

Київський національний університет будівництва і архітектури
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Литвин Олександр Володимирович
УДК 624.154

ДИСЕРТАЦІЯ

ВЗАЄМОДІЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ ПРИ
ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ

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

_____ Литвин Олександр Володимирович

Науковий керівник:
Сахаров Володимир Олександрович,
доктор технічних наук, професор

АНОТАЦІЯ

Литвин О.В. Взаємодія висотних будівель з ґрунтовою основою при динамічних впливах. – 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, 2025 р.

Основний зміст дисертаційної роботи

Дисертаційна робота присвячена дослідженню взаємодії висотних будівель із ґрунтовою основою під дією динамічних впливів, зокрема сейсмічних і вибухових навантажень. Основною метою роботи є розробка та вдосконалення методик математичного моделювання для підвищення точності розрахунків напружено-деформованого стану системи «основа–фундамент–будівля» та оптимізації проектних рішень з урахуванням динамічних і статичних впливів. У роботі досліджено механізми ущільнення ґрунтів під фундаментами, визначено вплив компресійних властивостей на несучу здатність основи, розроблено алгоритми моделювання процесів зміни об’єму ґрунту за допомогою програмних комплексів, таких як Abaqus. Особлива увага приділена розрахунку напружено-деформованого стану багатосекційних будівель із урахуванням нерівномірного ущільнення основи та просторової жорсткості конструкцій.

Запропоновано методики динамічних розрахунків, які включають врахування нелінійних властивостей матеріалів при моделюванні вибухових навантажень із використанням алгоритму CONWEP, а також рекомендації щодо зниження сейсмічного впливу на динамічний відгук будівель шляхом введення додаткових ригельних систем. Це дозволяє змінювати просторову жорсткість будівель та коригувати їхні резонансні частоти.

Дисертаційне дослідження розширює знання про взаємодію висотних будівель із ґрунтовою основою в умовах складних динамічних і статичних навантажень. Особлива увага приділена підвищенню безпеки будівель за

екстремальних впливів, таких як землетруси та техногенні вибухи, які можуть спричинити значні додаткові напруження та руйнування конструкцій.

Результати дослідження підтверджують ефективність розроблених методик для зниження амплітуд коливань, рівномірного розподілу напружень у конструкціях, зменшення осідань фундаментів і підвищення стійкості споруд. Розроблені моделі та методики забезпечують не лише якісну оцінку взаємодії будівлі з основою, але й можливість розробки ефективних проектних рішень для зменшення руйнівного впливу екстремальних факторів, таких як резонансні коливання чи вибухові ударні хвилі. Проведений аналіз динамічного відгуку багатосекційних будівель дозволив розробити рекомендації щодо введення додаткових ригельних систем для відлаштування будівлі від резонансних частот, підвищення динамічної жорсткості та запобігання прогресуючому руйнуванню.

Дослідження має як наукове, так і практичне значення, сприяючи вирішенню актуальних завдань сучасної інженерії та цивільного будівництва. Результати можуть бути використані при розробці нормативних документів для проектування висотних споруд у сейсмічно небезпечних регіонах.

В першому розділі розглядаються сучасні проблеми взаємодії висотних будівель із ґрунтовими основами, акцентуючи увагу на забезпеченні надійності конструкцій в умовах дії статичних і динамічних навантажень. Висотні будівлі створюють значні навантаження на ґрунтову основу, що викликає комплексний механізм взаємодії між фундаментом і основою, впливаючи на їхню стійкість, несучу здатність і довговічність. Основними аспектами є вивчення напружено-деформованого стану ґрунту, консолідації, зсувної стійкості, а також оцінка осідань і нерівномірних деформацій, які можуть спричинити критичні перевантаження конструкцій.

Основні підходи до аналізу взаємодії "фундамент–основа" поділяються на теоретичні, експериментальні та емпіричні методи. Теоретичні моделі базуються на механіці ґрунтів і враховують пружнопластичні властивості матеріалів, що дозволяє оцінювати поведінку основ під різними режимами навантажень. Особливого значення набувають числові методи, такі як метод скінченних

елементів, які забезпечують детальний аналіз у тривимірних умовах. Експериментальні дослідження, проведені в лабораторних і польових умовах, включають застосування інноваційних методів вимірювання, таких як лазерна інтерферометрія і 3D-сканування. Емпіричні підходи базуються на статистичній обробці даних, отриманих у ході натурних спостережень.

Компресійний стиск, як одна з ключових характеристик ґрунтових основ, безпосередньо впливає на осідання фундаментів та їхню стабільність. Нерівномірне ущільнення ґрунтів ускладнює прогнозування, що потребує подальшого розвитку більш точних моделей, зокрема з урахуванням мікрорівневих характеристик ґрунту. Моделювання таких процесів за допомогою програмних комплексів, як Abaqus, VESNA, Plaxis, сприяє підвищенню точності прогнозів і ефективності проектних рішень. Важливу роль відіграють системи моніторингу в реальному часі, що дозволяють оперативно виявляти осідання та деформації на ранніх стадіях.

Особливості динамічних впливів, таких як сейсмічні та вибухові навантаження, вимагають розробки комплексних підходів до оцінки стійкості конструкцій. Сейсмічні впливи, характерні для сейсмічно активних регіонів, викликають складні процеси взаємодії між основою і фундаментом, що впливає на амплітуду і тривалість коливань. У той же час вибухові навантаження, які є короткочасними і високочастотними, створюють додаткові виклики для проектування висотних споруд. Моделювання цих впливів за допомогою сучасних методів прямого інтегрування дозволяє враховувати особливості матеріалів і конструктивних рішень під дією високих швидкостей деформування.

Наявність екологічних аспектів також є важливим у контексті ущільнення ґрунтів і змін їхніх природних характеристик під час експлуатації споруд. Перспективні напрями досліджень включають використання штучного інтелекту для аналізу даних, інтеграцію інноваційних матеріалів для стабілізації основ, а також розробку методик, що враховують довгострокові впливи статичних навантажень та короткочасні але зі значною дією динамічних впливів на висотні споруди.

У *другому розділі* представлено розробку методики моделювання висотних будівель на ґрунтовій основі з урахуванням змінної стиснутої товщі. Основна увага приділена математичному опису процесів ущільнення ґрунтів у компресійних умовах, оцінці напружено-деформованого стану (НДС) системи «Основа-Фундамент-Споруда» («О-Ф-С»), а також розробці алгоритмів моделювання, що враховують компресійні властивості ґрунтів у широкому діапазоні тисків.

Запропонована нова реалізація математичної моделі яка враховує зміну коефіцієнта пористості та модуля деформації ґрунту залежно від тиску, з акцентом на врахування компресійних властивостей у контексті стандартних лабораторних випробувань ґрунтів у одометричному приладі. Для подовження компресійної кривої до високих діапазонів тиску використано напівлогарифмічний закон ущільнення К. Терцагі. На основі розробленої методики створено алгоритм, реалізований у програмному комплексі Simulia Abaqus із використанням підпрограми користувача UMAT.

Числове моделювання дозволило перевірити ефективність запропонованої методики на лабораторних зразках та реальних спорудах. Проведено аналіз впливу змінної висоти розрахункової області на НДС системи «О-Ф-С», що дозволило визначити оптимальні розміри моделі для зниження впливу граничних умов. Дослідження підтвердили, що урахування компресійного стиснення дозволяє зменшити похибки в оцінці осідань фундаментів та деформацій конструкцій.

На практичному прикладі 25-поверхового житлового будинку з пальовим фундаментом виконано порівняльний аналіз пружного розрахунку та моделювання, яке враховує зміни об'єму ґрунту. Виявлено, що залежність модуля деформації від тиску сприяє більш рівномірному розподілу зусиль у ростверку та палях, зменшенню пікових значень моментів і площі критичних зон до 30%. У процесі дослідження встановлено, що для забезпечення стабільності будівлі необхідно розташовувати кінці паль нижче за деформовану зону ґрунту під низом ростверком мінімум удвічі.

