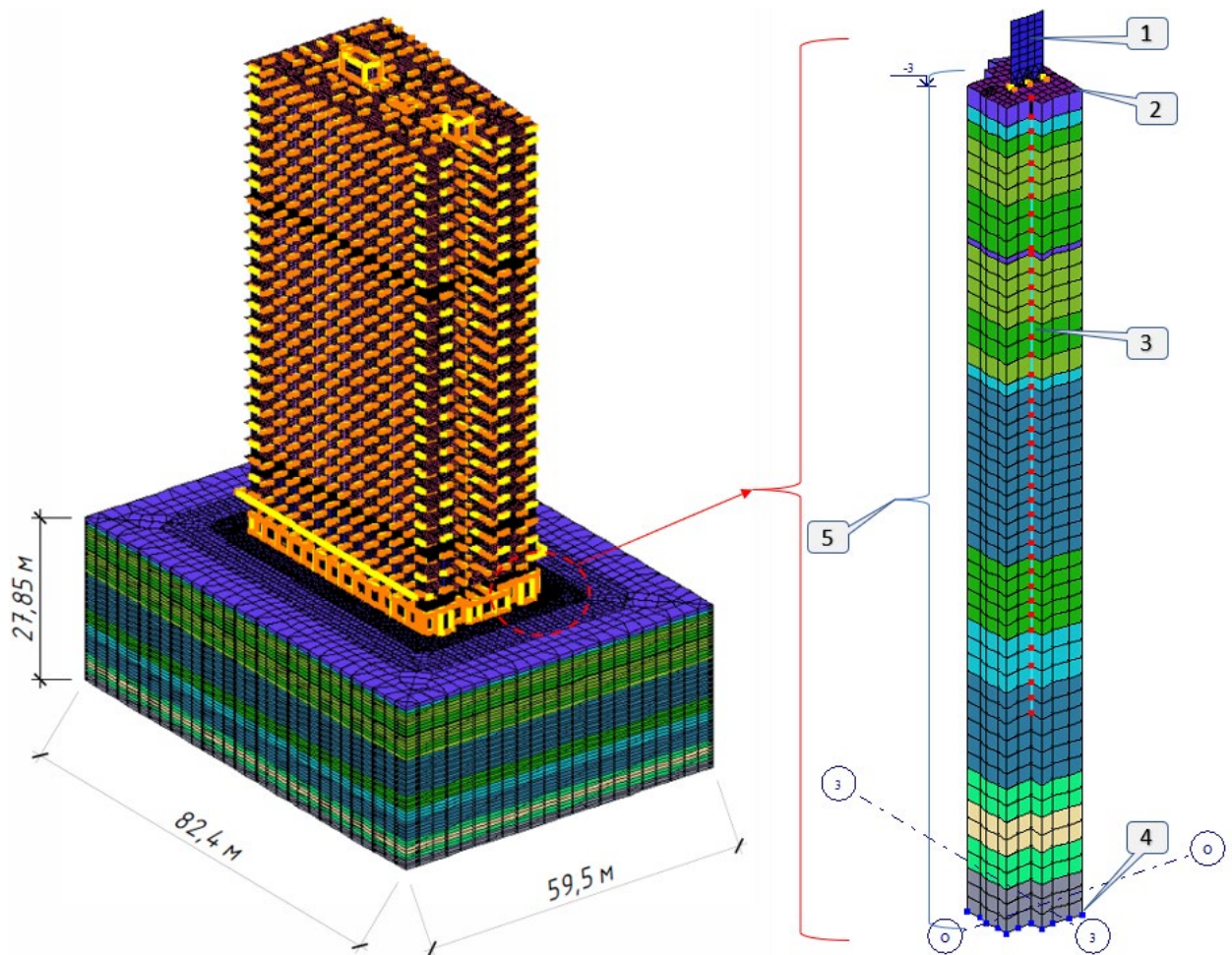


Рис. 4.11. Фрагмент числової моделі з використанням об'ємних скінченних елементів, що моделюють ґрунтове середовище: 1 – пілон підвалу перерізом 1200x300 мм; 2 – плита ростверку висотою 1200 мм, що контактує із об'ємними скінченними елементами, за рахунок чого передає на них частинку навантажень (7,3 % від сумарного навантаження); 3 – стержень, що володіє жорсткістними параметрами палі; 4 – в'язі, що влаштовані на нижній грані ґрунтового масиву, які обмежують лінійні переміщення по всім осям глобальної системи координат; 5 – об'ємні скінченні елементи, що моделюють ґрунтове середовище та володіють фізико-механічними характеристиками які відповідають певним інженерно-геологічним елементам (E, ν, ρ).

Порівняння реальних (вимірних) деформацій із числовим моделюванням виконано в табличній формі та наведено у табл. 4.6.

Табл. 4.7. Порівняння деформацій плити ростверку

Номер точки на рис. 4.4	Геодезичні вимірювання, мм	Об'ємні СЕ в якості гр. середовища (В-3), мм	Різниця	
			мм	разів
1	25,0	49,0	24,0	1,96
7	18,0	46,0	28,0	2,56
21	33,0	61,2	28,2	1,85
22	44,0	61,5	17,5	1,40
23	35,0	55,3	20,3	1,58
35	17,0	47,6	30,6	2,80
41	17,0	45,6	28,6	2,68

Кількісний аналіз результатів геодезичного моніторингу деформацій плити ростверку у характерних точках показує: максимальні значення становлять 44 мм, мінімальні – 17 мм, різниця між мінімальними та максимальними значеннями складає 27 мм. Варіант числового моделювання з використанням об'ємних скінченних елементів в якості ґрунтового середовища показує, що максимальні деформації складають 61,5 мм, мінімальні – 45,6, мм, різниця – 15,9 мм.

Даний варіант (метод) моделювання має задовільну кореляцію різниці деформацій в порівнянні із геодезичним моніторингом. Відмінність складає 11,1 мм (41,1 %).

Поздовжні зусилля в буроін'єкційних палях, від прикладання всіх діючих навантажень та впливів змінюються в діапазоні від 1187 кН (121 т) до 7015 кН (715 т) та наведені на рис. 4.12, на даному рисунку позначено характерні (дослідні) палі: Ц – центральна; П – периферійна; К – кутова. В центральній зоні плити переважна більшість паль мають зусилля в діапазоні 1569...1962 кН (160...200 т), на кутах – 5886...7015 кН (600...715 т), на периферії – 3629...4513 кН (370...460 т). Картина напружено-деформованого стану пального фундаменту, що наведена на рис. 4.12 вважається еталонною на основі дослідження [3]. Кутові палі мають найбільші поздовжні зусилля,

периферійні – середні, центральні – найменші. Також слід звернути увагу, що поздовжні зусилля в кутових палях більші у 2 рази ніж в палях центральної зони, у той час як при використанні моделі із перемінними одновузловими скінченними елементами перемінної жорсткості (В-2) поздовжні зусилля співвідносились з коефіцієнтом 6,75.

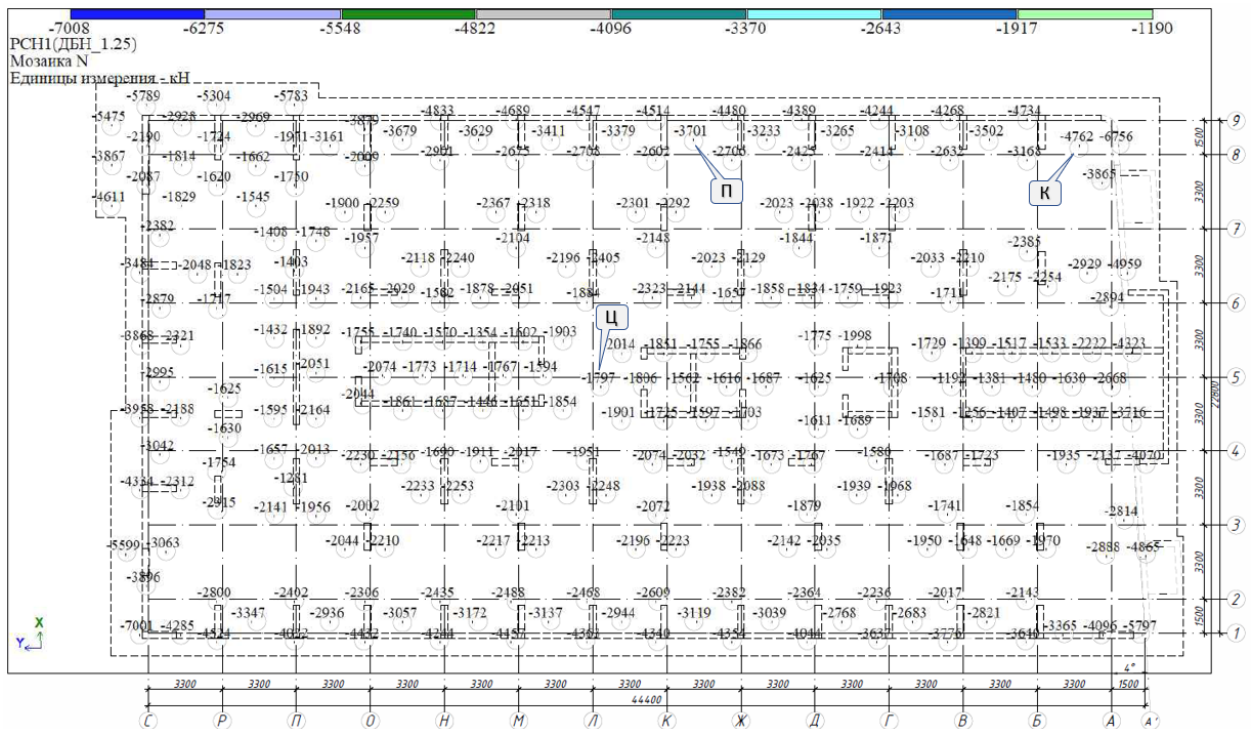


Рис. 4.12. Поздовжні зусилля в палях

Якщо ввести обмеження поздовжніх зусиль в палях і порівняти результати із таким же розрахунком попередньої моделі, то зусилля в периферійних та кутових зонах залишаться незмінними (на рівні 300 т), а в центральній зоні зусилля зменшаться на 16 т і буде рівним 195 т.

Також було виконано із обмеженням поздовжнього зусилля на рівні 2943 кН (300 т) (під назвою В-3о). Рівень обмеження поздовжнього зусилля (допустимого навантаження на палю) палі було прийнято по графіку, що наведено на рис.06. Умовний «зрив» палі відбувся на стадії у 3180 кН (325 т), тому за допустиме навантаження на палю було прийнято попередню ступень, що рівна 2943 кН (300 т).

Порівняння поздовжніх зусиль в палях в залежності від методу моделювання наведено у табл. 4.7.

Табл. 4.8. Порівняння поздовжніх зусиль

	Центральна (Ц)	Периферійна (П)	Кутова (К)
Одновузловий СЕ постійної жорсткості (В-1)	2354,4 кН (240 т)	2531 кН (258 т)	2491,7 кН (254 т)
Одновузловий. СЕ перемінної жорсткості (В-2)	1373,4 кН (140 т)	3973,1 кН (405 т)	6857,2 кН (699 т)
Δ (В-2 – В-1)	-981 кН (0,58 р)	1442,1 кН (1,57 р)	4365,5 кН (2,75 р)
Одновузловий СЕ перемінної жорст. з обмеж. поздов. зусилля в палі (В-2о)	2070 кН (211 т)	2943 кН (300 т)	2943 кН (300 т)
Δ (В-2 – В-2о)	-696,6 кН (0,66 р)	1030,1 кН (1,35 р)	3914,2 кН (2,33 р)
Об'ємні СЕ в якості гр. середовища (В-3)	1795,2 кН (183 т)	3698,4 кН (377 т)	4767,7 кН (486 т)
Δ (В-2 – В-3)	-421,8 кН (0,77 р)	274,7 кН (1,07 р)	2089,5 кН (1,44 р)
Δ (В-2о – В-3)	274,8 кН (1,15 р)	-755,4 кН (0,80 р)	-1824,7 кН (0,62 р)
Об'ємні СЕ в якості гр. середовища (В-3о)	1913 кН (195 т)	2943 кН (300 т)	2943 кН (300 т)
Δ (В-2 – В-3о)	-539,6 кН (0,72 р)	1030,1 (1,35 р)	3914,2 кН (2,33 р)
Δ (В-2о – В-3о)	157 кН (1,08 р)	0 кН (1,0 р)	0 кН (1,0 р)
Δ (В-3 – В-3о)	-117,8 кН (0,94 р)	755,4 кН (1,26 р)	1824,7 кН (1,62 р)

Отже, використання об'ємних скінченних елементів у вигляді ґрунтового середовища дає змогу отримати коректні значення напружено-деформованого стану, що призведе до коректного конструювання конструкції. Також даний метод моделювання володіє суттєвим недоліком, він є трудомістким, потребує постійного контролю взаємодії скінченних елементів

грунтового середовища із палею та необхідність у великій кількості часу на виконання розрахунку.

4.1.6. Порівняння отриманих результатів

З метою встановлення повної картини про вплив методу числового моделювання на напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземні конструкції» порівнюємо напружено-деформований стан пальового фундаменту, деформації плити ростверку, зусилля в пілонах підвального поверху та плити перекриття над другим поверхом. Порівняння даних геодезичного моніторингу та числового моделювання виявилось, що в декількох точках варіанти моделювання відрізняються між собою на значну величину.

Виконаємо переріз ростверку по осі 6 та розглянемо епюру згинальних моментів M_y і деформації плити ростверку в залежності від методу моделювання. Дана вісь була обрана через те, що вона проходить по більшій стороні ростверку та максимально-наближена до ядер жорсткості та сходово-ліфтових вузлів, які створюють напружено-деформований стан плити ростверку. Переріз плити, епюра згинальних моментів та епюра деформацій наведена на рис. 4.13.

Згинальні моменти в перерізі плити ростверку по осі 6 змінювались в залежності від методу числового моделювання:

1. Одновузловий скінченний елемент постійної жорсткості: у нижній зоні плити максимальні значення згинальні моменти становлять $636,7 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м.п.}}$ ($64,9 \frac{\text{Т}\cdot\text{м}}{\text{м.п.}}$); у верхній зоні – $348,3 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м.п.}}$ ($35,5 \frac{\text{Т}\cdot\text{м}}{\text{м.п.}}$); середні значення складають близько $121,6 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м.п.}}$ ($12,4 \frac{\text{Т}\cdot\text{м}}{\text{м.п.}}$) [фіолетовий колір на рис. 4.14];

2. Одновузловий скінченний елемент перемінної жорсткості: у нижній зоні – $3663,1 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($373,4 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$); у верхній зоні – $999,6 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($101,9 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$); середні значення – $727,9 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($74,2 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$) [червоний колір на рис. 4.14];
3. Одновузловий скінченний елемент перемінної жорсткості з обмеженням поздовжнього зусилля в палі: у нижній зоні – $2057,2 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($209,7 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$); у верхній зоні – $961,4 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($98 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$); середні значення – $234,5 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($23,9 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$) [бузковий колір на рис. 4.14];
4. Об’ємні скінченні елементи у якості ґрунтового середовища: у нижній зоні – $2339,7 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($238,5 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$); у верхній зоні – $840,7 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($85,7 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$); середні значення – $461,1 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($47 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$) [зелений колір на рис. 4.14];
5. Об’ємні скінченні елементи у якості ґрунтового середовища з обмеженням поздовжнього зусилля в палі: у нижній зоні – $2016,9 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($205,6 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$); у верхній зоні – $768,1 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($78,3 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$); середні значення – $273,7 \frac{\text{кН*м}}{\text{м.п.}}$ ($27,9 \frac{\text{Т*М}}{\text{м.п.}}$) [блакитний колір на рис. 4.14];

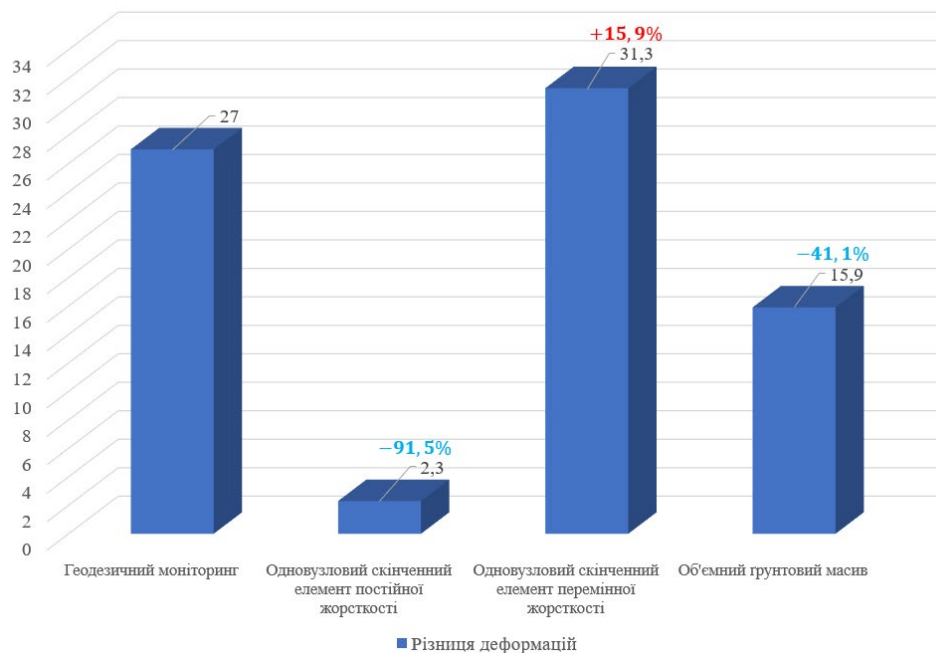


Рис. 4.13. Порівняння різниці деформацій плити ростверку в залежності від методу числового моделювання

Плита ростверку. Переріз по осі б

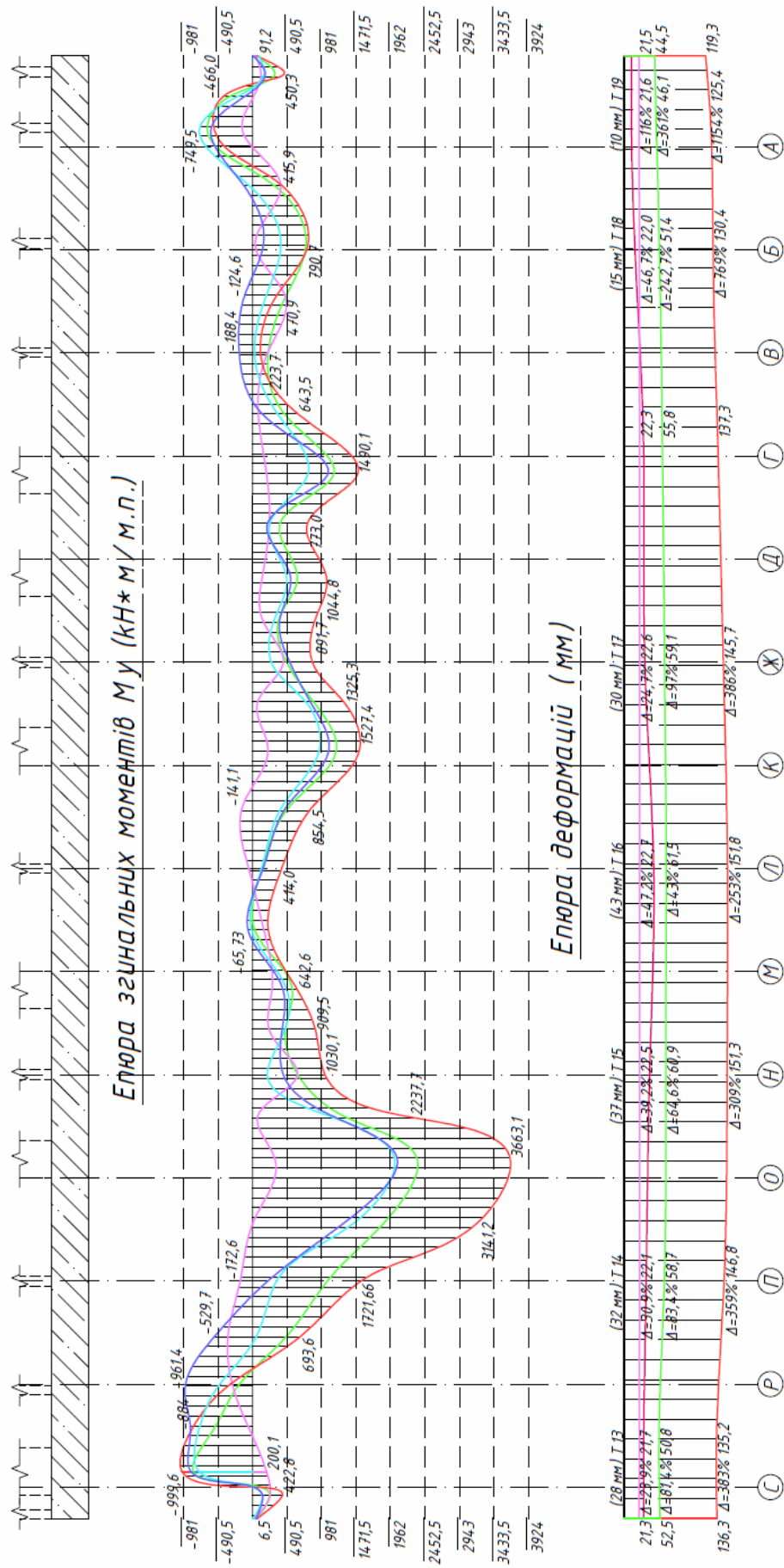


Рис. 4.14. Ежюра згинальних моментів та деформацій плити ростверку

Відмічено, що епюра згинальних моментів у деяких місцях відрізняється не тільки кількісно, а й якісно (рис. 4.14). В зв'язку з відсутністю експериментальних даних по напруженням у плиті ростверку, то орієнтиром для порівняння будуть виступати значення епюри згинальних моментів, що відповідають моделі із використанням об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища (зелений колір на рис. 4.14). Дане рішення пов'язано з тим, що характер деформацій плити ростверку за таким варіантом числового моделювання найбільш схожий до реальних деформацій, що були виміряні.