Отримані результати демонструють, що використання методики врахування зміни об'єму ґрунту дозволяє досягти економічної ефективності за рахунок оптимізації довжини паль, забезпечуючи при цьому нормативно допустимі осідання споруд. Крім того, напружено-деформований стан, отриманий за допомогою розробленої моделі, може бути використаний для подальших досліджень динамічної взаємодії будівель із основою за умов сейсмічних, вибухових або інших динамічних впливів.

В третьому розділі досліджено взаємодію висотних будівель із ґрунтовими основами за динамічних впливів, зокрема сейсмічних і вибухових навантажень. Основна увага приділена сучасним чисельним методам розрахунку, таким як спектральні, прямі динамічні методи та методи інтегрування в часі, які враховують нелінійні властивості матеріалів. Застосування цих підходів забезпечує детальний аналіз напружено-деформованого стану (НДС) системи «основа–фундамент–будівля» при складних динамічних впливах.

Дослідження доводять, що динамічні розрахунки, які враховують попередні статичні моделі, дозволяють оцінити взаємодію конструкцій і ґрунтових основ із високою точністю. Запропоновано методику що використовує пряме інтегрування за явними та неявними схемами для задач із короткими часовими процесами та високими швидкостями деформацій, таких як вибухові впливи. Визначено, що обчислювальні технології, зокрема паралельні обчислення та GPU-обробка, значно підвищують ефективність таких методів.

Для сейсмічних розрахунків запропоновано використання прямого динамічного методу з урахуванням різних форм власних коливань. Цей метод дозволяє моделювати вплив сейсмічних хвиль на багатосекційні висотні будівлі, враховуючи нерівномірний розподіл жорсткості та мас конструкцій. Аналіз показує, що нерівномірність жорсткості призводить до закручування конструкцій, збільшення напружень і підвищення ризику пошкоджень у критичних зонах.

Особлива увага приділена дослідженню вибухових навантажень із використанням алгоритмів CONWEP та методів моделювання нелінійної поведінки матеріалів. Встановлено, що вибухові хвилі створюють локальні навантаження, які перевищують межу міцності матеріалів конструкцій, що потребує врахування пластичних властивостей і пошкоджень таких матеріалів як бетон та сталь. Для адекватного моделювання динамічних властивостей матеріалів використано моделі Concrete Damaged Plasticity і Johnson–Cook, які забезпечують точний опис складних процесів деформацій і руйнувань.

Розглянуто модель багатосекційного 25-поверхового житлового будинку з палючим фундаментом у складних інженерно-геологічних умовах Києва. Числове моделювання підтвердило, що динамічні розрахунки із врахуванням різних декрементів коливань ґрунтів і конструкцій сприяють зниженню амплітуд коливань на 20–30%. Водночас недостатня ширина деформаційних швів може призводити до ударних навантажень і підвищених пошкоджень. Запропоновано рекомендації для покращення стійкості будівель, включаючи оптимізацію конструктивних рішень і ширини деформаційних швів.

Отримані результати підкреслюють важливість використання сучасних чисельних методів у моделюванні динамічної поведінки висотних будівель для розробки рішень з підвищення їхньої стійкості та безпеки в умовах сейсмічних і вибухових впливів.

В четвертому розділі досліджено динамічну взаємодію багатосекційного висотного будинку з основою під дією сейсмічних навантажень та розроблено методику зниження динамічного відгуку конструкцій. Основна увага приділена моделюванню сейсмічних впливів із врахуванням характеристик ґрунтової основи, просторової жорсткості будівель та взаємодії сусідніх секцій. Останні тенденції до спорудження сучасних висотних будівель в сейсмічно небезпечних зонах України підкреслюють необхідність удосконалення підходів до проектування цих будівель, особливо в умовах щільної забудови.

Для об'єкта дослідження – 21-поверхової будівлі з трьома секціями – розроблено об'ємну скінченно-елементну модель із детальним врахуванням

грунтової основи. При моделюванні застосовано методом нормальних координат із використанням багатокомпонентних акселерограм у якості сейсмічного навантаження. Цей підхід дозволив знизити обчислювальні витрати і забезпечити необхідну точність розрахунків на персональних комп'ютерах. Визначено, що взаємодія секцій будівлі через ґрунтову основу суттєво впливає на напружено-деформований стан та зміну форм коливань, особливо в умовах резонансних явищ.

Результати показали, що під час сейсмічного впливу в несучих конструкціях будівлі виникають значні внутрішні зусилля з екстремальними значеннями у плитному розтерку та палях фундаментів. Виявлено значний вплив розподілу просторової жорсткості та мас секцій на їхню динамічну поведінку, що може призводити до зустрічних коливань і небезпечного зближення секцій. Ці явища зумовлюють необхідність детального врахування характеристик основи та конструктивних рішень для забезпечення сейсмічної безпеки.

Запропоновано методику зниження динамічного відгуку шляхом введення додаткових ригельних систем. Аналіз динамічної поведінки каркасів із ригелями та без них показав, що додавання ригелів збільшує першу власну частоту конструкції до 16%, знижує згинально-крутильні коливання і забезпечує більш рівномірний розподіл напружень у пілонах. Це сприяє підвищенню динамічної стійкості та зменшенню ризиків прогресуючого руйнування конструкцій.

Результати досліджень рекомендовано до впровадження у практику проектування висотних будівель у сейсмічно небезпечних районах. Розроблені підходи дозволяють оптимізувати проектні рішення, підвищити безпеку і довговічність будівель, а також забезпечити точність прогнозів напружено-деформованого стану конструкцій під дією динамічних впливів.

У дисертації представлено нову реалізацію математичної моделі для оцінки взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою, яка описує процеси зміни об'єму ґрунту під навантаженням. Запропоновано методику визначення параметрів жорсткості моделі ґрунтового середовища для динамічних

розрахунків, яка враховує зміну об'єму та перерозподіл зон стисливої товщі ґрунтів основи унаслідок дії статичних навантажень. Розроблено методику дослідження динамічної поведінки будівель із використанням прямих динамічних методів, яка дозволяє визначати реальні деформації конструкцій у часі при взаємодії через ґрунтову основу, а також аналізувати вибухові навантаження із врахуванням нелінійної поведінки матеріалів за допомогою алгоритму CONWEP. Крім того, запропоновано методику зниження сейсмічного впливу на динамічний відгук несучих конструкцій будівель шляхом введення додаткових ригельних систем, що забезпечують зміну просторової жорсткості та корекцію резонансних частот будівлі.

Запропонована реалізація математичної моделі поведінки ґрунту в умовах компресії дозволила враховувати різну глибину стиснутої товщі при розрахунках конструкцій у складі системи «основа–фундамент–споруда». Використання цієї методики дозволило зменшити армування фундаментних конструкцій до 30% в окремих зонах. Розроблена методика враховує властивості компресійного стиснення ґрунтів основи в широкому діапазоні навантажень, базуючись на результатах стандартних лабораторних компресійних досліджень, що має особливе значення для фундаментів висотних будівель і промислових споруд, де середній тиск під подошвою перевищує 0,25–0,3 МПа. Використання запропонованої методики для дослідження будівель на сейсмічні навантаження із застосуванням методу нормальних координат дозволяє ефективно зменшити крутильні коливання та забезпечити більш рівномірний розподіл напружень у несучих елементах будівлі шляхом додавання жорсткості у вигляді балок. Реалізація моделі компресії при моделюванні взаємодії будівлі з ґрунтовою основою дозволила знайти раціональне проектне рішення фундаментів, яке забезпечує економічний ефект завдяки скороченню довжини паль, утримуючи осідання будівлі в межах допустимих значень. Запропонована методика динамічних розрахунків на базі явних методів та алгоритму CONWEP дозволила розробити безпечні конструктивні рішення для зменшення впливу вибухових ударних хвиль на несучі конструкції будівлі.

Результати дослідження представлені у дисертаційній роботі на тему: «Взаємодія висотних будівель з ґрунтовою основою при динамічних впливах» впроваджені на об'єкті «Будівництво житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення на вул. Академіка Заболотного, 148 у Голосіївському районі м. Києва. 4-й пусковий комплекс», із використанням розробленої нової методики по визначенню зон порушеної структури зі зміненими властивостями в палевій основі під фундаментами, дозволило обрати раціональні розміри паль забезпечило суттєве зниження собівартості проектного рішення, що засвідчується актом про впровадження.