1. Одноузловий скінченний елемент постійної жорсткості: різниця ординат епюр згинальних моментів змінюється в діапазоні 1,2...475 %, в середньому різниця складає 81,4 %;
2. Одноузловий скінченний елемент перемінної жорсткості: різниця ординат епюр згинальних моментів змінюється в діапазоні 1,9...710 %, в середньому різниця складає 74,5 %;
3. Об'ємні скінченні елементи у якості ґрунтового середовища: різниця, ординати епюр даного методу числового моделювання прийняті за еталон;
4. Одноузловий скінченний елемент перемінної жорсткості з обмеженням поздовжнього зусилля в палі: різниця ординат епюр згинальних моментів змінюється в діапазоні 4,2...339 %, в середньому різниця складає 64,3 %;
5. Об'ємні скінченні елементи у якості ґрунтового середовища з обмеженням поздовжнього зусилля в палі: різниця ординат епюр згинальних моментів змінюється в діапазоні 4,4...160 %, в середньому різниця складає 44,8 %;

Виконуючи візуальний та кількісний аналіз епюр згинальних моментів у плиті ростверку можемо зробити наступні міні-висновки: 1) модель на основі використання одноузлових скінченних елементів (В-1) призводить до якісної відмінності на краях і в центральній зоні плити ростверку, також характер епюри геть не схожий на епюри інших варіантів моделювання; 2) модель з використанням одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості призводить до найбільших (пікових) значень ординат епюри згинальних

моментів у плиті розтерку, але її характер схожий до епюр за іншими варіантами числового моделювання.

На рис. 4.15 показано схему пілонів, що розташовані у підвальному поверсі. Також позначені характерні елементи, що будуть порівнюватись.

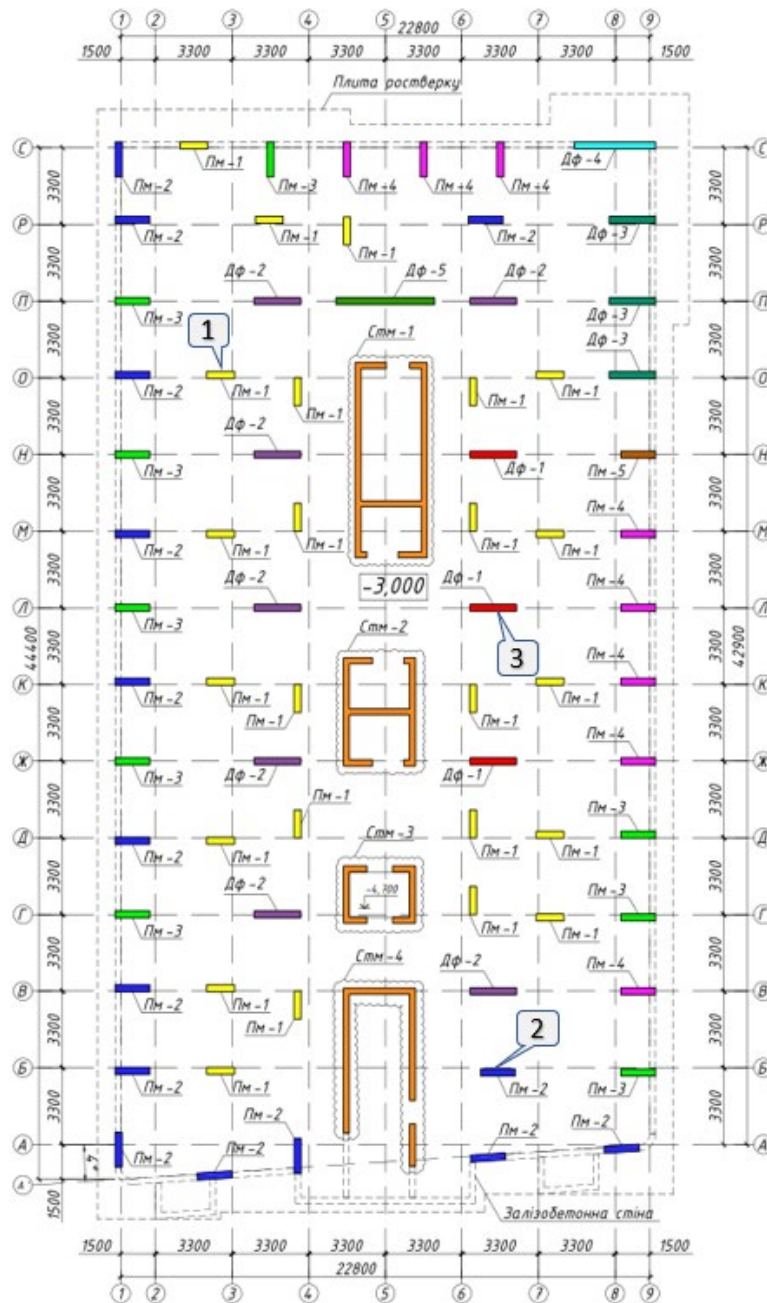


Рис. 4.15. Схема розташування пілонів у підвальному поверсі

Напруження в пілонах марки Пм-1 (поз.1 на рис. 4.15) змінюються в діапазоні в діапазоні 13,73...24,62 МПа (1400...2510 т/м²), середні значення становлять 18,19 МПа (1854,27 т/м²). В зв'язку з відсутністю

експериментальних даних по напруженням у вертикальних несучих елементах, то критерієм міцності буде виступати значення несучої здатності бетонно перерізу класу С20/25, що армований стержнями класу А500С (відсоток армування становить 2%) та буде рівним 22,91 МПа (2335,37 т/м²). Порівняння напружень наведено на рис. 4.16.

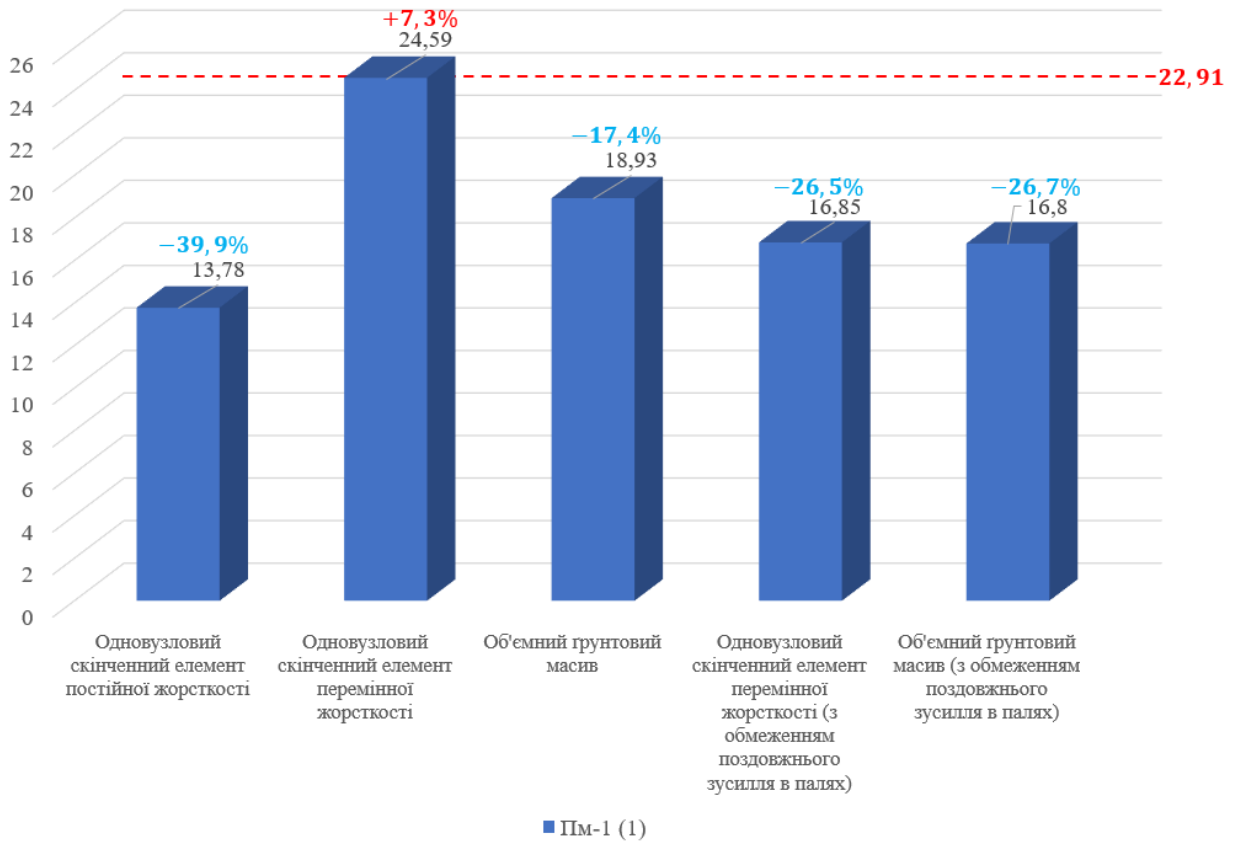


Рис. 4.16. Порівняння напружень в дослідному пілоні марки Пм-1 (1) підвального поверху

Напруження в пілонах марки Пм-2 (поз.2 на рис. 4.15) змінюються в діапазоні в діапазоні 11,67...16,38 МПа (1190...1670 т/м²), середні значення становлять 14,83 МПа (1511,43 т/м²). В зв'язку з відсутністю експериментальних даних по напруженням у вертикальних несучих елементах, то критерієм міцності буде виступати значення несучої здатності бетонно перерізу класу С20/25, що армований стержнями класу А500С (відсоток армування становить 2%) та буде рівним 22,91 МПа (2335,37 т/м²). Порівняння напружень наведено на рис. 4.17.

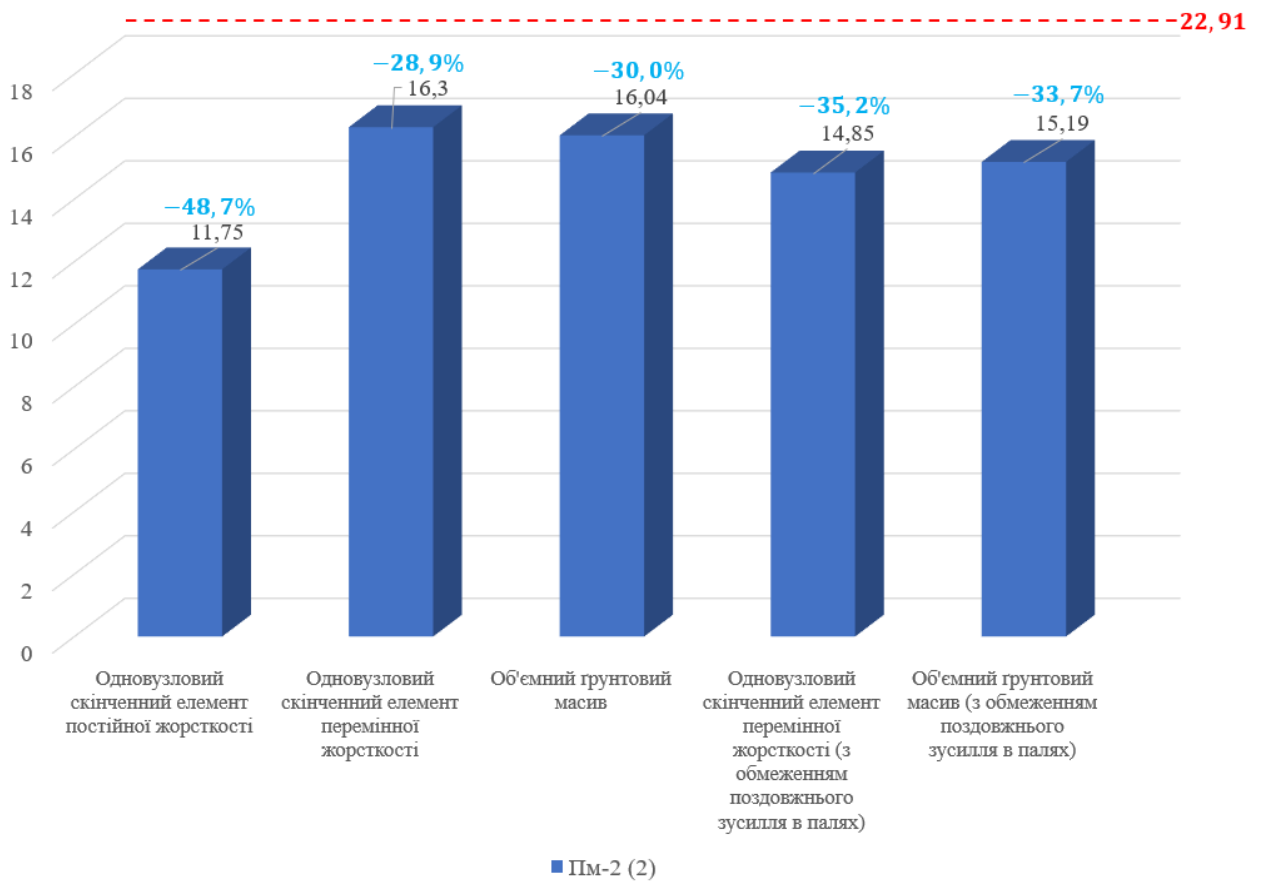


Рис. 4.17. Порівняння напружень в пілонах марки Пм-2 (2) підвального поверху

Напруження в діафрагмах марки Дф-1 (поз.3 на рис. 4.15) змінюються в діапазоні в діапазоні 19,03...13,05 МПа (1940...1330 т/м²), середні значення становлять 14,86 МПа (1515,14 т/м²). В зв'язку з відсутністю експериментальних даних по напруженням у вертикальних несучих елементах, то критерієм міцності буде виступати значення несучої здатності бетонно перерізу класу С20/25, що армований стержнями класу А500С (відсоток армування становить 2%) та буде рівним 22,91 МПа (2335,37 т/м²). Порівняння напружень наведено на рис. 4.18

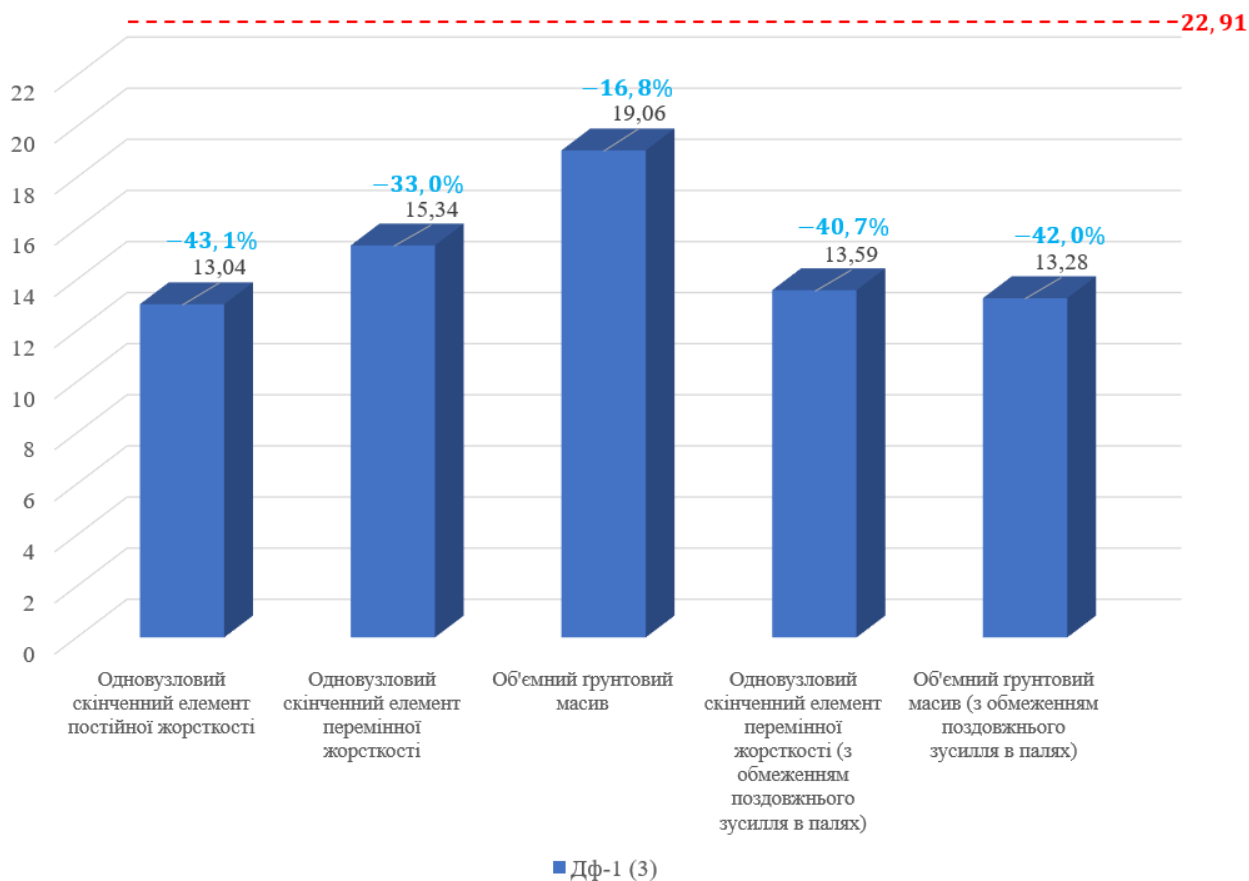


Рис. 4.18. Порівняння напружень в діафрагмах марки Дф-1 (3) підвального поверху

Виконавши аналіз отриманих результатів по напруженням у вертикальних несучих елементах підвалу, які наведені на рис.4.16-4.18 можемо бачити, що:

- при використанні варіанту із моделюванням ґрунтового середовища та палі за допомогою одноузлового скінченного елемента постійної жорсткості призводить до найменших абсолютних значень напружень у вертикальних елементах, що призводить до недооцінки напружено-деформованого стану та зниженню надійності проектних рішень. Також слід звернути увагу, що величини напружень у дослідних вертикальних елементах майже не змінюються. Це пов'язано з тим, що даний метод моделювання створює напружено-деформований стан плити ростверку деформація якої призводить до майже рівно-мірного завантаження вертикальних несучих елементів. Тобто отримані напруження добре будуть

кореспондуватись із напруженнями, що були визначені за допомогою методу вантажних площ, без врахування жорсткості надземних конструкцій;

2. варіант із моделюванням ґрунтового середовища і палі за допомогою ланцюжка одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості створює напружено-деформований стан, що проявляється у нерівномірності напружень у вертикальних елементах: центральна зона ростверку деформується більше, відповідно зусилля у діафрагмі менші, кутова і периферійна зона ростверку деформується мінімально, відповідно там будуть виникати більші опорні реакції, що будуть призводити до збільшення нормальних напружень в перерізах вертикальних несучих елементів. Такий підхід призводить до більшої надійності проектного рішення, але в той же час зменшує економічну ефективність даного методу;

3. варіант із моделюванням ґрунтового середовища об'ємними скінченними елементами створює напружено-деформований стан, що майже однаково завантажує вертикальні несучі елементи. Дане явище пов'язано з тим, що враховано «низький ростверк». Тобто плита ростверку передає частину навантаження на ґрунт (величина цього навантаження складає близько 7% ($66,75 \cdot 10^4 \text{кН}$) від сумарного навантаження), що призводить до напружено-деформованого стану, який більш-рівномірно деформує фундаменту плиту та відповідно рівномірніше завантажує вертикальні несучі елементи;

4. варіант із моделюванням ґрунтового середовища і палі за допомогою ланцюжка одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості (з обмеженням поздовжнього зусилля в палях) створює напружено-деформований стан вертикальних несучих елементів, який в середньому менший на 22% від варіанту без обмеження;

5. варіант із моделюванням ґрунтового середовища об'ємними скінченними елементами (з обмеженням поздовжнього зусилля в палях) створює напружено-деформований стан вертикальних несучих елементів, який в середньому менший на 20% від варіанту без обмеження.

4.2. Вплив жорсткості конструкцій будівлі на напружено-деформований стан пальового фундаменту

4.2.1. Опис архітектурно-конструктивної частини та особливостей числового моделювання

Для дослідження було створено дослідний будинок який має дев'ять надземних поверхів та один підземний. Надземні поверхи виконані із стінових панелей товщиною 160мм та являють собою безкаркасну систему із несучими та самонесучими стіновими панелями. В координаційних осях Д-Е; 3-6 знаходиться монолітне залізобетонне ядро жорсткості товщиною 250 мм, що складається із двох сходових кліток, ліфтової шахти та переходу між сходовими клітками. План типового поверху наведено на рис. 4.19. Переkritтя та покриття типових поверхів виконано за допомогою збірних залізобетонних круглопустотних плит переkritтя висотою 220 мм із монолітними ділянками висотою 220 мм (схеми плит переkritтя будуть наведені далі в розділі).

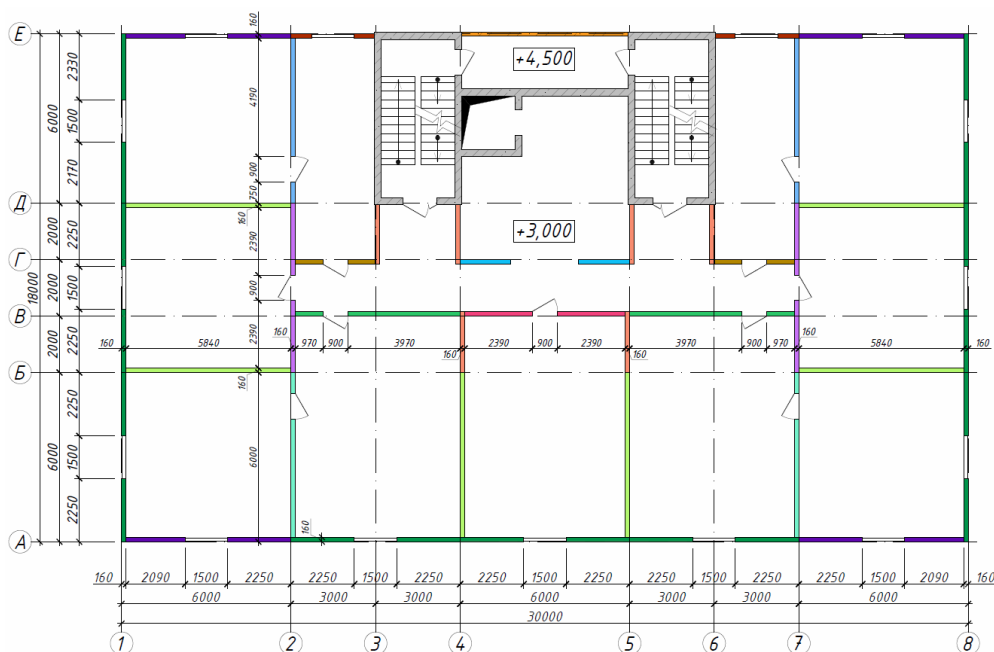


Рис. 4.19. План типового поверху

Фундаментом будинку виступає пальове поле, що складається із 144 шт бурин'єкційних паль діаметром 420 мм та довжиною 9 м (ПБІ-90-42), що

об'єднані монолітним залізобетонним ростверком висотою 500 мм. Схема пальового поля наведена на рис. 4.20. В якості основи було прийнято піщаний ґрунт, а саме: пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеня водонасичення. Оскільки ґрунт основи однорідний, піщаний, тому посадка фундаменту на інженерно-геологічний розріз не наводиться. Фізико-механічні характеристики піщаного ґрунту наведені у табл. 4.8.