Ключові слова: висотні будівлі, динамічні впливи, явні методи, сейсмічна стійкість, вибухостійкість, напружено-деформований стан, компресія ґрунту, вибухова ударна хвиля, числове моделювання, оптимізація фундаментів, моделювання, прямий динамічний метод, сейсміка, багатоповерхові будинки, система «основа – фундамент – будівля», сейсмічні навантаження, ґрунт, бетон, пальовий фундамент, жорсткість, ущільнення ґрунтів, інженерні конструкції, метод скінченних елементів, математичні моделі, ґрунтова основа.

ABSTRACT

Lytvyn O.V. Interaction of high-rise buildings with the soil base under dynamic influences. – Qualification scientific work in the form of a manuscript.

Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in specialty 192 – Construction and Civil Engineering, branch of knowledge 19 – Architecture and Construction. – Kyiv National University of Construction and Architecture. Ministry of Education and Science of Ukraine, Kyiv, 2025.

The main content of the dissertation

The dissertation is devoted to the study of the interaction of high-rise buildings with the soil base under the action of dynamic influences, in particular seismic and explosive loads. The main goal of the work is to develop and improve mathematical modeling methods to increase the accuracy of calculations of the stress-strain state of the "base-foundation-building" system and optimize design solutions taking into account dynamic and static influences. The work investigates the mechanisms of soil compaction under foundations, determines the influence of compression properties on the bearing capacity of the base, and develops algorithms for modeling the processes of soil volume change using software packages such as Abaqus . Particular attention is paid to the calculation of the stress-strain state of multi-section buildings taking into account uneven compaction of the base and spatial stiffness of structures.

Dynamic calculation methods are proposed, which include taking into account nonlinear material properties when modeling explosive loads using the CONWEP algorithm, as well as recommendations for reducing the seismic impact on the dynamic response of buildings by introducing additional transom systems. This allows changing the spatial stiffness of buildings and adjusting their resonant frequencies.

The dissertation research expands knowledge about the interaction of high-rise buildings with the soil base under complex dynamic and static loading conditions. Particular attention is paid to increasing the safety of buildings under extreme impacts, such as earthquakes and man-made explosions, which can cause significant additional stresses and structural failure.

The results of the study confirm the effectiveness of the developed methods for reducing the amplitudes of vibrations, uniform distribution of stresses in structures, reducing foundation settlements and increasing the stability of structures. The developed models and methods provide not only a qualitative assessment of the interaction of the building with the base, but also the possibility of developing effective design solutions to reduce the destructive impact of extreme factors, such as resonant vibrations or explosive shock waves. The analysis of the dynamic response of multi-section buildings allowed us to develop recommendations for the introduction of additional transom systems to decouple the building from resonant frequencies, increase dynamic stiffness and prevent progressive destruction.

The research has both scientific and practical significance, contributing to solving urgent problems of modern engineering and civil engineering. The results can be used in the development of regulatory documents for the design of high-rise buildings in seismically hazardous regions.

The first section considers modern problems of interaction of high-rise buildings with soil foundations, focusing on ensuring the reliability of structures under static and dynamic loads. High-rise buildings create significant loads on the soil foundation, which causes a complex mechanism of interaction between the foundation and the base, affecting their stability, bearing capacity and durability. The main aspects are the study of the stress-strain state of the soil, consolidation, shear stability, as well as the assessment of settlements and non-uniform deformations, which can cause critical overloads of structures.

The main approaches to the analysis of the "foundation-base" interaction are divided into theoretical, experimental and empirical methods. Theoretical models are based on soil mechanics and take into account the elastic-plastic properties of materials, which allows assessing the behavior of bases under different loading regimes. Numerical methods, such as the finite element method, are of particular importance, which provide detailed analysis in three-dimensional conditions. Experimental studies conducted in laboratory and field conditions include the use of innovative measurement methods, such as laser interferometry and 3D scanning.

Empirical approaches are based on statistical processing of data obtained during field observations.

Compression, as one of the key characteristics of soil foundations, directly affects the settlement of foundations and their stability. Uneven soil compaction complicates forecasting, which requires further development of more accurate models, in particular, taking into account micro-level soil characteristics. Modeling such processes using software packages such as Abaqus , VESNA, Plaxis , helps to increase the accuracy of forecasts and the effectiveness of design solutions. Real-time monitoring systems play an important role, allowing for prompt detection of settlements and deformations at early stages.

The features of dynamic effects, such as seismic and explosive loads, require the development of comprehensive approaches to assessing the stability of structures. Seismic effects, characteristic of seismically active regions, cause complex processes of interaction between the base and the foundation, which affects the amplitude and duration of vibrations. At the same time, explosive loads, which are short-term and high-frequency, create additional challenges for the design of high-rise buildings. Modeling these effects using modern direct integration methods allows us to take into account the features of materials and structural solutions under the influence of high deformation rates.

The presence of environmental aspects is also important in the context of soil compaction and changes in their natural characteristics during the operation of structures. Promising research areas include the use of artificial intelligence for data analysis, the integration of innovative materials for stabilizing foundations, and the development of methods that take into account the long-term effects of static loads and short-term but significant dynamic effects on high-rise structures.

The second section presents the development of a methodology for modeling high-rise buildings on a soil base taking into account a variable compressed layer. The main attention is paid to the mathematical description of soil compaction processes under compression conditions, the assessment of the stress-strain state (SSS) of the “Base-Foundation-Building” (“F-F-S”) system, as well as the development of

modeling algorithms that take into account the compression properties of soils in a wide range of pressures.

A new implementation of a mathematical model is proposed that takes into account the change in the porosity coefficient and the deformation modulus of the soil depending on the pressure, with an emphasis on taking into account the compression properties in the context of standard laboratory tests of soils in an oedometer device. To extend the compression curve to high pressure ranges, the semi-logarithmic law of compaction of K. Terzaghi was used. Based on the developed methodology, an algorithm was created, implemented in the Simulia software package Abaqus using the UMAT user routine.

Numerical modeling allowed us to verify the effectiveness of the proposed method on laboratory samples and real structures. An analysis of the influence of the variable height of the calculation area on the NDS of the “O-F-S” system was carried out, which allowed us to determine the optimal dimensions of the model to reduce the influence of boundary conditions. The studies confirmed that taking into account compression allows us to reduce errors in the assessment of foundation settlements and structural deformations.

A comparative analysis of elastic calculation and modeling, which takes into account changes in soil volume, was performed on a practical example of a 25-story residential building with a pile foundation. It was found that the dependence of the deformation modulus on pressure contributes to a more uniform distribution of forces in the grillage and piles, a reduction in peak moment values and the area of critical zones by up to 30%. In the course of the study, it was established that to ensure the stability of the building, it is necessary to place the ends of the piles at least twice as low as the deformed soil zone under the bottom of the grillage.

The results obtained demonstrate that the use of the soil volume change method allows achieving economic efficiency by optimizing the length of piles, while ensuring regulatory permissible settlements of structures. In addition, the stress-strain state obtained using the developed model can be used for further studies of the dynamic

interaction of buildings with the foundation under seismic, explosive or other dynamic influences.

The third section investigates the interaction of high-rise buildings with soil foundations under dynamic loads, in particular seismic and explosive loads. The main attention is paid to modern numerical calculation methods, such as spectral, direct dynamic methods and time integration methods, which take into account nonlinear properties of materials. The application of these approaches provides a detailed analysis of the stress-strain state (SSS) of the “base–foundation–building” system under complex dynamic loads.

The research proves that dynamic calculations, which take into account previous static models, allow to estimate the interaction of structures and soil foundations with high accuracy. A method is proposed that uses direct integration according to explicit and implicit schemes for problems with short time processes and high deformation rates, such as explosive impacts. It is determined that computational technologies, in particular parallel computing and GPU processing, significantly increase the efficiency of such methods.

For seismic calculations, the use of a direct dynamic method is proposed, taking into account various forms of natural oscillations. This method allows modeling the impact of seismic waves on multi-section high-rise buildings, taking into account the uneven distribution of stiffness and mass of structures. The analysis shows that uneven stiffness leads to twisting of structures, increased stresses and increased risk of damage in critical zones.

Special attention is paid to the study of explosive loads using CONWEP algorithms and methods for modeling nonlinear behavior of materials. It is established that blast waves create local loads that exceed the strength limit of structural materials, which requires taking into account the plastic properties and damage of materials such as concrete and steel. For adequate modeling of dynamic properties of materials, the Concrete model was used Damaged Plasticity and Johnson – Cook , which provide an accurate description of complex deformation and fracture processes.

A model of a multi-section 25-storey residential building with a pile foundation in the difficult engineering and geological conditions of Kyiv was considered. Numerical modeling confirmed that dynamic calculations taking into account various decrements of soil and structural vibrations contribute to a decrease in vibration amplitudes by 20–30%. At the same time, insufficient width of expansion joints can lead to shock loads and increased damage. Recommendations are proposed to improve the stability of buildings, including optimization of structural solutions and the width of expansion joints.

The results obtained emphasize the importance of using modern numerical methods in modeling the dynamic behavior of high-rise buildings to develop solutions to increase their stability and safety under seismic and explosive conditions.

In the fourth section, the dynamic interaction of a multi-section high-rise building with the foundation under the action of seismic loads is investigated and a method for reducing the dynamic response of structures is developed. The main attention is paid to the modeling of seismic effects taking into account the characteristics of the soil base, spatial stiffness of buildings and the interaction of neighboring sections. Recent trends in the construction of modern high-rise buildings in seismically hazardous areas of Ukraine emphasize the need to improve approaches to the design of these buildings, especially in conditions of dense development.

For the object of study – a 21-storey building with three sections – a three-dimensional finite element model was developed with detailed consideration of the soil base. The modeling was performed using the normal coordinates method using multicomponent accelerograms as a seismic load. This approach allowed to reduce computational costs and ensure the necessary accuracy of calculations on personal computers. It was determined that the interaction of building sections through the soil base significantly affects the stress-strain state and the change in vibration forms, especially under conditions of resonance phenomena.

The results showed that during seismic action, significant internal forces arise in the supporting structures of the building with extreme values in the slab grillage and foundation piles. A significant influence of the distribution of spatial stiffness and

masses of sections on their dynamic behavior was revealed, which can lead to counter vibrations and dangerous convergence of sections. These phenomena necessitate detailed consideration of the characteristics of the foundation and structural solutions to ensure seismic safety.

A method for reducing the dynamic response by introducing additional crossbar systems is proposed. Analysis of the dynamic behavior of frames with and without crossbars has shown that adding crossbars increases the first natural frequency of the structure by up to 16%, reduces bending and torsional vibrations and provides a more uniform distribution of stresses in the pylons. This contributes to increasing the dynamic stability and reducing the risks of progressive structural failure.

The research results are recommended for implementation in the practice of designing high-rise buildings in seismically hazardous areas. The developed approaches allow optimizing design solutions, increasing the safety and durability of buildings, and ensuring the accuracy of predictions of the stress-strain state of structures under the influence of dynamic influences.

The dissertation presents a new implementation of a mathematical model for assessing the interaction of structures with the soil base, which describes the processes of changing the volume of soil under load. A method for determining the stiffness parameters of the soil environment model for dynamic calculations is proposed, which takes into account the change in volume and redistribution of zones of the compressible layer of the base soils due to the action of static loads. A method for studying the dynamic behavior of buildings using direct dynamic methods is developed, which allows determining real deformations of structures over time during interaction through the soil base, as well as analyzing explosive loads taking into account the nonlinear behavior of materials using the CONWEP algorithm. In addition, a method for reducing the seismic impact on the dynamic response of building load-bearing structures is proposed by introducing additional transom systems that provide a change in spatial stiffness and correction of the building's resonant frequencies.

The proposed implementation of the mathematical model of soil behavior under compression conditions made it possible to take into account different depths of the

compressed layer when calculating structures as part of the “base–foundation–structure” system. The use of this technique made it possible to reduce the reinforcement of foundation structures by up to 30% in individual zones. The developed technique takes into account the properties of compression of foundation soils in a wide range of loads, based on the results of standard laboratory compression studies, which is of particular importance for the foundations of high-rise buildings and industrial structures, where the average pressure under the sole exceeds 0.25–0.3 MPa. The use of the proposed technique for studying buildings for seismic loads using the normal coordinates method allows effectively reducing torsional vibrations and ensuring a more uniform distribution of stresses in the load-bearing elements of the building by adding stiffness in the form of beams. The implementation of the compression model in modeling the interaction of the building with the soil base allowed us to find a rational design solution for the foundations, which provides an economic effect due to the reduction of the length of the piles, keeping the settlement of the building within the permissible values. The proposed dynamic calculation methodology based on explicit methods and the CONWEP algorithm allowed us to develop safe design solutions to reduce the impact of explosive shock waves on the supporting structures of the building.

The results of the research are presented in a dissertation on the topic: "Interaction of high-rise buildings with soil base under dynamic influences" implemented at the facility "Construction of a residential building with built-in public premises at 148 Akademika Zabolotnogo St. in the Holosiivskyi district of Kyiv. 4th launch complex", using the developed new methodology for determining zones of a damaged structure with changed properties in the pile base under the foundations, allowed choosing rational pile sizes and ensured a significant reduction in the cost of the design solution, which is certified by the act of implementation.

Keywords: high-rise buildings, dynamic effects, explicit methods, seismic resistance, blast resistance, stress-strain state, soil compression, numerical simulation, direct dynamic method, multi-storey buildings, base-foundation-building system,

seismic loads, soil, concrete, pile foundation, stiffness, soil compaction, engineering structures, finite element method, mathematical models, soil base.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	22
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ПРОБЛЕМИ ВЗАЄМОДІЇ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ	30
1.1. Актуальність проблеми забезпечення надійності висотних будівель при статичних і динамічних навантаженнях.	30
1.2. Особливості взаємодії висотних будівель з ґрунтовою основою (при статичних та динамічних впливах).	34
1.2.1. Поведінка ґрунтів основи при активному навантаженні	37
1.4. Зовнішні динамічні впливи: сейсмічні та вибухові навантаження.....	45
1.4.1. Сучасні вимоги до проектування і розрахунку будівель на сейсмічно небезпечних районах.	47
1.4.2. Сучасні методи врахування вибухових навантажень на будівлі.	52
ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 1	63
РОЗДІЛ 2. РОЗРОБКА МЕТОДИКИ МОДЕЛЮВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ НА ҐРУНТОВІЙ ОСНОВІ З УРАХУВАННЯМ ЗМІННОЇ СТИСНЕНОЇ ТОВЩІ	65
2.1. Розробка математичної моделі ґрунтової основи з урахуванням змінної стиснутої товщі.....	65
2.1.1. Моделювання поведінки ґрунту при одновісному (компресійному) навантаженні.....	78
2.1.2. Оцінка впливу розмірів ґрунтової основи на розподіл деформацій у стиснутій товщі	80
2.2 Дослідження НДС висотної будівелі при статичних навантаженнях з уразуванням змінної стисненої товщі	84

	21
ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 2	91
РОЗДІЛ 3. МОДЕЛЮВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ	93
3.1. Сучасні чисельні методи розрахунку при динамічних навантаженнях	93
3.2. Дослідження взаємодії секційного висотного будинку з основою при сейсмічних навантаженнях	109
3.3. Врахування вибухових навантажень на конструкції будівель з врахуванням нелінійних властивостей матеріалів.	116
3.3.1. Моделі нелінійної поведінки матеріалів при динамічних навантаженнях	117
3.3.2. Дослідження вибухового навантаження на захисну конструкцію будівлі	135
ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 3	145
РОЗДІЛ 4. ДИНАМІЧНА ВЗАЄМОДІЯ СЕКЦІЙНОГО ВИСОТНОГО БУДИНКУ З ОСНОВОЮ ТА ЗНИЖЕННЯ ДИНАМІЧНОГО ВІДГУКУ КОНСТРУКЦІЙ.....	147
4.1. Моделювання сейсмічних навантажень із врахуванням ґрунтової основи.	147
4.2. Методика зниження динамічного відгуку будівель шляхом застосування додаткових ригельних систем.....	156
ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 4	160
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	162
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	164
ДОДАТОК А. Довідка про впровадження результатів дисертаційної роботи Литвина О.В.....	180

ВСТУП

Актуальність теми. Актуальність теми зумовлена необхідністю підвищення надійності та безпеки сучасних будівель і споруд, які експлуатуються в умовах складних динамічних і статичних навантажень. Це питання стає особливо важливим у контексті інтенсивної міської забудови та зростання ризику екстремальних впливів, таких як землетруси і техногенні (зокрема воєнні) вибухи. Зміни в напружено-деформованому стані несучих конструкцій суттєво впливають на їх міцність та експлуатаційні характеристики, що вимагає ретельного аналізу взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою. Важливу роль відіграють також особливості конфігурації конструкцій, включаючи багатосекційність, наявність деформаційних швів та інші конструктивні елементи, а також зовнішні фактори.