Табл. 4.9. Фізико-механічні характеристики піщаного ґрунту

Модуль деформації	К-ент Пуассона	Питома вага	Природна вологість	К-ент пористості	Питома зчеплення	Кут вн. тертя
E , МПа	ν , д. од.	γ , кН/м ³	w , д. од.	e , д. од.	C , кПа	φ , град.
35	0,3	17,5	0,05	0,6	3	32

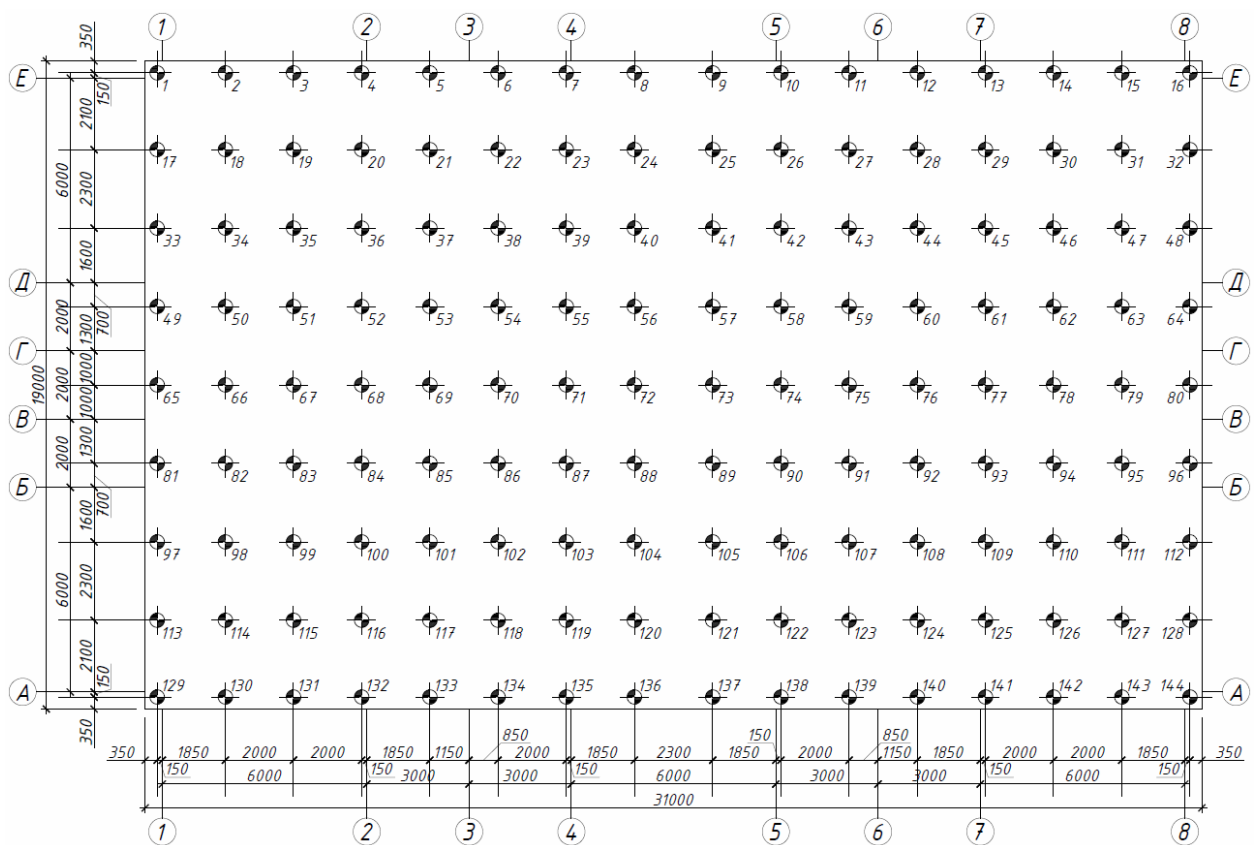


Рис. 4.20. Схема пальового поля

Так-як даний розділ присвячений дослідженню впливу жорсткості конструкцій будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту, тому буде виконано числове моделювання будинку, про який

описано вище, за двома варіантами: 1) підземний поверх монолітний та плита перекриття над ним також монолітна; 2) підземний поверх із збірних стінових панелей, перекриття над ним виконано із збірних плит (з монолітними ділянками). Дані два варіанти числового моделювання ще поділяються на два під-варіанти, що залежать від того які стінові панелі будуть несучими: 1) по буквених осях; 2) по цифрових осях. Блок-схема числового моделювання дослідження наведена на рис. 4.21.

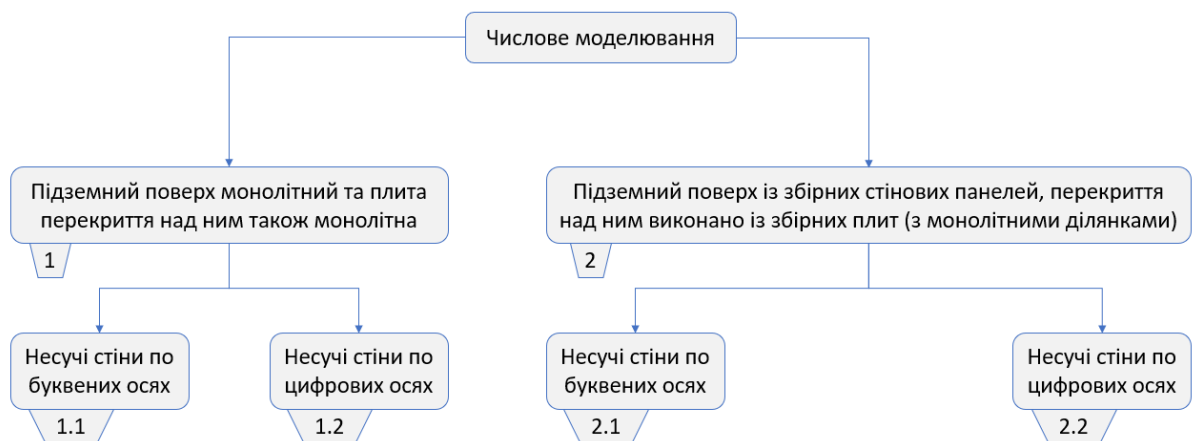


Рис. 4.21. Блок-схема числового моделювання

Числове моделювання за першим варіантом полягає в тому, що підземний поверх (підвал) являє собою жорсткий просторовий диск, який складається із монолітного залізобетонного перекриття товщиною 200 мм, монолітних залізобетонних стін товщиною 200 мм та монолітного залізобетонного ядра жорсткості товщиною 250 мм що розташовані під збірними залізобетонними стіновими панелями надземних поверхів. Схема підземного (підвального) поверху за варіантом моделювання №1 наведено на рис. 4.22. Для дослідження впливу операння збірних плит перекриття на напружено-деформований стан фундаментів було створено додаткові числові моделі які відрізнялися між собою тим, що в одному варіанті плити опирались на стінові панелі по буквених осях (індекс 1, рис. 4.24), а в іншому – по цифрових осях (індекс 2, рис. 4.25).

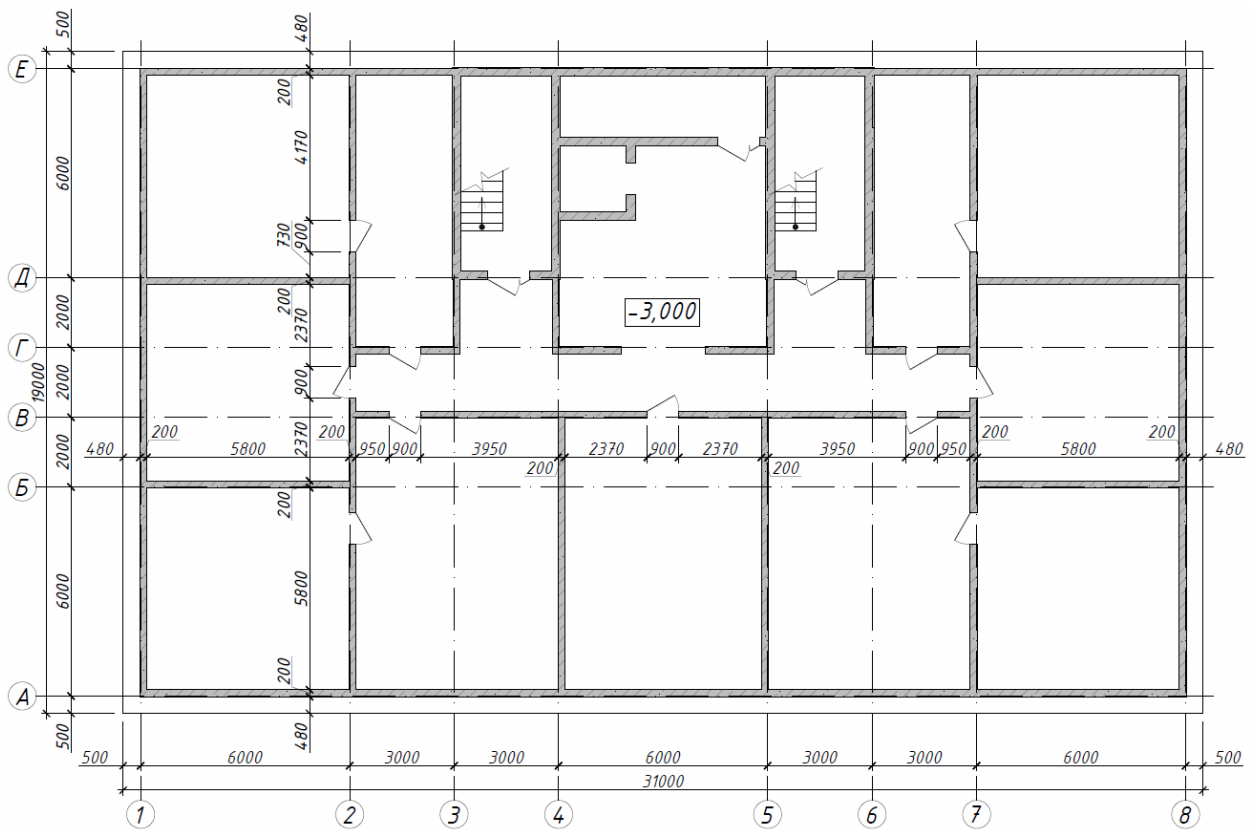


Рис. 4.22. Схема підземного поверху з монолітними несучими конструкціями

Числове моделювання за другим варіантом полягає в тому, що підземний (підвальний) поверх складається із збірних залізобетонних стінових панелей товщиною 160 мм, монолітного залізобетонного ядра жорсткості товщиною 250 мм та збірних залізобетонних плит перекриття товщиною 220 мм (з монолітними ділянками). Схема підземного (підвального) поверху за варіантом моделювання №2 наведено на рис. 4.24. Для дослідження впливу операння збірних плит перекриття на напружено-деформований стан фундаментів було створено додаткові числові моделі які відрізнялися між собою тим, що в одному варіанті плити опирались на стінові панелі по буквених осях (індекс 1, рис. 4.21), а в іншому – по цифрових осях (індекс 2, рис. 4.21).

Для порівняння результатів числового моделювання було використано наступний критерій: різна конструктивна схема підземного (підвального) поверху, але однакові несучі стіни.

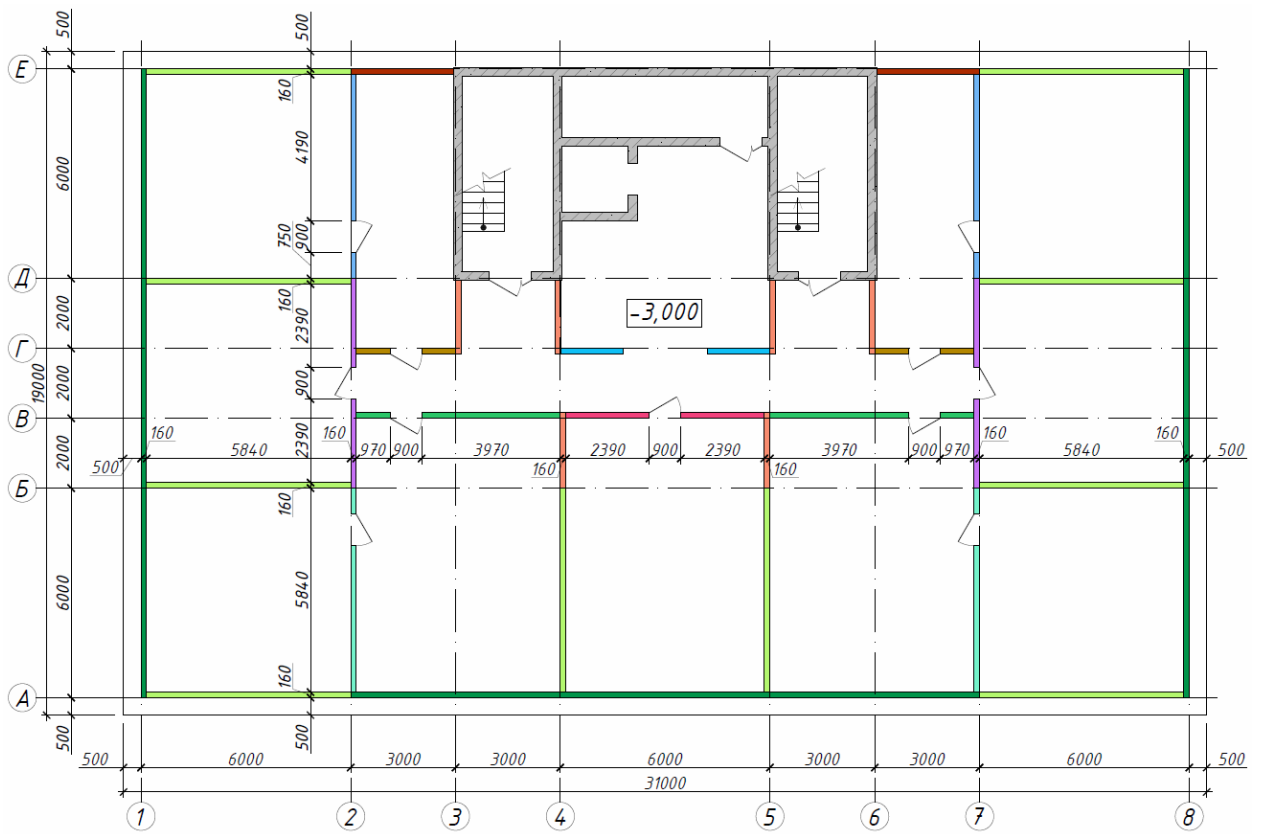


Рис. 4.23. Схема підземного поверху з збірними стіновими панелями

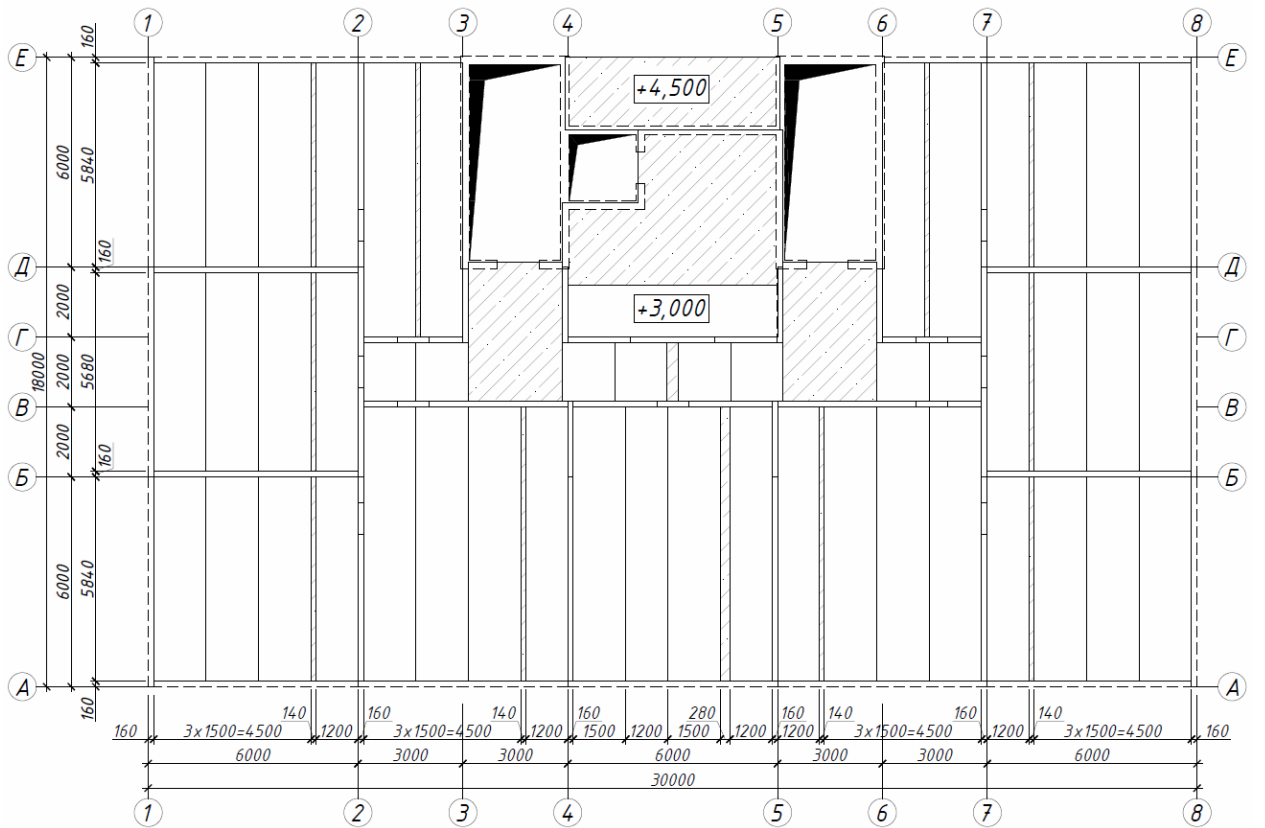


Рис. 4.24. Схема перекриття із несучими стінами по буквених осях

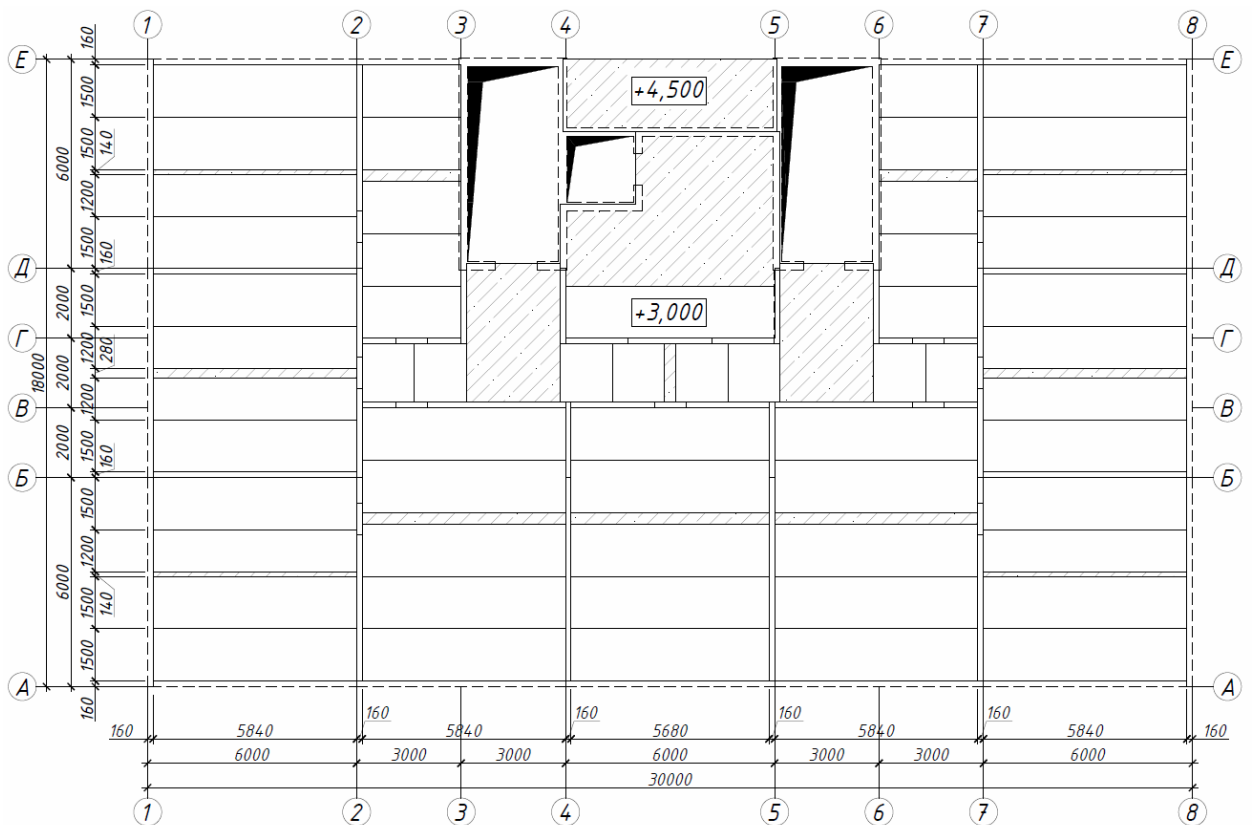


Рис. 4.25. Схема перекриття із несучими стінами по цифрових осях

Горизонтальні стики змодельовані без врахування закладних деталей, тобто вони враховані в запас. Горизонтальні шви заповнені розчином М200 товщиною 20 мм. Скінченні елементи якими змодельовано горизонтальні шви мають назву платформного стикку, вони можуть мати пружній та нелінійний закон деформування. Відмінністю від звичайних пластинчастих скінченних елементів є те, що у скінченних елементах платформного стикку неможливе виникнення згинальних моментів.

Якщо використовується пружній закон деформування, то для визначення жорсткості елементу використовується модуль зсуву матеріалу та його товщина (збірно елементу). При використанні нелінійного закону деформування вводиться додаткові параметри: модуль пружності та три пари напружень-деформацій для побудови графіка нелінійного деформування. Дані пари формуються автоматично на основі даних про матеріал шва та наведені у табл. 4.9.

Табл. 4.10. Значення напружень-деформацій для графіку деформування

	Деформації, ϵ , д. од.	Напруження, σ , кН/м ²
Точка 1	0,001725	8265,78
Точка 2	0,005975	14375,28
Точка 3	0,05975	14519,00

Вертикальні стики враховують закладні деталі, а заповнення розчином приймається в запас (не моделюється). Закладні деталі являють собою рівнобокий кутик розміром 100*100 мм та товщиною 10 мм (рис. 4.26).

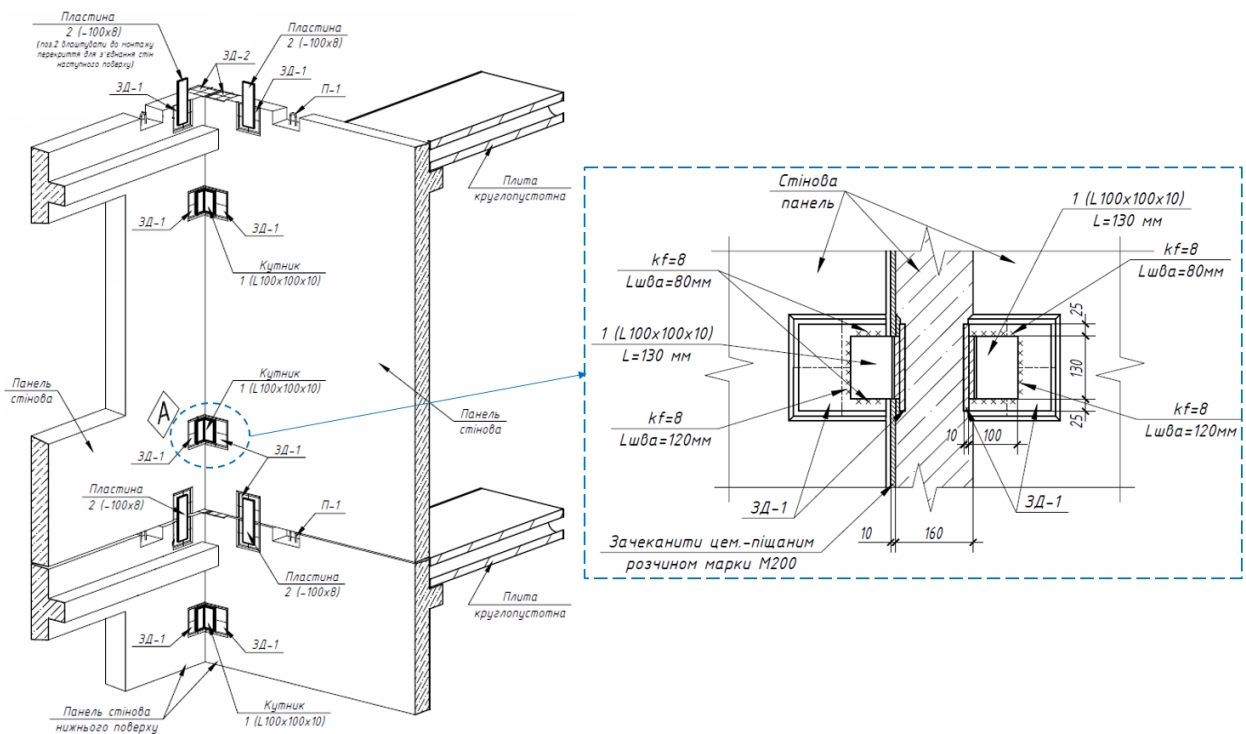


Рис. 4.26. Схема влаштування збірних елементів надземних конструкцій

Оскільки закладна деталь приварюється до стінової панелі, тому й жорсткість закладної деталі буде визначатись як для зварного з'єднання. За формулою (4.1) визначається в якій площині буде виконуватись розрахунок (у площині наплавленого металу, або у площині металу сплавлення).

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{0,45\beta_z R_{un}}; \quad (4.1)$$

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

При такій схемі з'єднання стінових панелей, що наведено на рис. 4.26, частка виходить меншою за одиницю, тому розрахунок слід вести у площині на-павленого металу за формулою (4.2).

$$\frac{N\gamma_n}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1; \quad (4.2)$$

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 [4.2] можна визначити несучу здатність зварного шва (з'єднання) по одній із осей глобальної системи координат (4.3) та визначити погонну жорсткість зварного шва (4.4) для числового моделювання

$$N_i = \frac{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c}{\gamma_n}; \quad (4.3)$$

$$R_i = \frac{N_i}{\Sigma l_{w,i}}; \quad (4.4)$$

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

Числове моделювання закладних деталей виконується за допомогою двовузлового скінченного елемента, що створює пружний зв'язок між вузлами який обмежує лінійні та кутові переміщення по осям ГСК. Як показано на

рис. 4.27 скінченний елемент являє собою «пружину», що може володіти жорсткістю по одній із осей ГСК, або по всім осям ГСК одночасно (в тому числі можна задати жорсткість на сприйняття кутових переміщень).

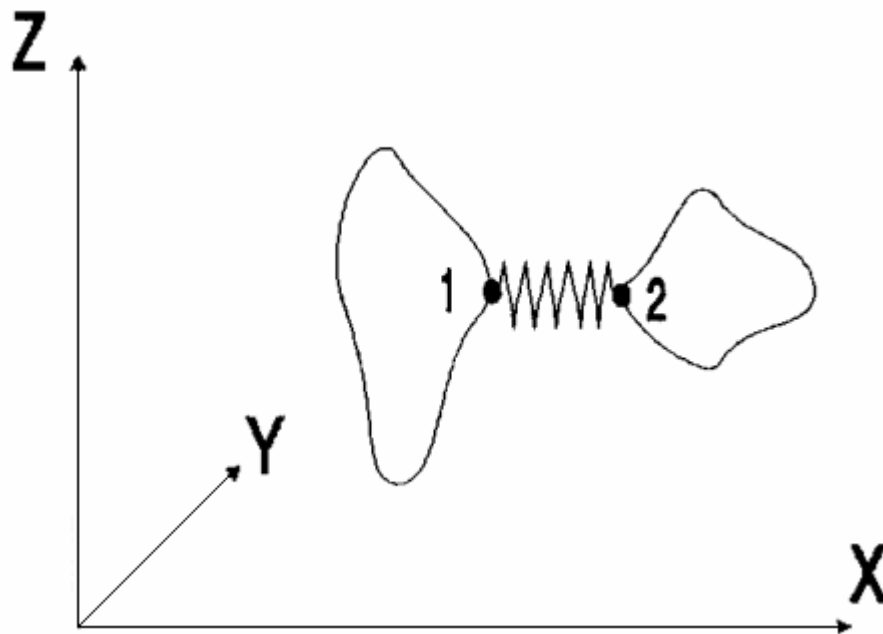


Рис. 4.27. Принципова схема роботи скінченного елемента закладної деталі

Останнім неописаним елементом числової моделі є плити перекриття. Моделювання монолітних ділянок не викликає жодних складнощів через те, що плита має сталий переріз, на відміну від круглопустотної плити перекриття.

Для того, щоб коректно визначити висоту (товщину) пластини якою будуть моделюватись збірні круглопустотні плити перекриття необхідно дізнатися жорсткісні характеристики такого перерізу. За допомогою обчислювальної техніки було визначено, що збірна залізобетонна плита перекриття шириною 1190 мм і висотою 220 мм буде мати момент інерції близько $8,54 * 10^8 \text{ мм}^4$. Із загально-відомої формули опору матеріалів для визначення моменту інерції прямокутного перерізу (4.5), можна визначити висоту перерізу за допомогою формули (4.6).

$$I = \frac{b * h^3}{12}; \quad (4.5)$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{I * 12}{b}}; \quad (4.6)$$

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

Після застосування формули (4.4) було визначено еквівалентну висоту плити перекриття, що складає близько 205 мм. Різниця моменту опору перерізу круглопустотної плити шириною 1190 мм та еквівалентного прямокутного перерізу з розмірами 1190x205 мм складає близько 0,0015%, в той час як площа еквівалентного перерізу більша на 75,04%, що призведе до збільшення навантаження від власної ваги. Відповідно виникає необхідність у визначенні еквівалентної питомої ваги, щоб отримати коректні значення навантаження від власної ваги.

Погонний метр збірної залізобетонної плити перекриття шириною 1190 мм має вагу близько 3,48 кН/м. п., у той час як еквівалентна плита має вагу близько 6,08 кН/м. п. Тому для пластин які моделюють збірні круглопустотні плити перекриття будемо вказувати питому вагу матеріалу, що рівна 16,31 кН/м³ (замість звичних 25 кН/м³ для залізобетонних елементів).

4.2.2. Порівняння результатів розрахунку числових моделей з несучими стінами по буквеним осям

У даному підрозділі будуть наведені напружено-деформовані стани числових моделей, що мають несучі стінові панелі надземних поверхів по буквених осях і будуть відрізнятися лише конструкцією підземного поверху (детальна відмінність описана на початку розділу). У числових моделях, у всіх випадках, пальовий фундамент моделювався за допомогою ланцюжка одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості, що були уточнені за три ітерації розрахунку.

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з монолітним підземним поверхом та несучими стінами надземних поверхів по буквених осях (В1.1) наведені на рис. 4.28. Поздовжні зусилля змінюються в діапазоні від 419 кН (42,7 т) до 1420 кН (144,8 т).

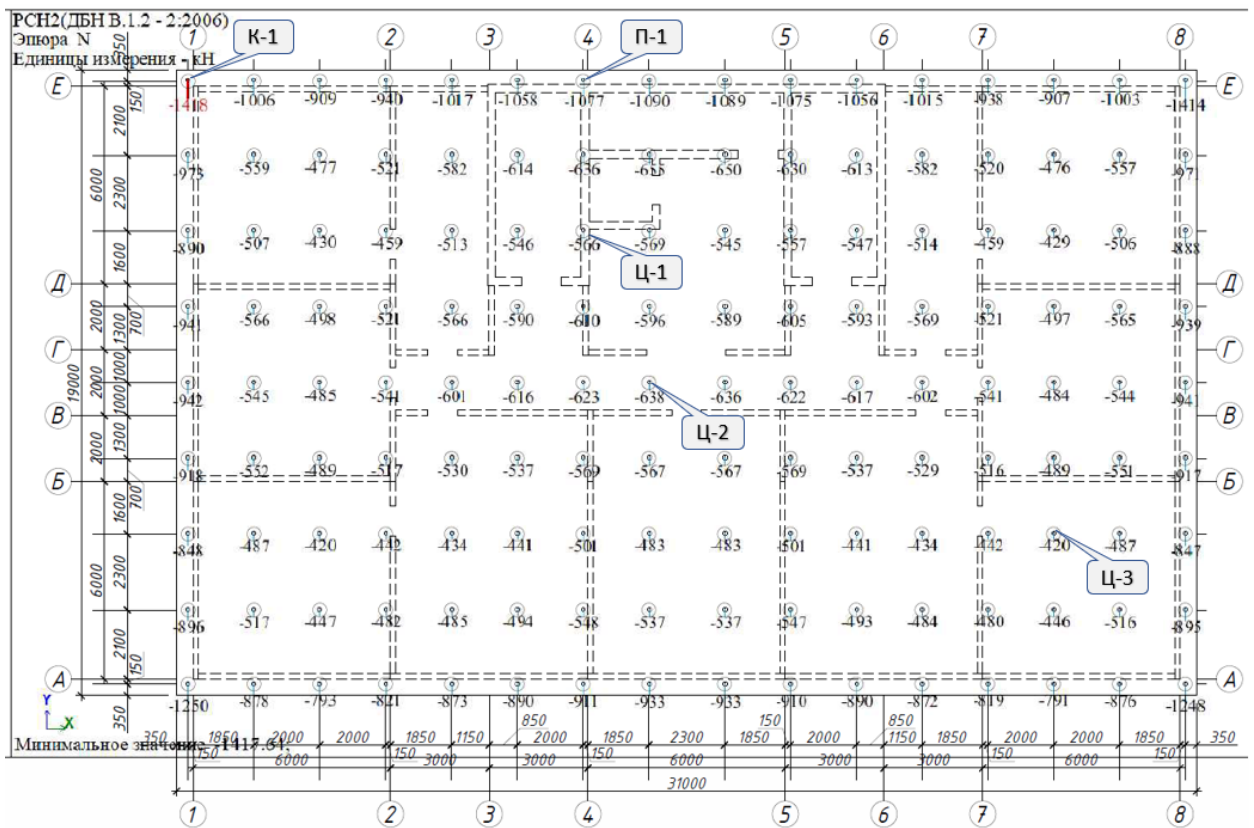


Рис. 4.28. Поздовжні зусилля в палях при монолітному підвалі та несучих стінах надземних поверхів по буквених осях (В1.1)

Характерно, що кутові палі мають найбільші поздовжні зусилля, центральні – найменші поздовжні зусилля, а периферійні – середні значення поздовжніх зусиль. Центральні палі, що наближені до несучих осей (в даному випадку це буквених осі) мають більші поздовжні зусилля ніж ті, що знаходяться біля самонесучих стін (приріст сягає 70...100 кН).

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з збірним підземним поверхом та несучими стінами надземних поверхів по буквених осях (В2.1) наведені на рис. 4.29. Поздовжні зусилля змінюються в діапазоні від 407 кН (41,5 т) до 1254 кН (127,8 т).

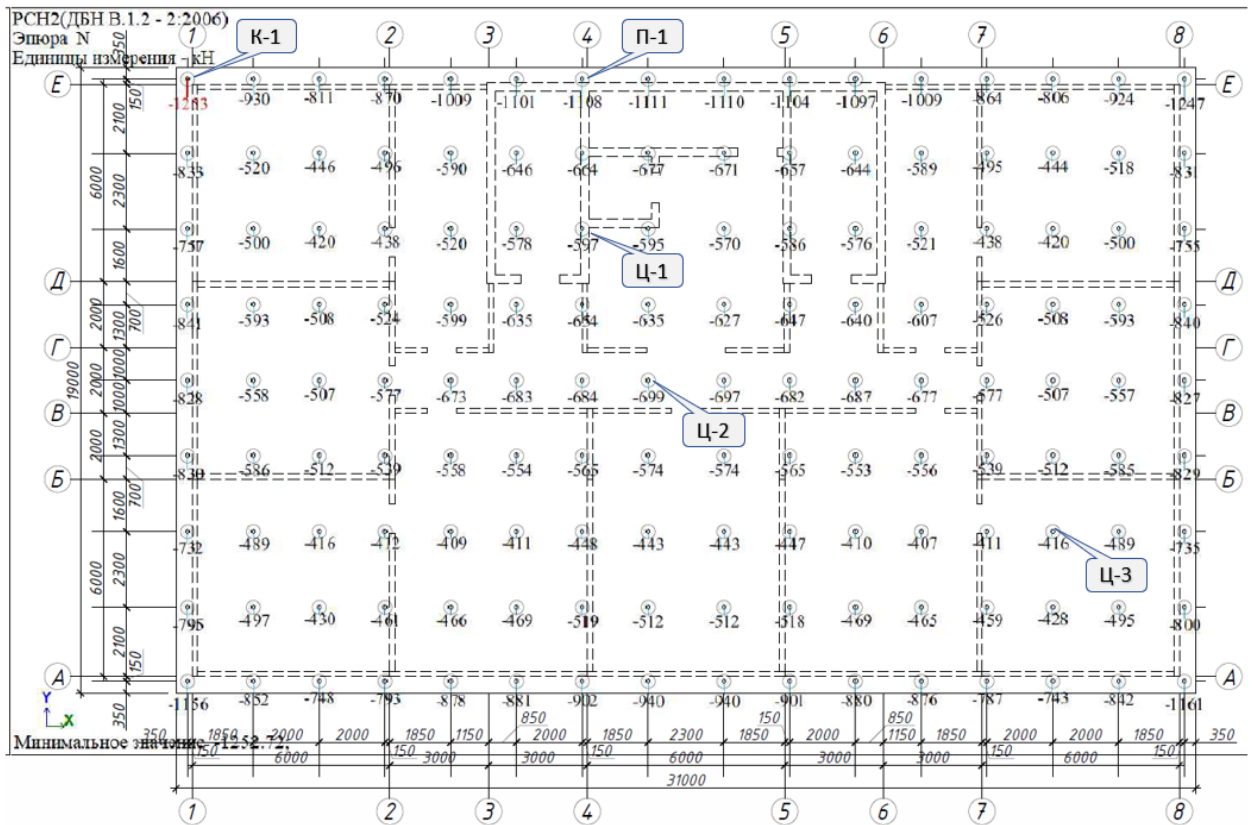


Рис. 4.29. Поздовжні зусилля в палях при збірному підвалі та несучих стінах надземних поверхів по буквених осях (В2.1)

У даній моделі В2.1 також кутові палі мають найбільші поздовжні зусилля, центральні – найменші поздовжні зусилля, а периферійні – середні значення поздовжніх зусиль. Центральні палі, що наближені до несучих осей (в даному випадку це буквені осі) мають більші поздовжні зусилля ніж ті, що знаходяться біля самонесучих стін (приріст сягає 100...150 кН).

Порівняння поздовжніх зусиль виконано у вигляді гістограми, що наведена на рис. 4.30. У кутовій частині ростверку поздовжні зусилля в палі, для варіанту із монолітним підвалом (В1.1), більші на 165 кН від варіанту із збірним підвалом (В2.1). В периферійній зоні навпаки, поздовжні зусилля більші на 21 кН для варіанту із збірним підвалом (В2.1). В центральній (внутрішній) зоні поздовжні зусилля майже однакові або більші у варіанті із збірним підвалом (В2.1).

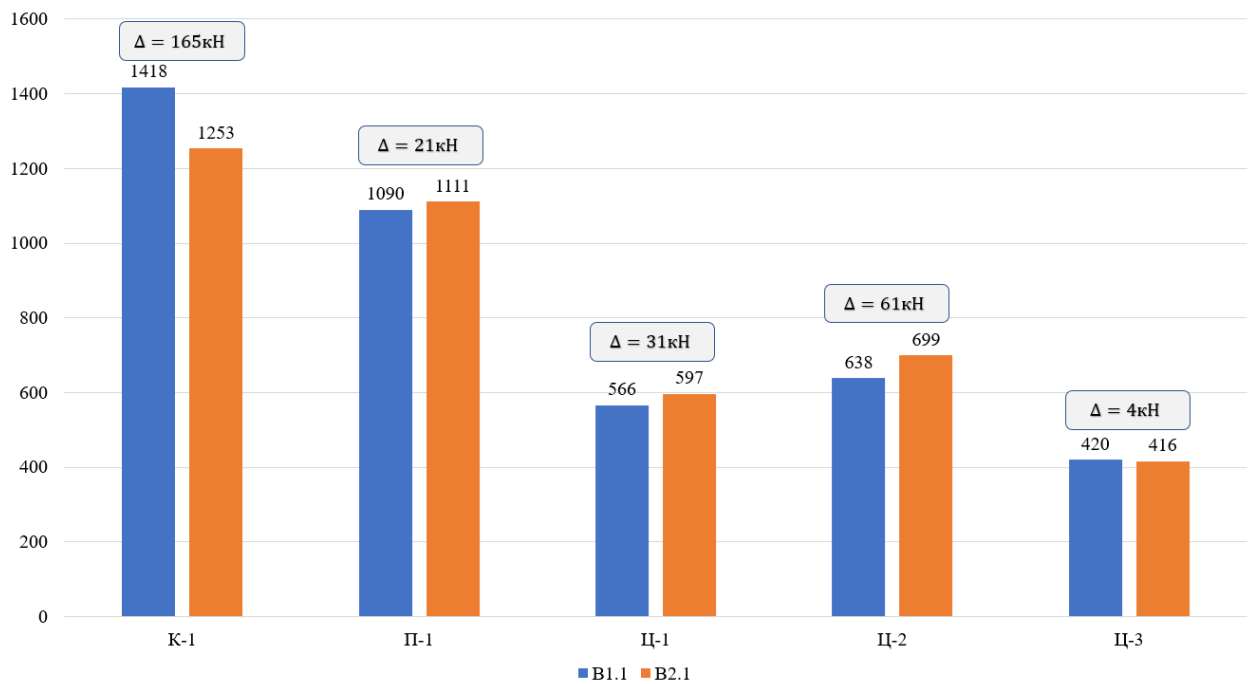


Рис. 4.30. Порівняння поздовжніх зусиль у характерних палях для дослідних числових моделей із несучими стінами надземних поверхів по буквеним осям

Наступним в порівнянні буде ростверк. Розпочнемо із згинаючих моментів в плиті ростверку. Щоб не захаращувати модель однотипними картинками мною було прийнято рішення про зображення згинальних моментів у вигляді епюр. Епюри будуть виконані у двох характерних перерізах: по осі Б та по осі 4. На розрізі по осі Б відображено згинальні моменти, що діють вздовж плити ростверку та відображені на рис. 4.31. На розрізі по осі 4 відображено згинальні моменти, що діють в поперечному напрямку плити ростверку та відображені на рис. 4.32.