Цими задачами займалось багато вчених, зокрема проф. І.П.Бойко, В.О.Сахаров, Ю.Л.Вінніков, Ю.О.Кірічек, М.Л.Зоценко, В.Л.Сєдін, О.М.Трофімчук та інші. Числовим методами взаємодії системи «основа – фундамент», займалися І.П.Бойко, Ю.Л.Винников, А.С.Моргун, О.С.Городецький, О.В.Перельмутер, В.О.Сахаров, О.С.Сахаров, R.Katzenbach та інші.

Дослідженнями динамічних навантажень на будівлі, зокрема сейсмічних займалось багато вчених зокрема Ю.О.Єгупов, Ю.В.Немчинов, В.О.Вишневський, Р.М.Кушнір, В.В.Савченко. Серед зарубіжних: oong Tai Ghai (Korea), Anselmo Taranta (Italy), James R. Morikami (USA), Thomas P. McGarvey (Canada), J. Michael Brueker (USA), Andreas Kavalin (Germany), Takashi Kobayashi (Japan), Patrick Mecklenburg (UK).

У цьому контексті розробка інженерних методів проектування, які забезпечують надійність і безпеку споруд в екстремальних умовах, є актуальною. Зокрема, необхідні дослідження впливу імпульсних навантажень на існуючі або нові будівлі.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційна робота виконана на основі наступних досліджень, у яких здобувач брав участь як виконавець:

- держбюджетної науково-дослідної роботи Міністерства освіти і науки України 5-ДБ-2017 «Розвиток дилатансійної теорії ґрунтового середовища для заглиблених споруд з урахуванням жорсткості, технології зведення, характеру навантажень» (наказ МОНУ №199 від 10.02.2017р., наказ КНУБА №16/4 від 15 лютого 2017 року, номер державної реєстрації 0117U004845).

- НДДКР «Вдосконалення методів розрахунку будівельних конструкцій і основ» №0121U113033 (наказ №243 від 03.06.2021р.

Мета роботи – розробка та вдосконалення методик математичного моделювання взаємодії висотних будівель з ґрунтовою основою під впливом сейсмічних та вибухових навантажень.

Для досягнення поставленої мети необхідно розв'язати наступні **задачі**:

1. Розробка та реалізація моделей компресії ґрунту для оцінки впливу пальових фундаментів на зони стисливої товщі ґрунту та на напружено-деформований стан (НДС) несучих конструкцій висотних будівель.

2. Дослідження процесів деформації сусідніх секцій будівель у часі при сейсмічних навантаженнях з урахуванням взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою.

3. Дослідження і розробка методики для зменшення крутильних коливань та забезпечення рівномірного розподілу напружень у несучих конструкціях багатосекційних висотних споруд шляхом введення додаткових конструкційних елементів.

4. Дослідження механізмів руйнування несучих конструкцій укриттів та збереження їх міцності в умовах вибухової ударної хвилі.

Об'єкт дослідження – елементи системи «основа – фундамент – споруда» висотних будівель в умовах динамічних навантажень.

Предмет дослідження – зміни у напружено-деформованому стані елементів системи «основа – фундамент – споруда» при взаємодії висотних будівель із ґрунтовою основою під дією динамічних впливів.

Наукова новизна одержаних результатів:

- Представлено нову реалізацію математичної моделі для оцінки взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою, що описує процеси зміни об'єму ґрунту під навантаженням.
- Запропоновано методику визначення параметрів жорсткості моделі ґрунтового середовища для динамічних розрахунків, яка враховує зміни об'єму та перерозподіл зон стисливої товщі ґрунтів основи унаслідок дії статичних навантажень.
- Запропоновано методику дослідження динамічної поведінки будівель із використанням прямих динамічних методів, яка дозволяє визначити реальні деформації конструкцій у часі при взаємодії через ґрунтову основу, а також аналізувати вибухові навантаження із врахуванням нелінійної поведінки матеріалів за допомогою алгоритму CONWEP (Conventional Weapons Effects Program).
- Розроблено методику дослідження, яка дозволяє знизити сейсмічний вплив на динамічний відгук несучих конструкцій будівель шляхом введення додаткових ригельних систем, що забезпечують зміну просторової жорсткості та корекцію резонансних частот будівлі.

Практичне значення отриманих результатів.

- Запропонована реалізація математичної моделі поведінки ґрунту в умовах компресії дозволила враховувати різну глибину стиснутої товщі при розрахунку конструкцій у складі системи «Основа-Фундамент-Споруда». Використання методики дозволило зменшити армування фундаментних конструкцій до 30% в окремих зонах.
- Запропонована методика враховує властивості компресійного стиснення ґрунтів основи в широкому діапазоні навантажень, базуючись на результатах

стандартних лабораторних компресійних досліджень. Це має особливе значення для фундаментів висотних будівель і промислових споруд, де середній тиск під подошвою перевищує 0,25-0,3 МПа.

- Використання запропонованої методики дослідження будівель на сейсмічні навантаження із застосуванням методу нормальних координат дозволяє ефективно зменшити крутильні коливання та забезпечити більш рівномірний розподіл напружень у несучих елементах будівлі шляхом додавання жорсткості у вигляді балок.

- Використання реалізованої моделі компресії при моделюванні взаємодії будівлі з ґрунтовою основою дозволило знайти раціональне проектне рішення фундаментів, яке забезпечує економічний ефект завдяки скороченню довжини паль, при цьому утримуючи осідання будівлі в межах допустимих значень.

- Використання представленої методики динамічних розрахунків на базі явних методів та алгоритму CONWEP дозволило розробити безпечні конструктивні рішення для зменшення вплив вибухових ударних хвиль на несучі конструкції будівлі.

Особистий внесок здобувача. Одержані наукові та практичні результати, що викладені в дисертаційній роботі, є самостійною науковою працею, у якій висвітлено власні ідеї та розробки автора, що дали змогу вирішити поставлені завдання. Робота містить теоретичні та практичні положення та висновки, сукупність яких кваліфікується як вагомий внесок у дослідження методів моделювання взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою та врахування процесів ущільнення ґрунту. Основні положення та результати дисертаційної роботи, які одержані автором, відображені у десяти публікаціях. Публікації, що написані здобувачем, описують наступні напрямки роботи: дослідження динамічної поведінки висотних секцій кутової форми в сейсмічно небезпечних умовах ; визначення динамічної поведінки висотної будівлі під впливом сейсмічних навантажень для різних типів несучих каркасів; дослідження перерозподілу зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації у малоповерхових будівлях ; аналіз впливу вибухової ударної хвилі на покриття

захисної споруди критичної інфраструктури ; дослідження взаємодії несучих конструкцій будинку з палевою основою ; оцінка взаємодії будівлі з основою методом скінченних елементів із використанням даних компресійних випробувань ґрунтів; розробка методики врахування процесу ущільнення ґрунтів при оцінці взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою методом скінченних елементів ; аналіз динамічної реакції висотних будівель на сейсмічні навантаження залежно від їх конструктивної схеми.

Особистий внесок здобувача в наукових працях:

1. Сахаров О.С. Дослідження особливостей динамічної поведінки висотних секцій кутової форми в сейсмічно небезпечних умовах / О.С. Сахаров, В.О. Сахаров, О.В. Литвин // ScienceRise: Науковий міжнародний журнал — Харків: НВП ПП «Технологічний центр». 2016.— №12/2(29/2016). — С. 57—60 (фахове видання України категорії «Б»).