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

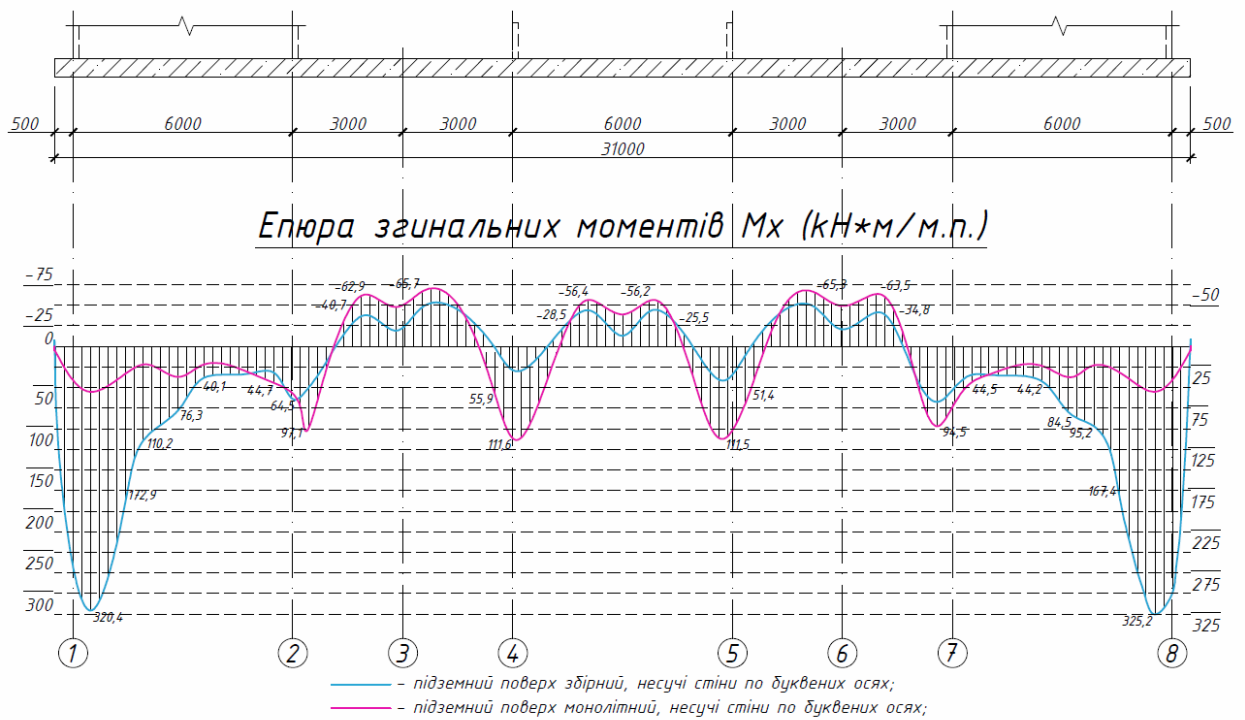


Рис. 4.31. Епюра згинальних моментів по осі Б

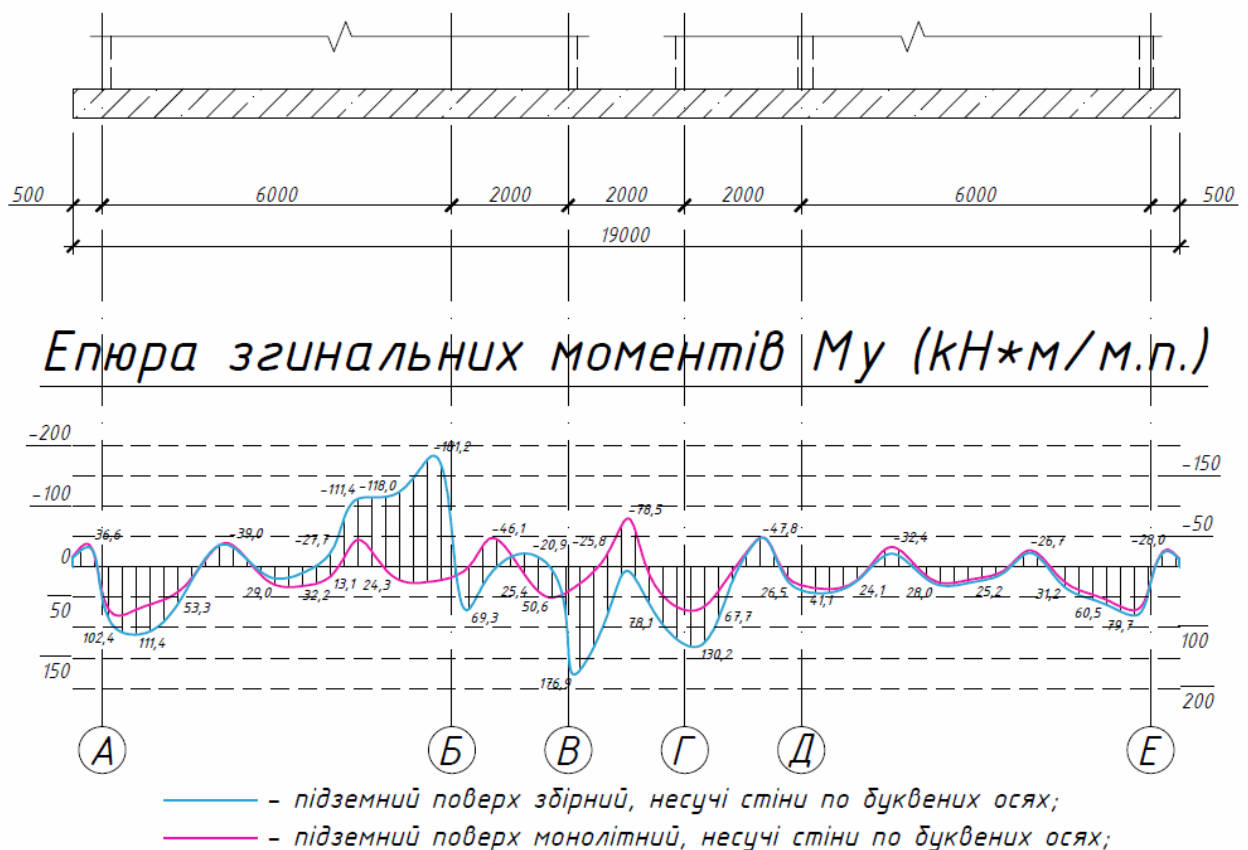


Рис. 4.32. Епюра згинальних моментів по осі 4

Аналіз згинальних моментів, що наведені на рис. 4.32 дозволив виявити як кількісну так і якісну відмінність у епюрі. Більші значення згинальних

моментів виникають при використанні моделі із збірним підвалом (В2.1), пікові значення виникають в межах вертикальних стиків між стіновими панелями.

Деформації монолітної залізобетонної плити ростверку товщиною 500 мм наведені на рис. 4.33. Пікові значення деформацій знаходяться під монолітним залізобетонним ядром жорсткості (в межах точки Т-2). Для варіанту із монолітним підвалом (В1.1) пікові значення деформацій сягають близько 17,7 мм, для варіанту із збірним підвалом (В2.1) – 18,5 мм. Деформації в центральній зоні, в залежності від варіанту конструктивної схеми підвалу, відрізняються на величину близько 1 мм, а на кутах – в діапазоні 1...1,5 мм.

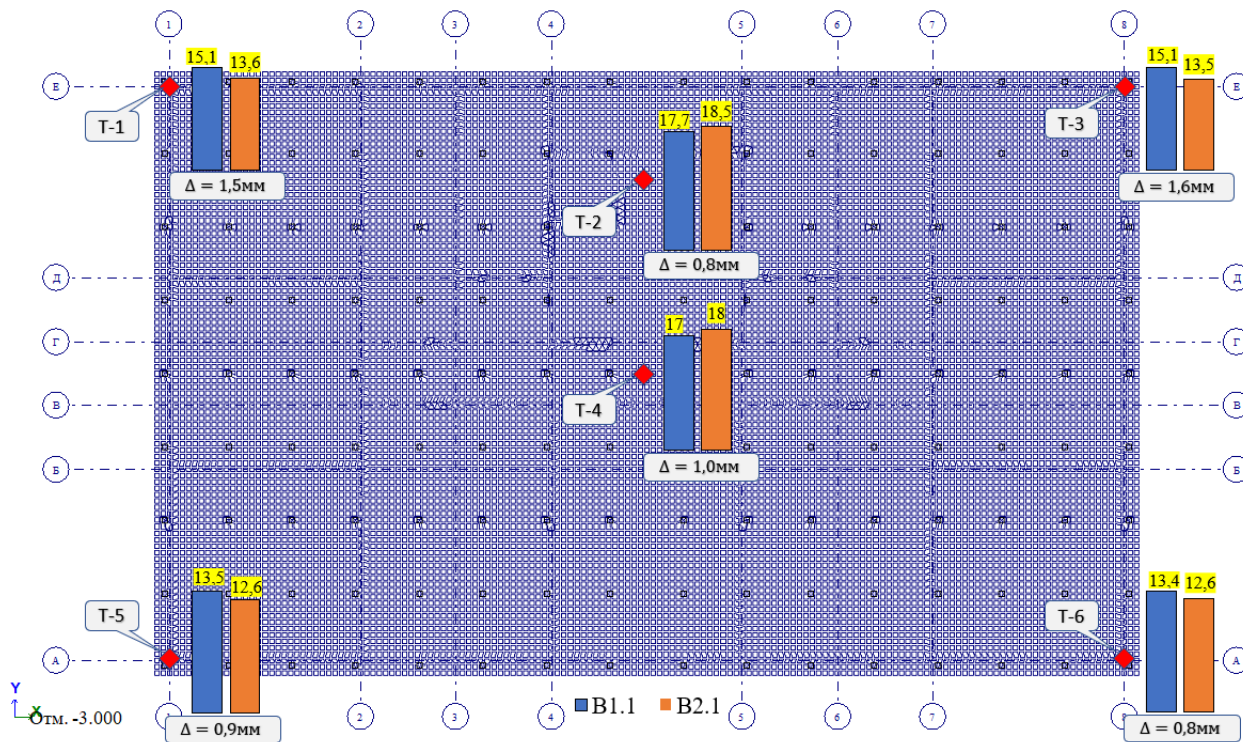


Рис. 4.33. Деформації плити ростверку в характерних точках в залежності від методу моделювання підземного поверху

Порівняння нормальних напружень у вертикальних несучих елементах підвалу, в залежності від його конструктивної схеми, виконано за допомогою гістограм та наведено на рис. 4.34 та рис. 4.35. На рис. 4.34 наведено порівняння вертикальних напружень у стіні по осі 4 в осях А-В. Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітними залізобетонними елементами (В1.1), в характерних точках, змінюються в діапазоні від 200,53 кН/м² до

2347,38 кН/м². Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.1) напруження знаходяться в діапазоні від 314,05 кН/м² до 2754,7 кН/м², без врахування точок Т-3, Т-6, Т-9 (де виникають розтягуючі напруження). В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.1) більші у 1,37 рази.

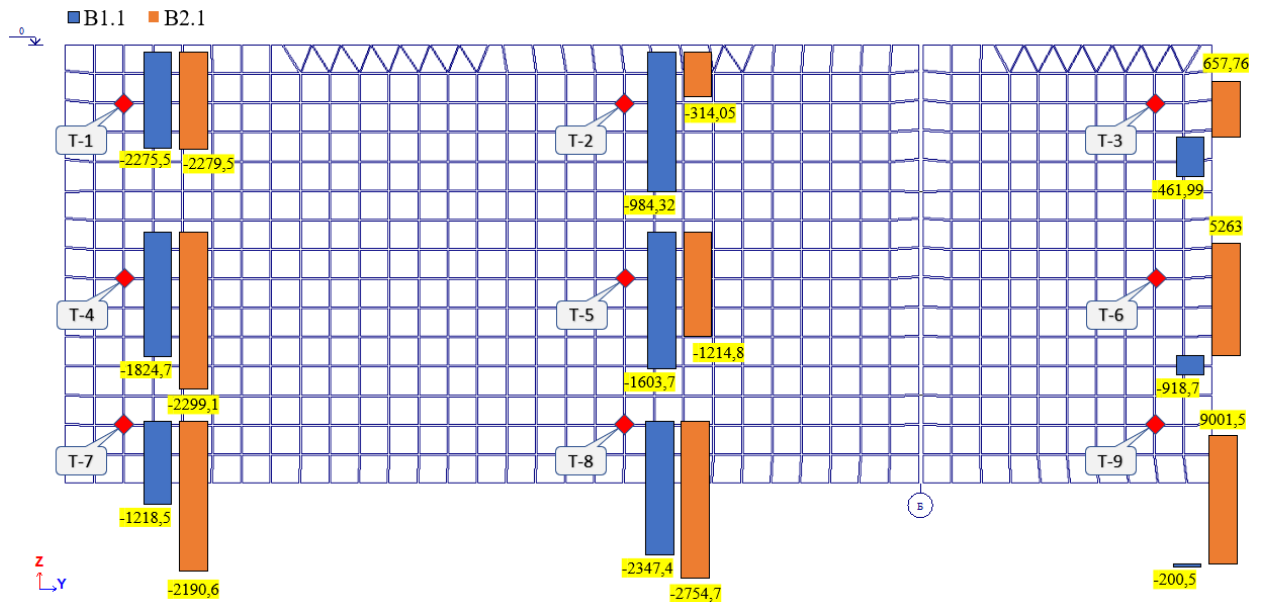


Рис. 4.34. Напруження в стіні підвалу по осі 4 в осях А-В

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

На рис. 4.35 наведено вертикальні напруження у стіновій панелі по осі Б в осях 7-8. Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітним залізобетонним каркасом (В1.1), в характерних точках, змінюються в діапазоні від 478,09 кН/м² до 8913,46 кН/м². Для варіанту числового моделювання із

збірними елементами підвального поверху (B2.1) напруження знаходяться в діапазоні від 674,12 кН/м² до 14780,97 кН/м². В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (B2.1) більші у 2,32 рази.

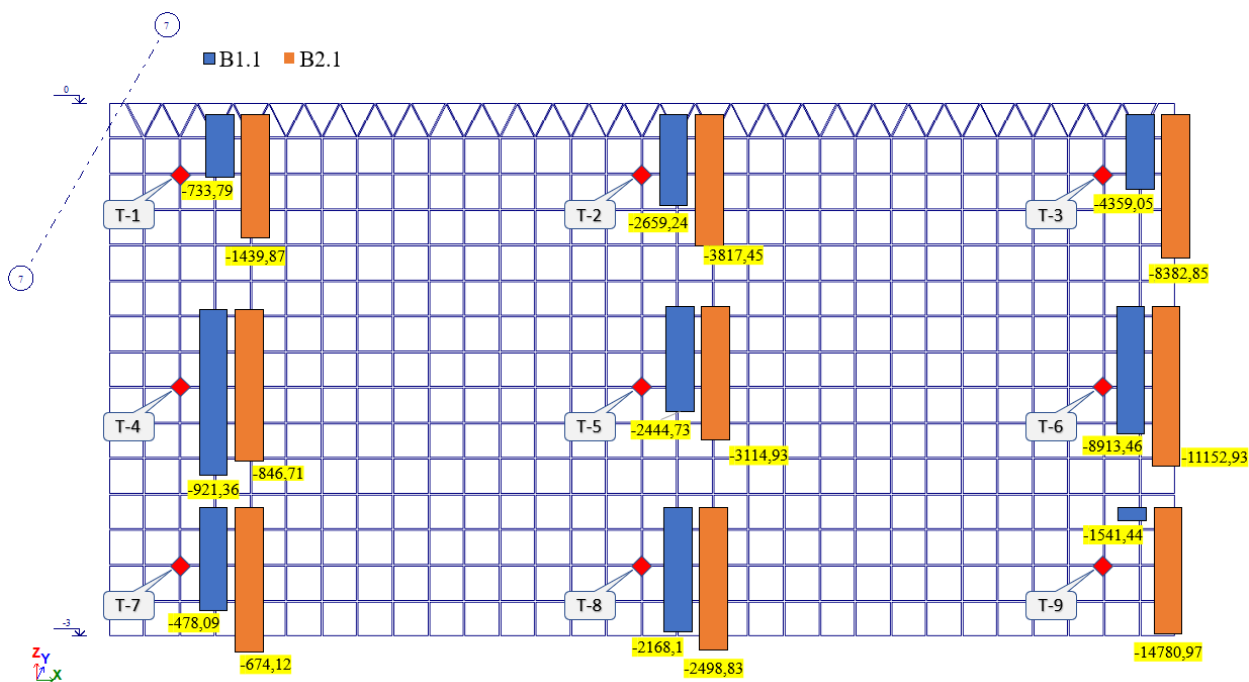


Рис. 4.35. Напруження в стіні підвалу по осі Б в осях 7-8

Найбільша різниця в напруженнях виникає в характерних точках Т-3, Т-6 та Т-9, це місце примикання до зовнішніх стін підвалу. Це пояснюється тим, що стінові панелі (по варіанту B2.2), а точніше вузли скінченних елементів, не мають сумісної роботи між зовнішньою та внутрішньою стіною панеллю, тому напруження не можуть перейти на зовнішню стінову панель (як у варіанті із монолітними конструкціями підвалу).

На основі результатів числового моделювання можемо зробити проміжні висновки: 1) поздовжні зусилля в палях та деформації ростверку майже не змінюються в залежності від конструктивної схеми підвалу; 2) згинальні моменти в плиті ростверку чутливі до розташування вертикальних стиків у стінових панелях; 3) напруження в вертикальних несучих елементах підвалу у більшості випадків більші, в середньому у 1,45 рази, для варіанту із збірними елементами підвалу.

Для прийняття остаточних висновків по даному розділу необхідно порівняти результати числового моделювання моделей із монолітним (B1) та

збірним (B2) підвалом, але з несучими стінами по цифрових осях.

4.2.3. Порівняння результатів розрахунку числових моделей з несучими стінами по цифровим осям

У даному підрозділі будуть наведені напружено-деформовані стани числових моделей, які мають несучі стінові панелі надземних поверхів по буквених осях і будуть відрізнятися лише конструкцією підземного поверху (детальна відмінність описана на початку розділу). У числових моделях, у всіх випадках, пальовий фундамент моделювався за допомогою ланцюжка одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості, що були уточнені за три ітерації розрахунку.

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з монолітним підземним поверхом та несучими стінами надземних поверхів по цифрових осях (B1.2) наведені на рис. 4.36. Поздовжні зусилля змінюються в діапазоні від 420 кН (42,8 т) до 1430 кН (145,8 т).

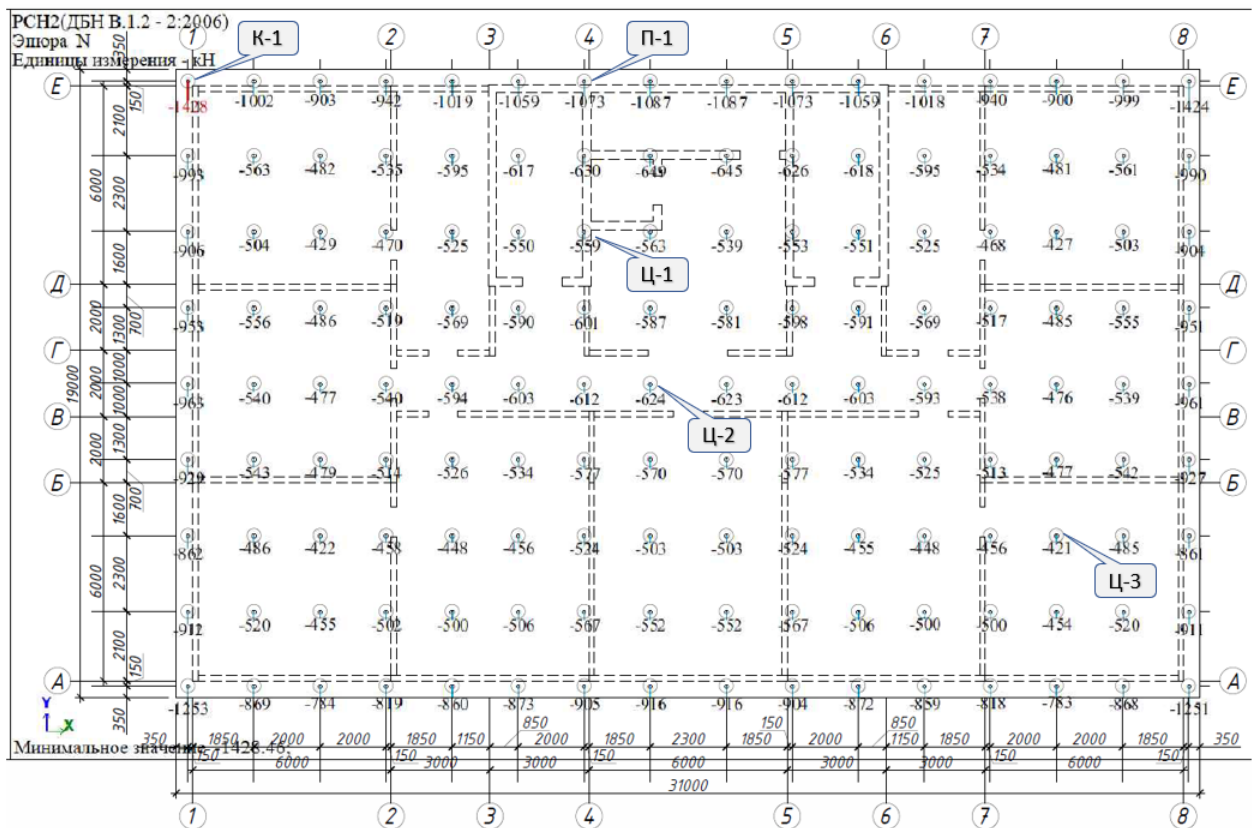


Рис. 4.36. Поздовжні зусилля в палях при монолітному підвалі та несучих стінах надземних поверхів по цифрових осях (B1.2)

Характер завантаження паль схожий до попередніх варіантів числового моделювання, явно-виражені особливості відсутні. Центральні палі, що наближені до несучих осей (в даному випадку це цифрові осі) мають більші поздовжні зусилля ніж ті, що знаходяться біля самонесучих стін. Приріст становить 50...70 кН, тоді як у моделі із несучими стінами по буквеним осям (В1.1) приріст складав 70...100 кН.

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з збірним підземним поверхом та несучими стінами надземних поверхів по цифрових осях (В2.2) наведені на рис. 4.37. Поздовжні зусилля змінюються в діапазоні від 408 кН (41,5 т) до 1284 кН (130,9 т).

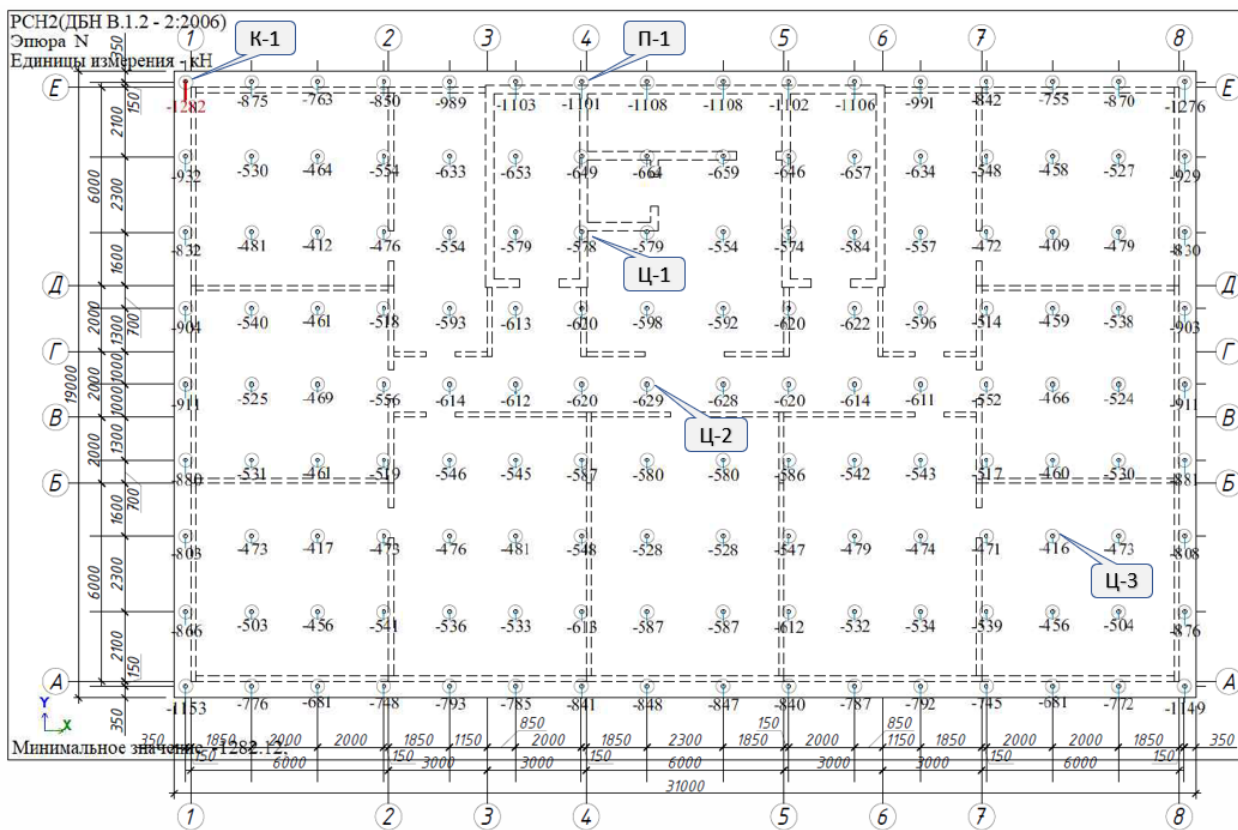


Рис. 4.37. Поздовжні зусилля в палях при збірному підвалі та несучих стінах надземних поверхів по цифрових осях (В2.2)

У даній моделі В2.2 палі завантажені характерно: кутові - мають найбільші поздовжні зусилля; центральні – найменші поздовжні зусилля; периферійні – середні значення поздовжніх зусиль. Центральні палі, що наближені до несучих осей (в даному випадку це цифрові осі) мають більші поздовжні зусилля ніж центральні палі (приріст сягає 40...70 кН).

Порівняння поздовжніх зусиль виконано у вигляді гістограми, що наведена на рис. 4.38. У кутовій частині ростверку поздовжні зусилля в палі, для варіанту із монолітним підвалом (В1.2), більші на 146 кН від варіанту із збірним підвалом (В2.2). В периферійній зоні навпаки, поздовжні зусилля більші на 21 кН для варіанту із збірним підвалом (В2.2). В центральній (внутрішній) зоні поздовжні зусилля майже однакові або більші у варіанті із збірним підвалом (В2.2).

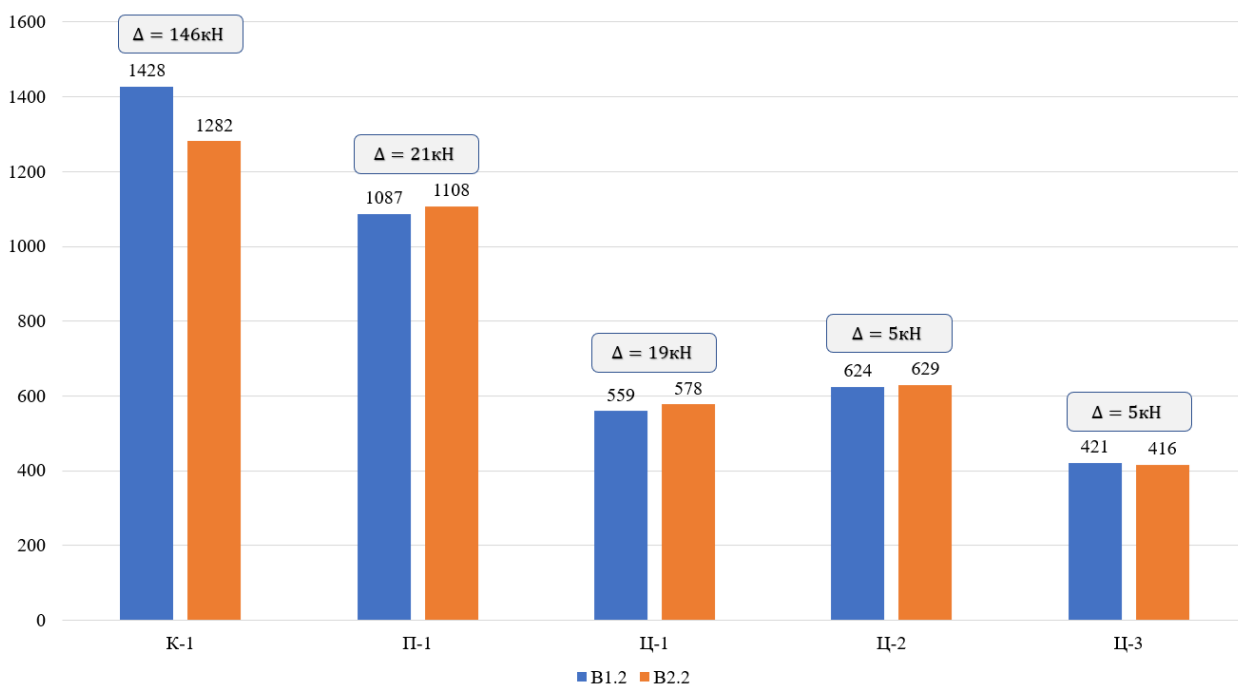


Рис. 4.38. Порівняння поздовжніх зусиль у характерних палях для дослідних числових моделей із несучими стінами надземних поверхів по буквеним осям

Наступним в черзі на порівняння виступає ростверк, проаналізуємо згинаючі моменти в плиті ростверку. На розрізі по осі Б відображено згинальні моменти, що діють вздовж плити ростверку та відображені на рис. 4.39. На розрізі по осі 4 відображено згинальні моменти, що діють в поперечному напрямку плити ростверку та відображені на рис. 4.40.

Аналіз згинальних моментів, як по осі Б так і по осі 4, показав, що при використанні збірних елементів (В2.2) у підвальному поверсі зростають пікові значення згинальних моментів на краях плити, у нижній зоні (майже шестикратна різниця). У центральній зоні тенденція зберігається, більші значення зусиль виникають при варіанті із збірним підвалом (В2.2), хоча в

попередніх порівняннях було навпаки. Також слід звернути увагу на рис. 4.39, лівіше осі 2 та правіше осі 7, наявна якісна відмінність у епюрах згинальних моментів. Тобто при використанні збірних елементів у підвалі (В2.2) розтягнутими будуть верхні волокна плити ростверку, а при використанні монолітних конструкцій підвалу (В1.2) розтягуються волокна у нижній зоні. Це можна пояснити тим, що в даних місцях наявні вертикальні шви між стіновими панелями, їх вплив було описано вище.

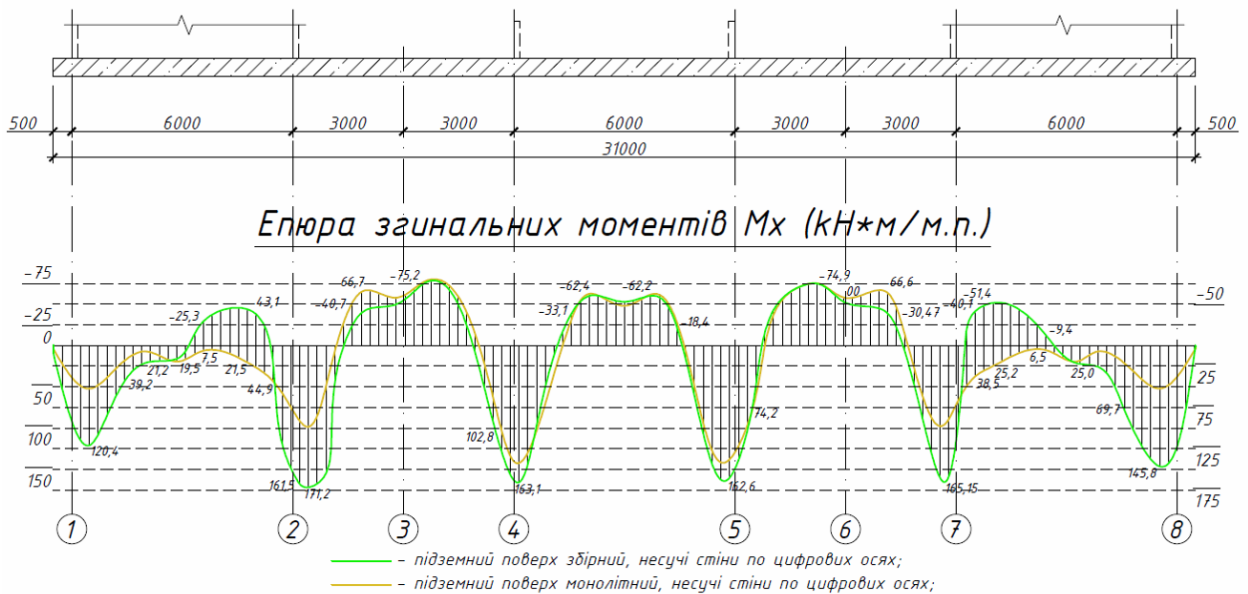


Рис. 4.39. Епюра згинальних моментів по осі Б

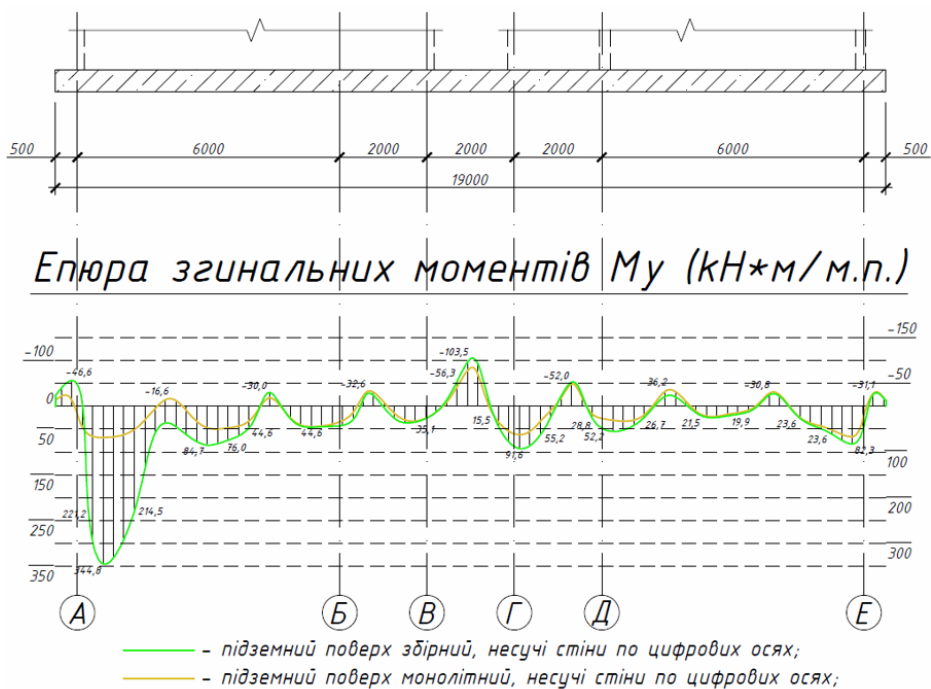


Рис. 4.40. Епюра згинальних моментів по осі 4

Аналіз згинальних моментів, що наведені на рис. 4.40 дозволив виявити кількісну якісну відмінність у епюрі. Слід звернути увагу, що тут та на рис. 4.32, згинальні моменти під монолітним ядром жорсткості, між осями Г-Д, майже не змінюються в залежності від методу моделювання вертикальних несучих елементів підвалу. Більші значення згинальних моментів виникають при використанні моделі із збірним підвалом (В2.2), пікове значення епюри згинальних моментів знаходиться біля осі А та відповідає варіанту моделювання з збірними конструкціями підвалу (В2.2).

Деформації монолітної залізобетонної плити ростверку товщиною 500 мм наведені на рис. 4.41. Пікові значення деформацій, як і в попередніх моделях, знаходяться під монолітним залізобетонним ядром жорсткості (в межах точки Т-2). Для варіанту із монолітним підвалом (В1.2) пікові значення деформацій сягають близько 17,6 мм, для варіанту із збірним підвалом (В2.2) – 18,1 мм. Деформації в центральній зоні, в залежності від варіанту конструктивної схеми підвалу, відрізняються на величину близько 0,3 мм, а на кутах – в діапазоні 0,9...1,3 мм.

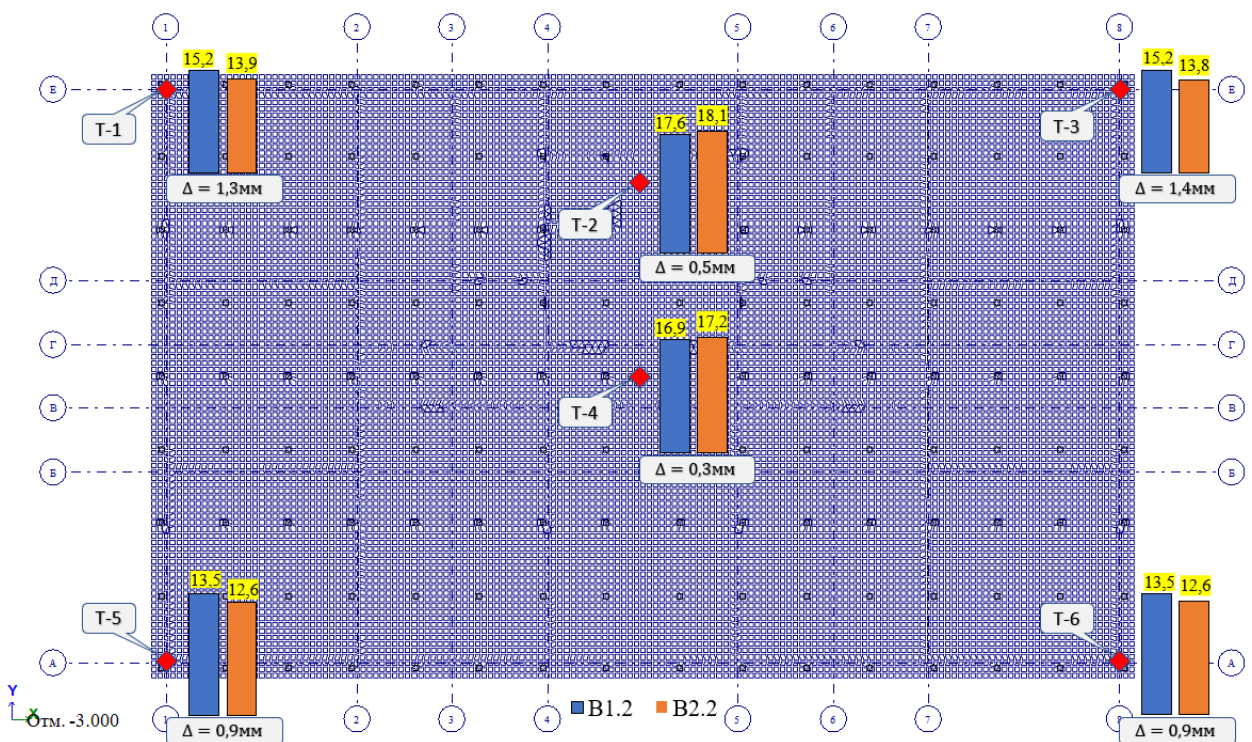


Рис. 4.41. Деформації плити ростверку в характерних точках в залежності від методу моделювання підземного поверху

Порівняння нормальних напружень у вертикальних несучих елементах підвалу, в залежності від його конструктивної схеми, виконано за допомогою гістограм та наведено на рис. 4.42 та рис. 4.43. На рис. 4.42 наведено порівняння вертикальних напружень у стіні по осі 4 в осях А-В. Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітними залізобетонними елементами (В1.2), в характерних точках, змінюються в діапазоні від 676,4 кН/м² до 4153,5 кН/м². Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.2) напруження знаходяться в діапазоні від 1342,4 кН/м² до 14686,1 кН/м². Слід звернути увагу, що в точках Т-3, Т-6, Т-9 виникають стискаючі напруження, хоча в попередніх варіантах моделювання там були розтягуючі зусилля. Це можна пояснити тим, що в попередньому варіанті дана стіна була самонесучою. В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.2) більші у 2,76 рази.

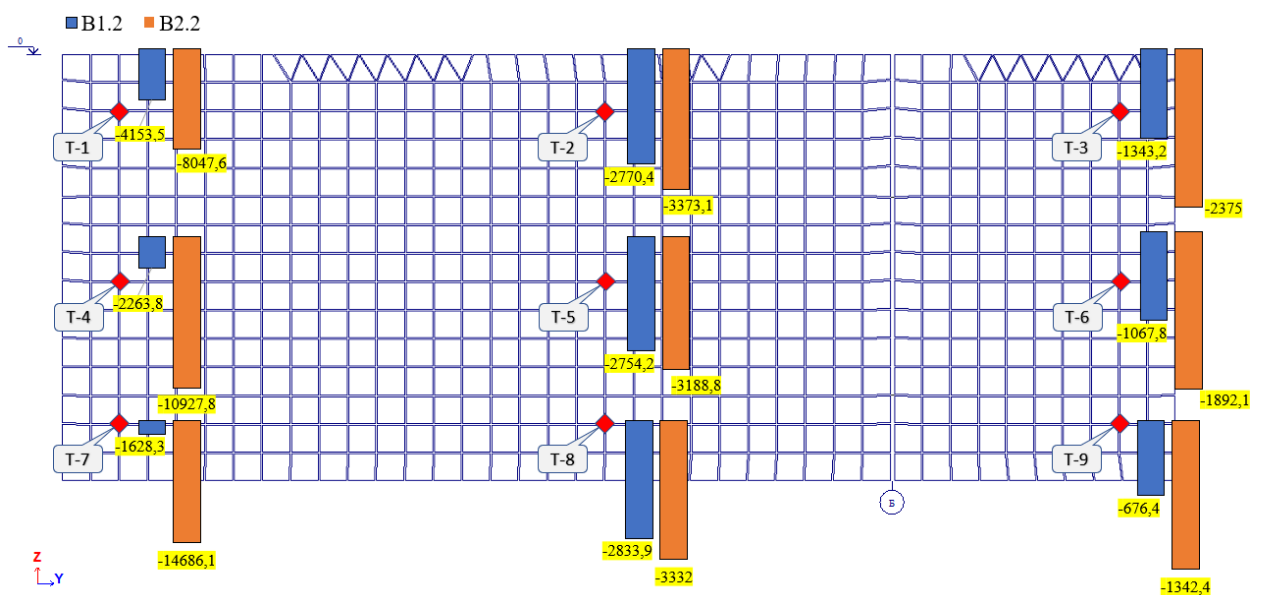


Рис. 4.42. Напруження в стіні підвалу по осі 4 в осях А-В

Варіант із використанням рішення із збірними елементами підвалу (В2.2) має більші напруження та пікові значення в місцях вертикальних швів (Т-1, Т-3, Т-4, Т-6, Т-7, Т-9), що призвело до збільшення згинальних моментів у плиті ростверку які були наведені вище.

На рис. 4.43 наведено вертикальні напруження у стіновій панелі по осі Б в осях 7-8. Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітним

залізобетонним каркасом (B1.2), в характерних точках, змінюються в діапазоні від 255,93 кН/м² до 1999,64 кН/м². Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (B2.2) напруження знаходяться в діапазоні від 1168,28 кН/м² до 5871,1 кН/м². В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (B2.2) більші у 2,5 рази.