Виконано аналіз динамічної поведінки висотних будівель у сейсмічно небезпечних районах з урахуванням їх конструктивних схем.

2. Lytvyn O. Dynamic reaction of high building on seismic loadings depending on its construction scheme / V. Sakharov. O. Lytvyn // Problemy współpracy fundamentów z podłożem gruntowym: Regionalne problemy inżynierii środowiska: Монографія під редакцією проф. Zygmunt Meyer— Szczecin: Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny. — 2017. P. 151—156 (монографія).

Розроблено підхід до моделювання динамічної реакції висотних будівель на сейсмічні навантаження залежно від їх конструктивних схем.

3. Sakharov V. Dynamic behavior of a high-rise building under seismic loads for different bearing frame types / V. Sakharov, O. Lytvyn, V. Pidlutskyi // Civil and Environmental Engineering Reports: Scientific journal — Zielona Góra: University of Zielona Góra —2018.— № 28(4). P. 180-189 (зарубіжне фахове видання, які індексовані у «Web of science»).

Досліджено та виявлено вплив різних типів несучих каркасів на динамічну поведінку висотних будівель у сейсмічних умовах.

4. Підлуцький В.Л. Дослідження перерозподілу зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації у малоповерхових будівлях / В.Л. Підлуцький, О.В. Литвин // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник — Київ: КНУБА. — 2021.—№ 43. С. 17—29 (фахове видання України категорії «Б»).

Запропоновано рішення для зменшення нерівномірного осідання фундаментів складної конфігурації через оптимізацію перерозподілу зусиль.

5. Сахаров В.О. Вплив вибухової ударної хвилі на покриття захисної споруди критичної інфраструктури / В.О. Сахаров, О.В. Литвин // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник — Київ: КНУБА. — 2023.—№ 47. С. 107—114 (фахове видання України категорії «Б»).

Розроблено новий підхід до оцінки впливу вибухової ударної хвилі на напружено-деформований стан конструкцій захисних споруд.

6. Бойко І.П. Взаємодія несучих конструкцій будинку з палевою основою / І.П. Бойко, В.О. Сахаров, О.В. Литвин // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник — Київ: КНУБА. — 2020 .— № 40. С. 21—27 (фахове видання України категорії «Б»).

Виконано числове моделювання взаємодії несучих конструкцій із палевою основою з урахуванням різних конструктивних схем для оптимізації проектування.

7. Литвин О.В. Оцінка взаємодії будівлі з основою методом скінченних елементів із використанням даних компресійних випробувань ґрунтів / О.В. Литвин // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник — Київ: КНУБА. — 2024 .— № 49. С. 69—76 (фахове видання України категорії «Б»).

Розроблено нову методику оцінки взаємодії будівлі з основою, яка поєднує результати компресійних випробувань ґрунтів з методом скінченних елементів.

8. Литвин О.В. Методика врахування процесу ущільнення ґрунтів при оцінці взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою методом скінченних елементів / О.В. Литвин // Опір матеріалів і теорія спору: Науково-технічний збірник — Київ: КНУБА. — 2024 .— №113. — С. 352—359 (фахове видання України категорії «А», які індексовані у «Web of science»).

Запропоновано новий підхід до врахування процесів ущільнення ґрунтів у системі "основа-конструкція" на основі числового моделювання.

9. Lytvyn O.V. Modelling the interaction of an underground structure with the soil in a megalopolis / O.V. Lytvyn, I.P. Boyko, V.S. Nosenko // Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society: Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024. — London: Taylor & Francis, 2024. — P. 361—364 (зарубіжне фахове видання, яке планується до індексації у Web of Science та Scopus).

Виконано числове моделювання взаємодії підземної споруди з ґрунтовою основою, що дозволило оцінити вплив змін жорсткості конструкції на несучу здатність системи.

10. Lytvyn O.V. Numerical verification of the effectiveness of the reinforcement of a reinforced concrete lignite bunker / O.V. Lytvyn, B. Miodonski, J. Marcinowski, V. Sakharov, A. Szerszen-Zamorska // Builder: Scientific and Technical Journal — Warsaw: Polish Academy of Sciences. — 2022. — No. 4 (297). — P. 16–19. (зарубіжне фахове видання, які індексовані у «Web of science»).

Розроблено підхід до оцінки ефективності підсилення залізобетонного бункера з використанням числового моделювання 3D, що дозволяє враховувати реальні умови експлуатації.

Апробація результатів дисертації. Ключові положення та результати дослідження були представлені та обговорені на таких наукових конференціях:

- 1) Дев'ята всеукраїнська науково-технічна конференція «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування: проблеми, інновації та імплементація Єврокодів в Україні», м. Дніпро, 3–7 жовтня 2016 р.
- 2) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУД-МАЙСТЕР-КЛАС-2016», м. Київ, 2016 р.
- 3) XI Наукова конференція «Konstrukcje zespolone», Університет Зеленогурський, Зелена Гура, Польща, 2017 р.
- 4) Друга міжнародна конференція «Challenges in Geotechnical Engineering», КНУБА, Київ, 2017 р.
- 5) Третя міжнародна конференція «Challenges in Geotechnical Engineering», Університет Зеленогурський, Зелена Гура, Польща, 2019 р.
- 6) IV Міжнародна науково-практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції», Київ, 22–23 квітня 2023 р.
- 7) IV Всеукраїнська науково-технічна Інтернет-конференція «Новітні тенденції розвитку міського будівництва та господарства», Рівне, 24–26 квітня 2024 р.
- 8) XIII Міжнародна науково-технічна конференція «Budownictwo w Energetyce», Szklarska Poręba, Польща, 24–27 квітня 2022 р.
- 9) Наукова конференція «Konstrukcje Zespolone», Zielona Góra, Польща, 29–30 червня 2023 р.

Публікації. За темою дисертації опубліковано 14 друкованих робіт, в тому числі 10 у наукових фахових виданнях, 4 у матеріалах доповідей міжнародних конференцій.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ПРОБЛЕМИ ВЗАЄМОДІЇ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ

1.1. Актуальність проблеми забезпечення надійності висотних будівель при статичних і динамічних навантаженнях.

Взаємодія фундаментів із ґрунтовими основами є однією з ключових проблем у геотехніці, зокрема в умовах компресійного стиску, який впливає на несучу здатність основи та деформативність фундаментів. Цей аспект досліджень має велике значення для прогнозування поведінки конструкцій, зокрема в умовах підвищеного навантаження, нерівномірного ущільнення ґрунтів або складних геотехнічних умов.

Основні підходи до аналізу взаємодії "фундамент–основа" це:

Теоретичні методи. Теоретичні моделі взаємодії фундаментів із основою базуються на законах механіки ґрунтів і пружнопластичних властивостях матеріалів. Найбільш розповсюджені підходи включають:

Моделі ідеально пружного середовища, що враховують рівномірну деформацію без урахування пластичності ґрунту.

Пружнопластичні моделі, які описують стадію переходу ґрунту з пружного в пластичний стан.

Числові методи: кінцево-елементний метод (КЕМ), метод скінченних різниць (МСР) для розв'язання складних задач у тривимірних умовах.

Експериментальні дослідження Експерименти в лабораторних умовах і натурні дослідження спрямовані на вивчення процесу ущільнення ґрунтів під навантаженням. Сучасні експерименти включають використання датчиків тиску, лазерної інтерферометрії та 3D-сканування деформацій.

Емпіричні підходи Використання емпіричних залежностей базується на статистичній обробці даних з натурних спостережень і лабораторних експериментів. Вони є простими у застосуванні, але менш точними для специфічних умов.

Компресійний стиск, викликаний значними навантаженнями, є ключовим фактором, що впливає на осідання фундаментів, яке може бути нерівномірним, стабільність споруд - умовах надмірного ущільнення можливе порушення стійкості ґрунту та несучу здатність основи- руйнування ґрунту за межами його пластичності.

Моделювання процесів ущільнення Застосування сучасних програмних комплексів, таких як Abaqus, VESNA, Plaxis, ANSYS, дозволяє проводити моделювання взаємодії фундаментів із основою з урахуванням реальних характеристик матеріалів.