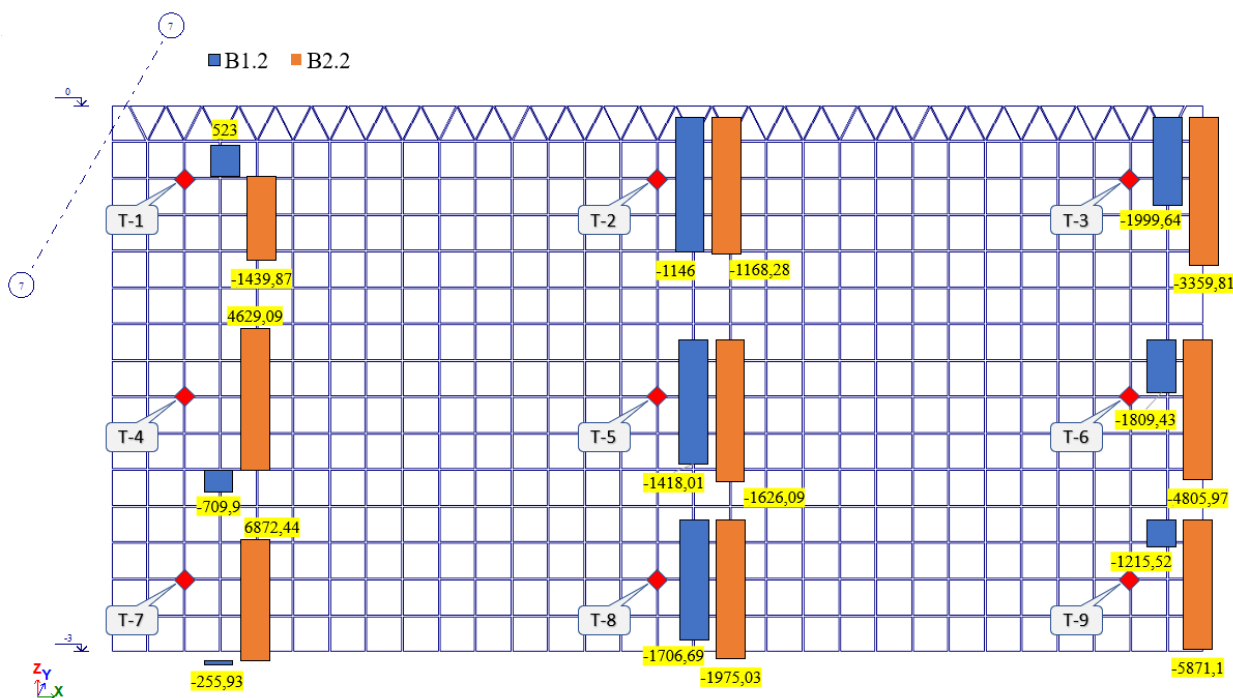


Рис. 4.43. Напруження в стіні підвалу по осі Б в осях 7-8

На рис. 4.43 можемо спостерігати цікаве явище, у варіанті із збірними стіновими панелями (B2.2), у місці примикання до внутрішньої стінової панелі виникають розтягуючі напруження, а в місці примикання до зовнішньої стінової панелі – стискаючі. Таке ж явище можна було спостерігати на рис. 4.35. Найбільша різниця в напруженнях виникає в характерних точках Т-3, Т-6 та Т-9, це місце примикання до зовнішніх стін підвалу. Це пояснюється тим, що стінові панелі (по варіанту B2.2), а точніше вузли скінченних елементів, не мають сумісної роботи між зовнішньою та внутрішньою стіновою панеллю, тому напруження не можуть перейти на зовнішню стінову панель (як у варіанті із монолітними конструкціями підвалу). Закладні деталі володіють жорсткістю на сприйняття лише лінійних переміщень.

Після порівняння напружено-деформованих станів чотирьох варіантів числового моделювання, що наведені на рис. 4.21, які порівнювались в залежності від того яка конструктивна схема підвального (підземного) поверху (монолітна або збірна залізобетонна) та по яким координаційним осям будуть несучі стінові панелі (буквені або цифрові), можемо зробити загальний висновок про вплив зміни жорсткості конструкцій будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту та підземного поверху.

Виконавши аналіз поздовжніх зусиль у палях, що наведені на рис. 4.28, 4.29, 4.36, 4.37 та порівняні на рис. 4.30 та рис. 4.38 можемо зробити висновок, що поздовжні зусилля в палях майже не змінюються та відповідно не залежать від конструктивної жорсткості конструкцій будівлі.

Згинальні моменти, що виникають у плиті ростверку наведені на рис. 4.31, 4.32, 4.39, 4.40, їх аналіз дозволив виявити та дослідити вплив жорсткості конструкцій на напружено-деформований стан пальового фундаменту. Тобто було виявлено вплив вертикальних швів між стіновими панелями на згинальні моменти в ростверку. Даний вплив виявляється в тому, що в місцях вертикальних швів стінових панелей пікові значення згинальних моментів змінюються як кількісно так і якісно. Застосування монолітних конструкцій у якості стін підвалу призводить до більш-плавної епюри згинальних моментів у плиті ростверку.

Виявлено що величина вертикальних деформацій плити ростверку які наведені та порівняні на рис. 4.33, 4.41, добре корелюються між собою, тобто вплив жорсткості конструкцій будинку, саме на деформації плити ростверку, майже відсутній.

Дослідження напружень у вертикальних несучих елементах підвалу (підземного поверху), що наведені та порівняні на рис. 4.34, 4.35, 4.42, 4.43 показали, що у більшості дослідних точок напруження в стінах підвалу є більшими у варіантах із збірними стіновими елементами (в середньому у 2,2 рази). Також для самонесучої стіни виявлено, що у випадку введення вертикального шва між стіновими панелями у частині стіни виникають

розтягуючі напруження, які необхідно сприйняти робочою арматурою стінової панелі, адже бетон погано працює на розтяг (рис. 4.34) Якщо стіна буде несучою, то розтягуючі зусилля не будуть виникати при введенні вертикального шва (рис. 4.42). Використання монолітних конструкцій у якості вертикальних несучих елементів підвалу майже завжди буде призводити до стискаючих вертикальних напружень, які будуть сприйматися бетоном та призведуть до меншої витрати сталі на армування стін.

4.3. Дослідження впливу зміни жорсткості надземних конструкцій на напружено-деформований стан пального фундаменту

Дане дослідження виконано на основі розділу 4. Метою даної роботи є дослідити та проаналізувати як впливає зміна жорсткості надземних конструкцій на напружено-деформований стан монолітного-залізобетонного ростверку на стадії (етапі) експлуатації будинку. Загальний вигляд підвального поверху наведено на рис. 4.44.

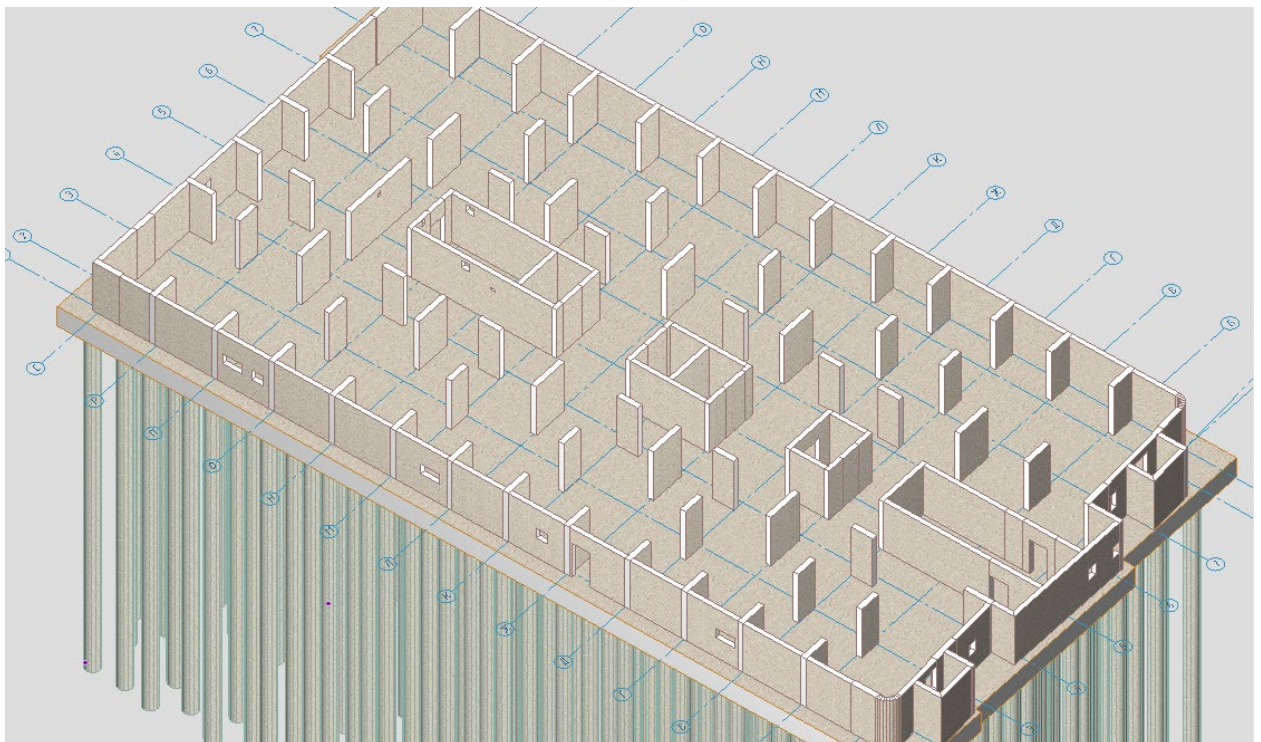


Рис. 4.44. Візуалізація підвального поверху

Для зменшення зусиль, що виникають у монолітному залізобетонному ростверку було прийнято рішення про влаштування додаткових монолітних

залізобетонних стін товщиною 300 мм. На рис. 4.45 вони позначені червоним кольором, а на рис. 4.46 пунктирною лінією із штриховкою залізобетону.

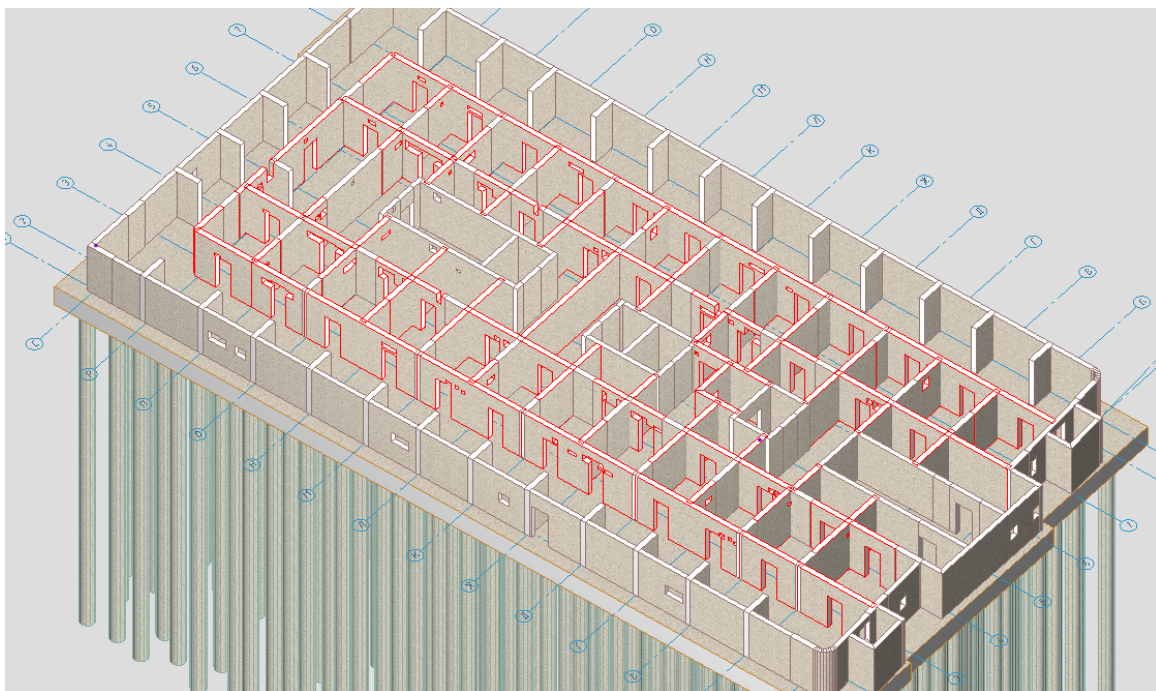


Рис. 4.45. Візуалізація підвального поверху із новими стінами

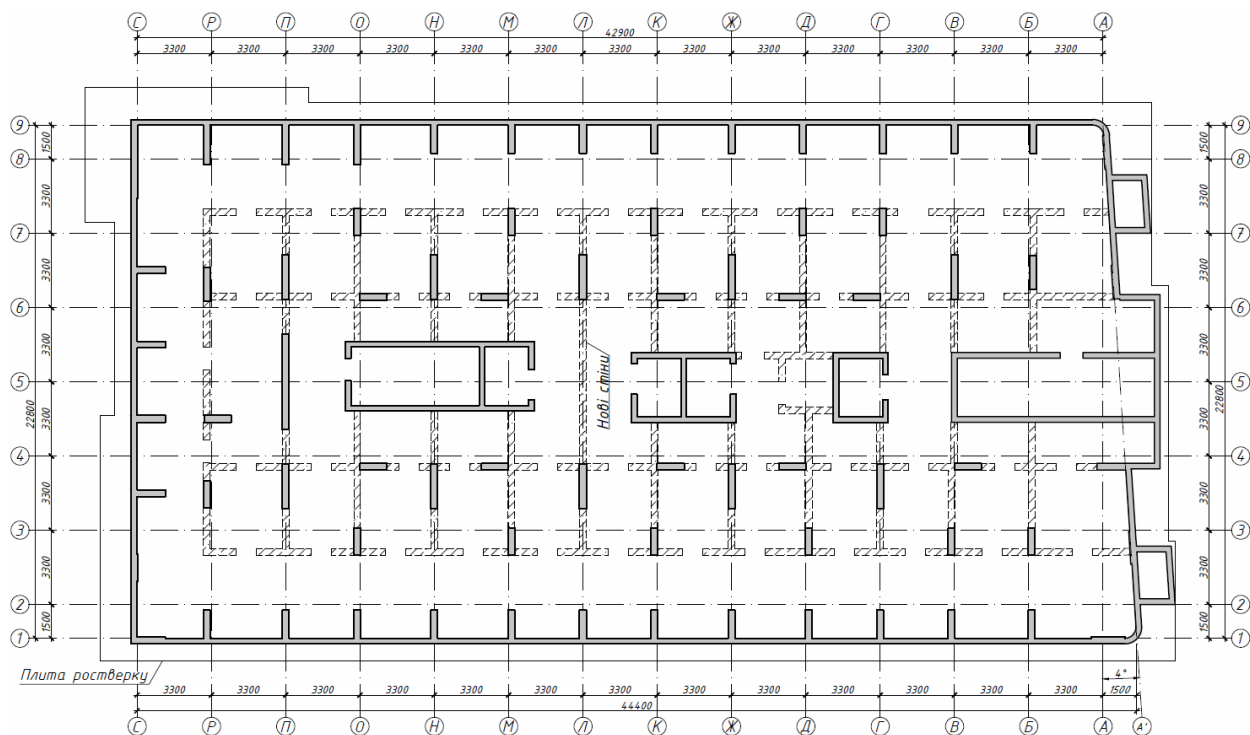


Рис. 4.46. Схема підвального поверху із новими стінами

Для порівняння буде використано дві скінчено-елементні моделі: 1) з використанням об'ємних скінчених елементів у якості ґрунтового середовища, поздовжні зусилля в палях будуть обмежені на рівні несучої здатності палі 2943 кН (300 т), без врахування (влаштування) нових стін; 2) те саме, але з врахуванням стін підсилення.

Аналізувати будемо згинальні моменти та деформації, що виникають в монолітному залізобетонному ростверку, у двох взаємо перпендикулярних напрямках: 1) переріз по координаційній осі «б» (рис. 4.47); 2) переріз по координаційній осі «К» (рис. 4.48).

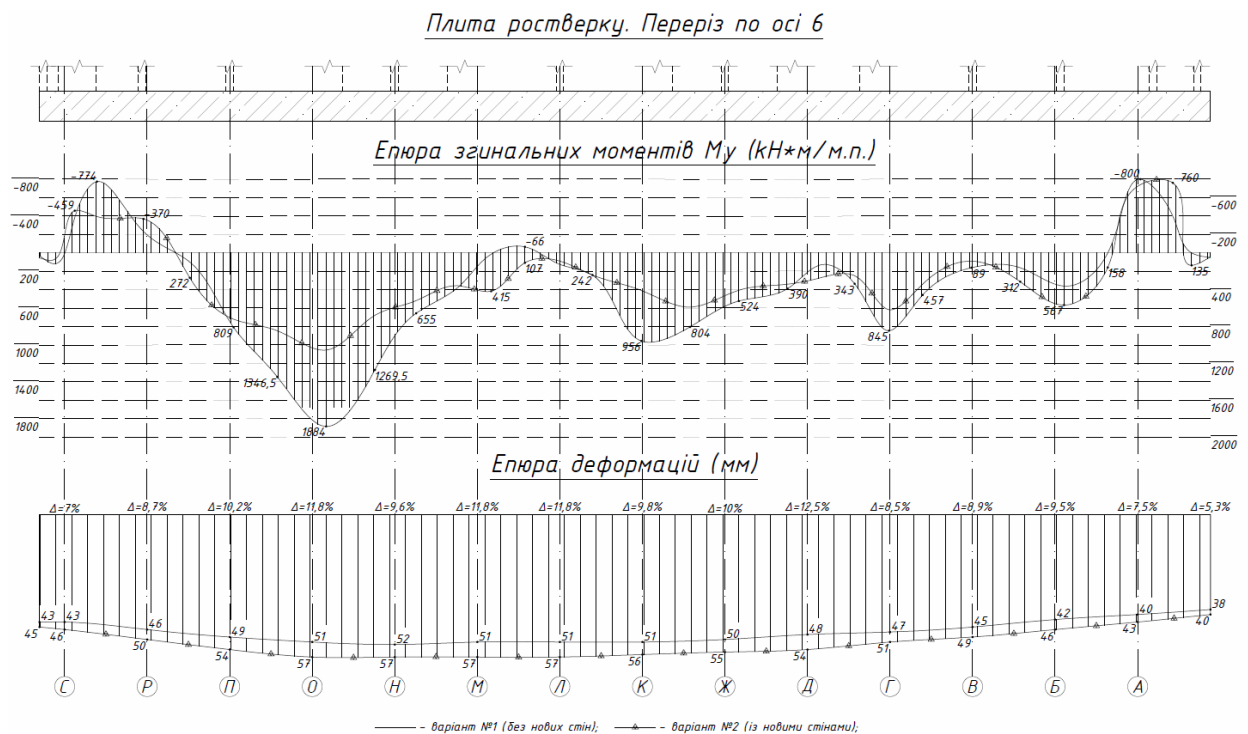


Рис. 4.47. Переріз по осі «б»

Порівняння згинальних моментів в монолітній залізобетонній плиті ростверку, які наведені на рис. 4.47, із влаштованими новими стінами та без них, показало, що інженер може впливати на напружено-деформований стан елемента будівлі (в даному випадку це плита ростверку) за допомогою жорсткості. Вплив зміни жорсткості підвального поверху відображається у кількісній відмінності згинальних моментів, у менший бік, що є безумовно позитивним явищем. Пікові значення згинальних моментів, у нижній зоні

плити, по осі «О» зменшилися із 1884 (кН/м.п.) до 1055 (кН/м.п.) (у 1,79 рази); по осі «К» згинальні моменти зменшилися у 2,35 рази; по осі «Б» згинальні моменти збільшилися у 1,58 рази.

Вертикальні деформації залізобетонної плити ростверку збільшилися у варіанті із новими стінами, приріст деформацій склав близько 5...6 мм. В середньому деформації збільшилися на 9,53%, для перерізу по осі «б», це пов'язано з тим, що нові монолітні залізобетонні стіни мають значну вагу.

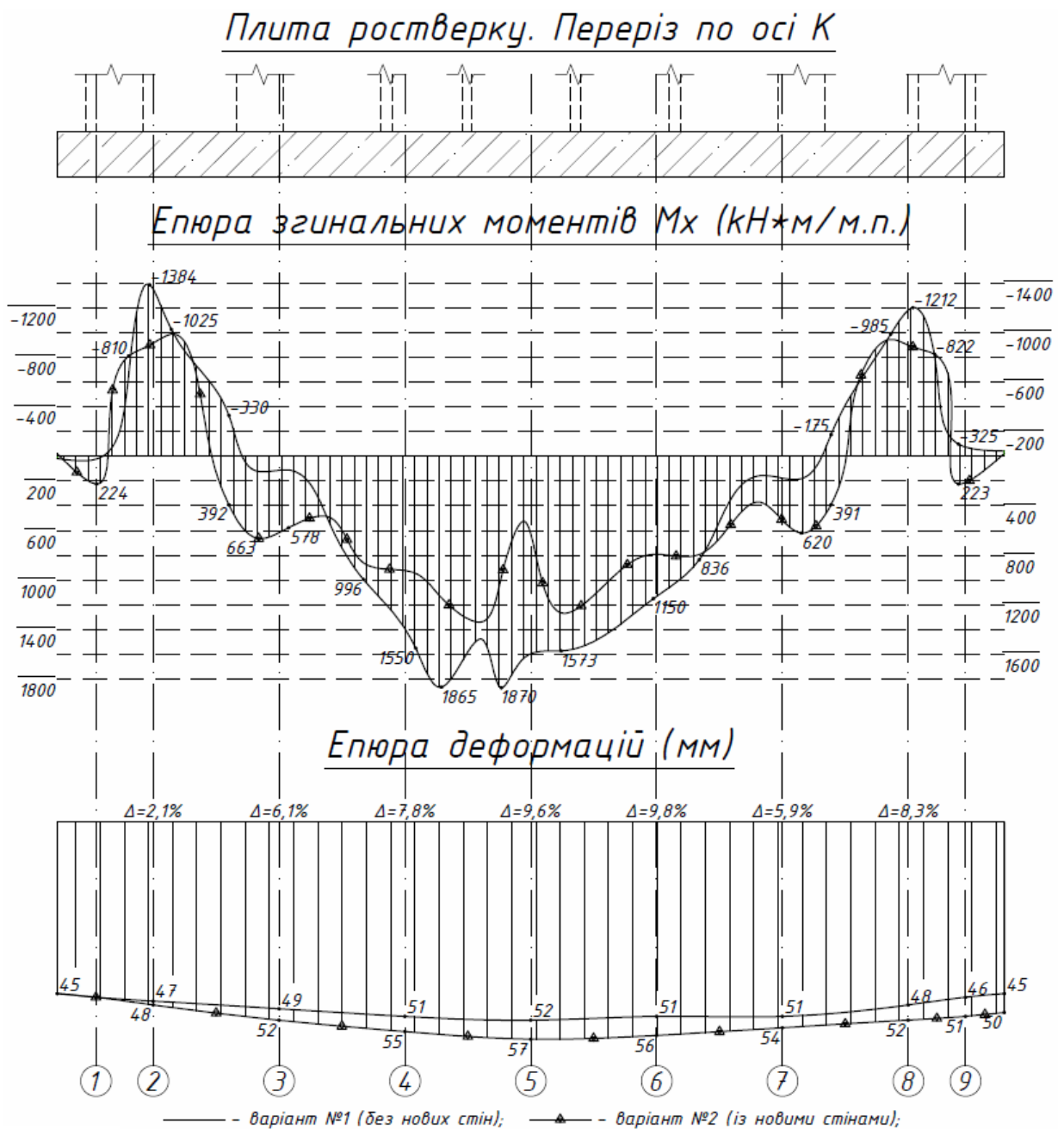


Рис. 4.48. Переріз по осі «К»

Дослідження згинальних моментів у монолітній залізобетонній плиті ростверку, що наведені на рис. 4.48, із влаштованими новими стінами та без них, призвело до такого ж висновку як по рис. 4.47, що інженер має змогу впливати на напружено-деформований стан елементу будівлі (в даному випадку це плита ростверку) за допомогою жорсткості. У перерізі по осі «К» вплив зміни жорсткості підвального поверху відображається у кількісній відмінності згинальних моментів, у меншій бік, що так само як по осі «б» є позитивним явищем. Пікові значення згинальних моментів, у нижній зоні плити, правіше осі «4» зменшились із 1865 (кН/м. п.) до 1143 (кН/м. п.) (у 1,63 рази); лівіше осі «3» згинальні моменти навпаки збільшились у 5,43 рази та становлять 663 (кН/м. п.). У верхній зоні згинальні моменти по осі «2» зменшились із 1384 (кН/м. п.) до 898 (кН/м. п.) (у 1,54 рази).