Моніторинг в реальному часі. Застосування сенсорних систем для контролю за станом основ і фундаментів. Такі системи дозволяють виявляти зміни в ущільненні або осіданні на ранніх стадіях.

Неоднорідність ґрунтів ускладнює побудову універсальних моделей, що потребує подальших досліджень у напрямі параметризації. Відсутність комплексного підходу до врахування динамічних впливів, таких як сейсмічні навантаження чи циклічне навантаження. Екологічні аспекти: ущільнення ґрунтів може негативно впливати на природні процеси в ґрунтовій товщі.

Перспективи включають розвиток більш точних моделей поведінки ґрунтів на мікрорівні, інтеграцію штучного інтелекту для аналізу даних та використання інноваційних матеріалів для стабілізації основи.

Дослідженням взаємодії фундаментів з основою займалось багато відомих вчених, зокрема Бойко І.П., Кірічек Ю.О., Винников Ю.Л., Зоценко М.Л., Сахаров О.С., Сахаров В.О., Носенко В.С., М.С. Грутман, В.М. Голубков, Г.М. Петренко, Є.В. Платонов, С.Й. Цимбал, В.С. Шокарев, В.Л. Сєдін, О. Reul (Німеччина), J.R. Morikami (США), Jean-Louis Briaud (США), Leonard Wood (США), Giovanni Croce (Італія).

Дослідники, які розробляли методи розрахунку основ і фундаментів: І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, Ю.О. Кірічек, С.М. Клепиков, Ю.М. Мурзенко, Ю.К. Зарецький, О.О. Петраков, В.Б. Швець, М.Л. Зоценко, J.L. Briaud (США), Т.

Komine (Японія), G. Croce (Італія), A. Schofield (Велика Британія), R. Katzenbach (Німеччина).

Дослідники, які виконували експериментальні роботи з вивчення взаємодії фундаментів із ґрунтовими основами: А.О. Барталомей, О.Ю. Василенко, Г.Є. Лазебнік, О.Ф. Лебеда, А.В. Пилягін, С.М. Сотніков, Ю.Ф. Тугаєнко, J. Bauer (Німеччина), O. Reul (Німеччина), M. Tafili (Італія), Karl Terzaghi (США), Ralph V. Peck (США), M.W. O'Neill (США).

Науковці, які займалися числовим моделюванням системи "основа-фундамент": І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, О.С. Городецький, Ю.К. Зарецький, А.С. Моргун, О.В. Перельмутер, В.О. Сахаров, R. Katzenbach (Німеччина), S. Lerpla (Німеччина), Y.T. Ghai (Корея), T. Kobayashi (Японія)

Дослідники, які вивчали динамічні впливи (сейсмічні та інші) на висотні будинки, основи та фундаменти: Ю.О. Єгупов, Ю.В. Немчинов, В.О. Сахаров, М.В. Слабоспицький, О.М. Тонкошкур, М.В. Ковальчук, О.П. Зінченко, J. Michael Brueker (США), Shamsheer Prakash (Індія), Toshimitsu Komine (Японія), Anselmo Taranta (Італія), Patrick Mecklenburg (Велика Британія), Thomas P. McGarvey (Канада), Leonard Wood (США), James R. Morikami (США), A. Schofield (Велика Британія), J.P. Bardet (США), M. Anastasopoulos (Швейцарія), J. Gazetas (Греція), J. Novak (Чехія), K. Ishihara (Японія), A.N. Birbraer (Ізраїль), B. Rybar (Чехія), Jean-Louis Briaud (США), Karl Terzaghi (США), Ralph V. Peck (США), M. Tafili (Італія), A. Kavalin (Німеччина).

Висотні будівлі створюють екстремальні навантаження на ґрунтову основу, що викликає значні виклики у проектуванні та експлуатації. Розуміння механізмів взаємодії між фундаментом і ґрунтом є ключовим для забезпечення надійності та довговічності споруд. Цей процес включає дослідження розподілу напружень у ґрунтовому середовищі, врахування явищ консолідації, зсувної стійкості ґрунту, а також поведінки ґрунту при динамічних і статичних навантаженнях. Особлива увага приділяється оцінці осідань та нерівномірності деформацій, які можуть спричинити перевантаження конструктивних елементів споруд.

Основними факторами, які слід враховувати, є особливості геотехнічних умов, такі як склад, щільність і водонасиченість ґрунтів, тип фундаменту (стрічковий, плитний, пальовий або комбінований), динамічні навантаження, спричинені вітровими, сейсмічними чи техногенними впливами, а також вплив будівельних технологій, що можуть змінювати властивості ґрунту.

Взаємодія висотних будівель із ґрунтовою основою є багатофакторним процесом, що вимагає комплексного підходу. Застосування сучасних технологій проектування, таких як чисельне моделювання з використанням методів скінченних елементів, детальне дослідження ґрунтових умов за допомогою польових і лабораторних випробувань, а також впровадження інноваційних інженерних рішень дозволяють мінімізувати ризики деформацій і забезпечити довговічність споруд. Додатково, використання систем моніторингу осідань та деформацій під час експлуатації сприяє своєчасному виявленню можливих проблем і оптимізації експлуатаційних заходів.

Під час життєвого циклу та експлуатації висотних будівель, окрім основних навантажень, таких як корисні (від людей, меблів, обладнання тощо), а також снігових і вітрових, можуть виникати додаткові екстремальні навантаження, зокрема сейсмічні, ударні чи вибухові. Хоча тривалість дії таких навантажень зазвичай є короткочасною, їхній вплив на будівлю може бути значним і навіть перевищувати вплив основних навантажень. У зв'язку з цим для забезпечення надійної та безвідмовної експлуатації висотних будівель протягом усього життєвого циклу важливим є ретельний аналіз і правильна оцінка впливу цих навантажень з використанням сучасних програмних комплексів та алгоритмів розв'язку задач взаємодії будівель з основою методом скінченних елементів.

Особливого значення також набуває аспект захисту життя і здоров'я людей, які можуть перебувати як всередині будівлі, так і поруч із нею під час дії таких екстремальних навантажень, як сейсмічні чи вибухові. З огляду на це, в даній роботі приділено особливу увагу дослідженню цих додаткових навантажень та їхнього впливу на експлуатаційну безпеку висотних будівель.

1.2. Особливості взаємодії висотних будівель з ґрунтовою основою (при статичних та динамічних впливах).

Процеси компресії відіграють ключову роль у поведінці ґрунтів під дією активного навантаження висотних будівель. Це особливо характерно для піщаних ґрунтів, які перебувають у неводонасиченому або маловодонасиченому стані. За таких умов навантаження від споруд зумовлює розвиток складних процесів, які проявляються вже на етапі дії статичних навантажень. Основним механізмом у цих умовах є ущільнення ґрунту, що супроводжується незворотними деформаціями, зокрема зменшенням об'єму пор.

Піщані ґрунти через свою структуру особливо чутливі до впливу механічних навантажень. У неводонасиченому стані їхні частинки взаємодіють переважно через сухий контакт або слабкі водно-капілярні зв'язки, що обумовлює високу схильність до ущільнення під дією зовнішніх навантажень. Така поведінка є критичною для оцінки роботи ґрунтової основи під фундаментами висотних споруд. Врахування процесів компресії ґрунтів у цих умовах стає необхідною передумовою для точного прогнозування їхньої поведінки та забезпечення довговічності й стійкості будівель.

Отже, дослідження та моделювання саме цих процесів повинні займати центральне місце у вивченні взаємодії споруд із ґрунтовими основами.

У ґрунтах, що використовуються як основи під висотними будівлями, виникають як загальні деформації, властиві всім суцільним тілам, так і специфічні деформації, обумовлені взаємним переміщенням окремих зерен ґрунту та твердих мінеральних частинок. Якщо при дії зовнішніх сил міцність структурних зв'язків між мінеральними частинками не порушується, то ґрунти будуть деформуватися як суцільні тіла. В іншому разі, при порушенні цих зв'язків, деформації зумовлюються переважно взаємним переміщенням зерен [51]. Тут слід зауважити що міцність зв'язків між мінеральними частинками у багато разів менша за міцність самих частинок [52]. Дослідження провідних

науковців, зокрема Карла Терцагі, Малкольма Болтон та інших, зробили вагомий внесок у розуміння процесів ущільнення й деформації ґрунтів. Так, К. Терцагі заклав основи сучасної механіки ґрунтів, зокрема його роботи з консолідації ґрунтів є ключовими для аналізу поведінки основ під навантаженням. Болтон акцентував увагу на впливі щільності й текстури піщаних ґрунтів на їхню поведінку. Роботи цих та багатьох інших вчених є основою для сучасних методик моделювання та прогнозування процесів деформації ґрунтів, що дозволяє більш точно оцінювати поведінку основ під висотними будівлями в умовах складного навантаження.