Вертикальні деформації залізобетонної плити ростверку, так само як у перерізі по осі «б», збільшились у варіанті із новими стінами, приріст деформацій склав близько 3...5 мм. В середньому деформації збільшились на 7,09%, для перерізу по осі «К», це пов'язано з тим, що нові монолітні залізобетонні стіни мають товщину 300 мм, що призводить до значної власної ваги конструкції нових стін.

4.4. Висновки до розділу 4

1. Підтверджено, що для реальних ґрунтових умов на експериментальному майданчику використання моделі із одновузловими скінченними елементами постійної жорсткості призводить до напружено-деформованого стану, який якісно відрізняється від отриманого експериментально. Використання такої моделі призводить до найменших абсолютних значень напружень у вертикальних елементах, що призводить до недооцінки напружено-деформованого стану та зниженню надійності проектних рішень.

2. В піщаних ґрунтових умовах досліджено, що числове моделювання взаємодії пальового фундаменту із основою за допомогою групи одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості призводить до напружено-деформованого стану пальового фундаменту, який має найбільші значення ординат епюр згинаючих моментів у плиті ростверку.

3. Виявлено, що використання моделі із групою одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості моделює напружено-деформований стан, що проявляється у нерівномірності напружень у вертикальних елементах: центральна зона ростверку деформується більше, відповідно зусилля у діафрагмі менші, кутова і периферійна зона ростверку деформується мінімально, відповідно там будуть виникати більші опорні реакції, що будуть призводити до збільшення нормальних напружень в перерізах вертикальних несучих елементів.

4. Досліджено, що для реальних ґрунтових умов та на експериментальному майданчику використання об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища моделює напружено-деформований стан, який майже однаково завантажує вертикальні несучі елементи при умові, що враховано контакт ростверку із ґрунтом.

5. Застосування обмеження поздовжнього зусилля в палях на рівні їх несучої здатності дозволяє зменшити напруження у вертикальних несучих елементах майже на 20%, що позитивно відобразиться на витраті матеріалів.

7. Застосування монолітних конструкцій у якості стін підвалу призводить до перерозподілу зусиль у фундаментних конструкціях.

9. Напружено-деформованим станом системи «основа – фундамент – надземні конструкції» можливо керувати за допомогою зміни жорсткості несучих конструкцій будинку. Вдалося зменшити згинаючі моменти у плиті розтертку у 1,5 рази за допомогою введення додаткових несучих залізобетонних стін у підвальному поверсі.

Загальні висновки

1. Показано, що застосування моделі взаємодії паль із ґрунтовим середовищем за допомогою одноузлових скінченних елементів постійної жорсткості моделює напружено-деформований стан пального фундаменту який якісно і кількісно відрізняється від експериментальних даних та інших методів моделювання взаємодії паль з основою. Використання моделі із одноузловими скінченними елементами постійної жорсткості прогнозує найменші абсолютні значення напружень у вертикальних елементах, що призводить до недооцінки деформацій фундаментів та зниженню надійності проектних рішень. Порівняння фактичних і розрахункових переміщень плити ростверку показало, що прогнозовані моделюванням основи із використанням одноузлових скінченних елементів постійної жорсткості занижує деформації у 1,5 рази.

2. Досліджено, що використання моделі взаємодії паль із ґрунтовим середовищем із застосуванням групи одноузлових скінченних елементів перемінної жорсткості прогнозує напружено-деформований стан пального фундаменту, який має найбільші кількісні значення ординат епюри згинаючих моментів у плиті ростверку. Порівняння фактичних і розрахункових осідань плити ростверку показало, що осідання пального фундаменту за таким методом є завищеним у 5,5 рази.

3. Виявлено, що використання об'ємних скінченних елементів у якості ґрунтового середовища моделює напружено-деформований стан, що майже однаково завантажує вертикальні несучі елементи при умові, що врахований контакт ростверку із ґрунтом. Порівняння фактичних і розрахункових деформацій плити ростверку показало, що осідання є завищеними у 2,1 рази, що є допустимим показником із урахуванням ступеню відповідальності конструкцій фундаменту.

4. Встановлено, що використання числового моделювання із застосуванням покрокового зростання навантаження та врахування зміни жорсткості надземних конструкцій, за рахунок поступової появи елементів моделі із введення обмеження поздовжнього зусилля у палі до межі її несучої здатності, дозволяє отримати уточнені значення напруження у вертикальних несучих елементах, які на 20% менші ніж без такого врахування.

5. Запропоновано методику числового моделювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – надземні конструкції», яка дозволяє виявити вплив зміни жорсткості будівельних конструкцій на напружено-деформований стан пальового фундаменту.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бартоломей А.А. Влияние характера нагружения на результаты расчета осадки свай и свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 5. – С. 2–6.
2. Бартоломей А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам / А.А. Бартоломей. – М. : Стройиздат, 1982. – 320 с.
3. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С.; под. ред. А.А. Бартоломея. – М. : Стройиздат, 1994. – 384 с.
4. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений / В.Г. Березанцев. – Л.: Стройиздат, 1970 – 207 с.
5. Бойко І.П. Взаємодія несучих конструкцій будинку з палевою основою / І.П. Бойко, В.О. Сахаров, О.В. Литвин // Основи і фундаменти. – 2020. - №40 – С. 21–27.
6. Бойко І.П. Взаємодія конструкцій багатопверхових будівель з урахуванням в'язкопластичної роботи ґрунтового масиву при сейсмічних навантаженнях / І.П. Бойко, О.О. Сахаров, В.О. Сахаров // Світ геотехніки. – 2014. - №1 – С. 17–21.
7. Бойко І.П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І.П. Бойко, В.С. Носенко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. – 2012. - №4 (1) – С. 54–60.
8. Бойко І.П. Дослідження впливу кількості поверхів будинку на напружено деформований стан висотного будинку за сейсмічних навантажень / І.П. Бойко, В.О. Сахаров, Г.В. Гетун, В.А. Мельник //

- Вісник Вінницького політехнічного інституту. – 2013. - №6 – С. 16–20.
9. Бойко І.П. Напружено-деформований стан заглиблених споруд з врахуванням їх жорсткості, технології зведення та характеру навантаження / І.П. Бойко, Л.О. Скочко, В.В. Жук, В.Л. Підлуцький // Науково-технічний збірник «Будівельні матеріали, вироби та санітарна техніка» ISSN 2413-7693. – 2018. - №59 – С. 60–72.
 10. Бойко И.П. Теоретические основы проектирования свайных фундаментов на упруго-пластическом основании / И.П. Бойко // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник, – 1985. – № 18. – С. 11–18.
 11. Бойко И.П. Напряженно-деформированное состояние упруго-пластического, дилатирующего основания свайных фундаментов / И.П. Бойко // Основания и фундаменты; вып. 19. – К.: Будівельник, – 1986. – С. 7–9.
 12. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: дис. доктора тех. наук : 05:23:02 / Бойко Игорь Петрович. – К., 1988. – 372 с.
 13. Бойко І.П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при прибудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К. : КНУБА, вип. 28, – 2004. – С. 3–10.
 14. Бугров А.К. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия / А.К. Бугров. – Л.: Стройиздат, 1987. – 185 с.
 15. Василенко А.Ю. О распределении нагрузки между отдельными сваями в кусте / А.Ю. Василенко // Основания и фундаменты. – К. : Будівельник, – 1978. – № 11. – С. 12–17.
 16. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі / Винников Ю.Л. – Полтава: ПолтНТУ ім. Кондратюка, 2004 – 237 с.
 17. Винников Ю.Л. Посилення деформованого будинку на пальовому фундаменті підведенням під ростверки плити/ Ю.Л. Винников,

- М.О. Харченко, С.М. Манжалій // Наука та будівництво. – 2021. - №1, том 27 – С. 8–16.
18. Герсеванов М.Н. Свайные основания и расчет фундаментов сооружений / М.Н. Герсиванов. – М.: Стройвоенмориздат, 1948 – 270 с.
 19. Голубков В.Н. Новые фундаменты на стройках Одессы / В.Н. Голубков – Одесса: Маяк, 1976. – 108 с.
 20. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – М. : Стройиздат, 1984. – 679 с.
 21. Городецкий А.С. Информационные технологии расчёта и проектирования строительных конструкций: учебное пособие / Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. – Харьков : НТУ ХПИ, 2003. – 889 с.
 22. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К. : Факт, 2005. – 344 с.
 23. Городецкий А.С. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс “ЛІРА-Windows” / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров, Е.Б. Стрелец-Стрелецкий. – К. : ФАКТ, 1997. – 138 с.
 24. Городецкий А.С. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона: проблемы, опыт, возможные решения и рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии / А.С. Городецкий, Л.Г. Батрак, Д.А. Городецкий. – К. : Факт, 2004. – 106 с.
 25. Грутман М.С. / Свайные фундаменты / М.С. Грутман. – Киев: Будівельник, 1969. – 152 с.
 26. Далматов Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россохин. – Л.: Стройиздат, 1975. – 240 с.
 27. Жемочкин Б.М. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.М. Жемочкин, А.П. Синицин. – М. :

- Стройиздат, 1962. – 239 с.
28. Зарецкий Ю.К. Вязко-пластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю.К. Зарецкий. – М.: Стройиздат, 1988. – 350 с.
 29. Зоценко М.Л. Математичне моделювання геотехнічних процесів на основі рішень пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів / Микола Леонідович Зоценко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, – 2003. – №12. – С. 96–104.
 30. Зоценко М.Л. Вплив повторного навантаження на деформативність основ вдавлених паль / М.Л. Зоценко, В.Л. Седін, К.М. Бікус // Науково-технічний збірник “Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві”. – 2014. – том 17, №2. – С.68-74.
 31. Зоценко М.Л. Вплив повздовжнього армування на несучу здатність паль з ґрунтоцементу / М.Л. Зоценко, А.М. Павліков, О.В. Петраш // Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры. – 2012.– С.240-244.
 32. Зоценко М.Л. Досвід і перспективи підсилення основ вертикальними ґрунтоцементними елементами у міському будівництві / М.Л. Зоценко, Ж.М. Бовкун, В.І. Малярєнко // Бетон и железобетон в Украине. – 2006. – №6 – С. 24–28.
 33. Зоценко М.Л. Сучасні методи проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловин / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.Л. Седін // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – 2015. – №10 (211) – С. 36–43.
 34. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Полтава – 2019. — С. 348.
 35. Киричек Ю.А. Комбинированные массивно-плитные фундаменты. Ресурсосберегающие методы расчета и проектирования / Ю.А. Киричек.

- Днепропетровск: ПГАСА, 2001. – 207с.
36. Клепиков С.Н. Расчет конструкций на упругом основании / С.Н. Клепиков. – К.: Будівельник, 1967. – 285 с.
 37. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – К.: НИИСК, 1996. – 204 с.
 38. Лазебник Г.Е. Давление грунта на сооружение (Разработка аппаратуры и проверка методик экспериментального определения давления. Результаты опытных исследований. Рекомендации для расчетов) / Г.Е. Лазебник. – К., ППНВ, 2005. – 243 с.
 39. Лебеда О.Ф. Влаштування підземних приміщень при підсиленні будинків / О.Ф. Лебеда, О.В. Шепетюк, О.О. Воронюк // Основи і фундаменти – К., 2001. – Вип. 26. – С. 59-62.
 - 39.1. Малишев О.В. Несуча здатність основи паль таврового поперечного перерізу / О.В. Малишев // Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. – 2013. – С. 185.
 40. Моргун А.С. Застосування методу граничних елементів у розрахунку паль в пластичному середовищі ґрунту: монографія / А.С. Моргун. – Вінниця : Універсум–Вінниця, 2001. – 64 с.
 41. Моргун А.С. Пошук резервів несучої здатності пірамідальних паль за МГЕ / А.С. Моргун, І.М. Меть, І.І. Шевченко // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2022. – том 32, №1 – С. 32–37.
 42. Моргун А.С. Ефекти взаємодії наземної та підземної частини висотних будівель [Текст] / А.С. Моргун, І.М. Меть // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2010. – №1 (27) – С. 16–19.
 43. Моргун А.С. Робота пірамідальних паль в залежності від кута конусності / А.С. Моргун, І.М. Меть, І.І. Шевченко // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2021. – том 31, №2 – С. 22–26.
 44. Моргун А.С. Пружно-пластичний прогноз за МГЕ несучої спроможності пірамідальних паль / А.С. Моргун, І.М. Меть, І.І. Шевченко // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2021. – том 30, №1 –

- С. 65–70.
45. Моргун А.С. Врахування перерозподілу зусиль під час дослідження напружено-деформованого стану сумісної роботи системи "основа – фундамент – будівля" / А.С. Моргун, І.М. Меть, // Наукові праці Вінницького національного технічного університету. – 2009. – №2 – С. 1–6.
 46. Мурзенко Ю.Н. / Расчет оснований зданий и сооружений в упругопластической стадии работы с применением ЭВМ / Ю.Н. Мурзенко. – Л.: Стройиздат, 1989. – 135 с.
 47. Носенко В.С. Вплив вибору моделі основи на напружено-деформований стан вертикальних несучих елементів монолітно-каркасного будинку / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда, // Основи і фундаменти. – 2020. – №41 – С. 45–54.
 48. Носенко В.С. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буріон'єкційних паль / В.С. Носенко, О.А. Кривенко, // Основи і фундаменти. – 2020. – №40 – С. 48–57.
 49. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 600 с.
 50. Петренко Г.М. Новые метод расчета свай по деформациям / Г.М. Петренко // Межведомственный республиканский научный сборник "Основания и фундаменты". Вып. 1 – Будівельник К.;– 1968.
 51. Петраков А.А. / К вопросу совершенствования методов расчета оснований и фундаментов / А.А. Петраков // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК – 2001. – Вип. 54. – С. 534-539.
 52. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: уч. пособие / А.В. Пилягин. – М.: АСВ, 2006. – 248 с.
 53. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов с учетом упругопластических свойств грунтов / А.В. Пилягин, С.В. Казанцев. – Красноярск: Изд-во КГУ, 1990, –168 с.

54. Підлуцький В.Л. Визначення та порівняння несучої здатності паль в пісках середньої крупності / В.Л. Підлуцький, О.В. Гаврилюк // Будівельні конструкції: теорія і практика. – 2017. - №1 – С. 173–180.
55. Підлуцький В.Л. Формування напружено-деформованого стану фундаментів при зміні розташування та параметрів паль / В.Л. Підлуцький // Збірник наукових праць. Галузеве машинобудування, будівництво. – 2017. - №2 (49) – С. 135–143.
56. Підлуцький В.Л. Взаємодія конструкцій будинків із ґрунтовою основою з урахуванням центрів ваги надземних конструкцій і фундаментів / В.Л. Підлуцький // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. – 2009. - №2 – С. 155–161.
57. Підлуцький В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатошаровою основою / В.Л. Підлуцький // Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. – 2013. – С. 26.
58. Платонов Е.В. Набивные сваи / Е.В. Платонов – Л.: Редакция строительной литературы, 1938 – 198 с.
59. Сахаров А.С. Моментная схема метода конечных элементов с учетом жестких смещений / А.С. Сахаров // Соппротивление материалов и теория сооружений. – 1974 – №24. – С. 147-156.
60. Сахаров В.О. Моделювання багатоповерхового будинку на нелінійній основі в умовах прибудови / В.О. Сахаров // Світ геотехніки. – 2006. – №4. – С. 25–28.
61. Сахаров В.О. Моделювання взаємодії пальового фундаменту з нелінійною основою в умовах прибудови: дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.02 "Основи та фундаменти" / Сахаров Володимир Олександрович. – К., 2005. – 206 с.
62. Sakharov V.O. Dynamic Behavior of A High-Rise Building Under Seismic Loads for Different Bearing Frame Types / V.O. Sakharov, O.V. Lytvyn,

- V.L. Pidlutskyi // Civil and environmental engineering reports. – 2019. - №1 – С. 180–189.
63. Седин В.Л. О влиянии повторных нагрузжений набивных свай в пробитых скважинах на деформативность их оснований / В.Л. Седин, Ю.Л. Винников, Е.М. Бикус // Construction and Geotechnics. – 2014. - №3 – С. 110–118.
64. Седин В.Л. Опыт исследования работы свай различной формы в условиях слабых грунтов / В.Л. Седин, В.Б. Швец, А.И. Алексеев, М.П. Захваткин, К.М. Бикус // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – 2010. - №9 (150) – С. 35–40.
65. Сотников С.Н. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / С.Н. Сотников, В.Г. Симагин, В.П. Вершинин; Под ред. С. Н. Сотникова. – М.: Стройиздат, 1986. – 96с.
66. Тугаенко Ю.Ф. Развитие деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки. / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса: Астропринт, 2003. – 224 с.
67. Убийвовк А.В. Laboratory experimental research of loading friction force sacting on the lateral surface of tapered piles in structurally unstable soils / А.В. Убийвовк, О.В. Самородов, Г.Ю. Купрейчик // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2019. - №708 – С. 1–6.
68. Улицкий В.М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов / В.М. Улицкий, В.Г. Шашкин. – М. : АВС, 1999. – 327 с.
69. Улицкий В.М. Несущая способность буроинъекционных свай при различных технологиях изготовления // В.М. Улицкий, В.В. Конюшков / Известия Петербургского университета путей сообщения. – 2007. - №3 – С. 202-212.
70. Шашкин А.Г. Взаимодействие зданий и оснований: методика расчета и практическое применение при проектировании. / А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб.: Стройиздат. –2002. – 48 с.
71. Швец В.Б. Усиление и реконструкция фундаментов / В.Б. Швец,

- В.И. Феклин, Л.К. Гинзбург. – М.; Стройиздат, 1985. – 203 с.
72. Школа А.В. Экспериментальные исследование естественной прочности анизотропии лессовых грунтов / А.В. Школа // Тр. 3 Української конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування. Одеса: ОДАБА. 1997. – С. 334–336.
73. Шокарев В.С. Разработка обобщенной геомеханической модели грунтового основания с учетом локальных пластических областей / В.С. Шокарев // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, – 2007. – №19. – С. 140–152.
74. Шокарев В.С. Геомеханическая модель грунтового основания здания на ленточном фундаменте при его подработке цилиндрическими скважинами / В.С. Шокарев, В.И. Чаплыгин // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК – 2011 – Вип. 75. – Книга 2. – С. 364–370.
75. Цымбал С.Й. Методика розрахунку осідання основи стрічкових фундаментів з урахуванням анізотропії ґрунтів і змінного модуля деформації / С.Й. Цимбал // Основ і фундаментів. – 2001. – Вип. 26. – С. 99-105.
76. Rolf Katzenbach. Realistic Modelling of Soil-structure Interaction for High-rise Buildings / R. Katzenbach, S. Leppla // International Scientific Conference Urban Civil Engineering and Municipal Facilities, SPbUCEMF-2015, Vol. 117. – P. 162–171.
77. Rolf Katzenbach. Anforderungen an die bodenmechanische modellbildung in der baupraxis / R. Katzenbach, S. Leppla, H. Ramm, G. Bachmann // Aktuelle Forschung in der Bodenmechanik 2015, Vol. 11. – P. 191–192.
78. Rolf Katzenbach. Advanced New Methodology for the Identification of Stiffness and Strength of Weak Rock as Basis for Economic Foundation Design / R. Katzenbach, S. Leppla, M. Alzaylaie // The Official International Congress of the Soil-Structure Interaction Group in Egypt (SSIGE) 2018.
79. Rolf Katzenbach. Sustainable foundation systems of high-rise buildings / R. Katzenbach, S. Leppla, M. Alzaylaie // Heriot Watt university. Centre of

- excellence in smart construction, 2020, Vol. 2, – P. 14-16.
80. Katzenbach Rolf & Arslan U. & Reul Oliver. (2020). Soil-structure-interaction of a piled raft foundation of a 121 m high office building on loose sand in Berlin. 10.1201/9781003078517-28.
 81. Ganai Aljoscha & Reul Oliver. (2023). Back analysis of long-term measurements of a high-rise building founded on a raft foundation in overconsolidated clay. 10.53243/NUMGE2023-116.
 82. Bauer Jörg & Reul Oliver. (2015). Experimental and numerical studies on the lateral pressure acting on piles due to horizontal soil movements.. 3803-3808.
 83. Tafili Merita & Wichtmann Torsten & Triantafyllidis Theodoros. (2020). Experimental investigation and constitutive modeling of the behaviour of highly plastic Lower Rhine Clay under monotonic and cyclic loading. Canadian Geotechnical Journal. 58. 10.1139/cgj-2020-0012.
 84. Katzenbach Rolf & Leppla Steffen. (2022). Reducing Carbon Emissions by Combined Pile-Raft Foundations for High-Rise Structures. 10.5772/intechopen.104559.