Під дією локальних навантажень, наприклад, від жорсткого штампу, ґрунт зазнає складного напруженого стану, що включає нормальні та дотичні напруження, які при досягненні певної величини можуть викликати незворотні деформації зрушення. Поки зовнішній тиск не перевищив структурну міцність, ґрунт відчуває незначні, переважно пружні, деформації. Ця стадія характерна тим що дотичні напруження ще не досягають значень при яких руйнуються сили зчеплення жорстких структурних зв'язків і деформації обумовлені стисливістю твердих мінеральних часток. (рис.1.1а)

Зі збільшенням навантаження збільшуються дотичні напруження які долають сили зчеплення жорстких структурних зв'язків та руйнують ці зв'язки, що призводить до зменшення пористості. Зменшення пористості відбувається внаслідок взаємного повороту і переупаковування зерен ґрунту під впливом зрушення у більш щільну упаковку, тобто більш компактне розташування (контракція) [21], що й веде до зменшення об'єму та відбувається зміна щільності від початкової до критичної (щільність сухого ґрунту, при якій у процесі зрушення не спостерігаються деформації об'єму) (рис.1.1б).

Подальше збільшення навантаження на штамп призводить до утворення в ґрунті зон граничної рівноваги, в яких відбувається зрушення твердих частинок по поверхнях ковзання за рахунок подоланням дотичними напруженнями сил тертя між цими частинками. Спочатку ці зони утворюються по краях штампа, де має місце концентрація напружень. Ущільнення ґрунту в цій фазі практично не

відбувається, оскільки щільність досягла свого максимального (критичного) значення. Ґрунт вважається нестисливим, а коефіцієнт Пуассона в цій фазі близький до 0,5. Подальше збільшення навантаження призводить до руйнування ґрунту, що супроводжується великими зсувними деформаціями та утворення поверхонь ковзання де дотичні напруження значно більші за сили тертя між твердими часточками ґрунту. Під час зрушення відбувається збільшення об'єму ґрунту (дилатансія) [4], оскільки тверді частинки що до цього займали більш компактне розташування, змінюють своє розташування на нещільне внаслідок взаємного повороту і перепакування, відповідно збільшується пористість ґрунту (рис.1.1в).

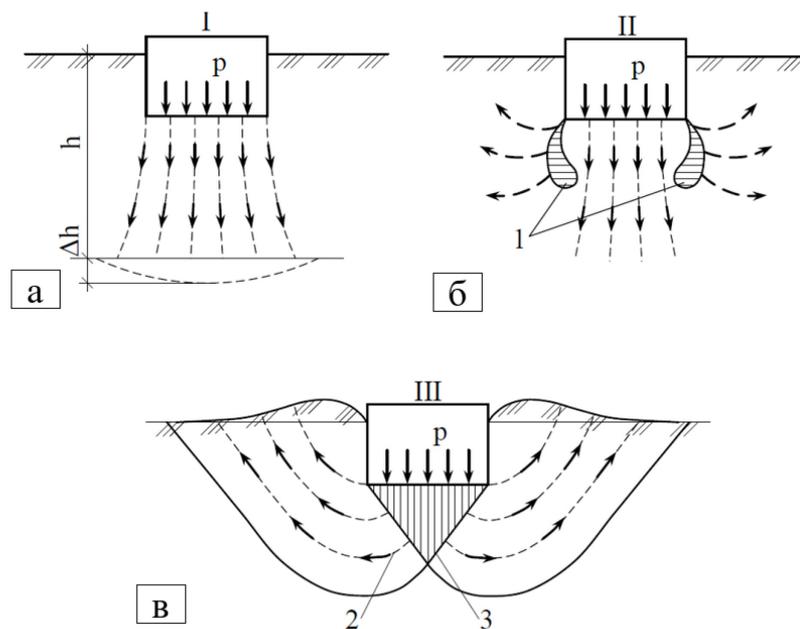


Рис. 1.1. Фази напружено-деформованого стану ґрунту: а – ущільнення та місцевих зрушень ґрунту; б - розвиток інтенсивних деформацій зрушень і ущільнення; в - випинання ґрунту (1 – зона зсувів; 2 – лінії ковзання; 3 – лінії ковзання). I-фаза ущільнення; II – фаза зрушень; III – фаза випинань

Таким чином об'ємна деформація ґрунту залежить як від середнього нормального напруження (гідростатичного) так і від інтенсивності дотичних напружень на всіх стадіях навантаження.

Об'ємна деформація, що викликана дією інтенсивності дотичних напружень τ_i залежить від деформації зрушення γ_i яка, у свою чергу, залежить

від інтенсивності дотичних напружень τ_i та від усебічного тиску σ_m , оскільки опір сипучих ґрунтів зрушенню є опір тертю, прямо пропорційного нормальному тиску.

Умова співвісності та подібності напруженого та деформованого стан виконуються для ґрунтів виключно лише при незмінному вигляді напруженого стану (параметр Лодє = constanta)[53]. Це означає, що одному і тому ж напруженому стану ґрунту можуть, в залежності від режиму навантаження, відповідати різні деформації.

Розглянемо випадок коли одиничний кубічний об'єм піддається впливу рівних по величині напружень стиску і розтягу. В такому випадку відбудеться чистий зсув і якщо модулі деформації стиснення і розтягу будуть рівні то зміниться лише тільки форма. Якщо модулі деформацій не рівні, то деформації розтягу і стиснення виявляться різними, що і призведе до зміни об'єму. З цього випливає що об'ємні деформації при зсуві виникають в наслідок відмінності в опорі ґрунту розтягу і стиску.

Зсувні і об'ємні деформації залежать не тільки від інтенсивності нормальних і дотичних напружень, а ще й від виду напруженого стану (третій інваріант, параметр Лодє) та від траєкторії навантаження. Вплив виду напруженого стану на процес деформування ґрунту може бути пояснений різним його опором розтягу і стиску. Як показали дані випробувань ґрунтів [51] для різних параметрів Лодє при порівняно невеликих деформаціях зсуву, залежності між дотичними напруженнями і деформаціями зсуву не залежать від виду напруженого стану, ця залежність проявляється при зростанні деформацій і очевидно що найбільше цей вплив буде позначатися при досягненні граничного стану. Також слід мати на увазі що вплив виду напруженого стану (параметру Лодє) більшою мірою буде позначатися для пісків і в меншій мірою для глин.

1.2.1. Поведінка ґрунтів основи при активному навантаженні

Процес передачі навантаження від фундаменту на ґрунтову основу супроводжується ущільнення ґрунтів. Ущільнення ґрунтів зменшує їхню пористість, підвищує щільність і сприяє підвищенню несучої здатності. Зменшення пористості відбувається за рахунок переупаковки і деформації зерен ґрунту. Основним процесом, що відбувається під час ущільнення, є компресія.

При стиску ґрунту (без можливості бічного розширення) силами будь-якої величини, або при дії на частину поверхні ґрунту стискаючих сил, що не перевищують певної для даного ґрунту межі, спостерігається ущільнення. Ущільнення ґрунтів поєднує в собі кілька фізичних процесів, зокрема зміну об'єму пор, стиснення твердих часток, води, газів, що містяться в порах, деформації плівок зв'язної води, розчинення газів у поровій воді, взаємне зміщення та руйнування структурних агрегатів. Якщо пори ґрунту заповнені водою, то процес ущільнення під дією стискаючих сил може статися лише за умови видавлювання води з пор [132, 125].

Деформації твердих частинок ґрунту, плівок зв'язної води, газів і води, якщо вони не мають вільного виходу на поверхню, при звичайних напругах в основах фундаментів незначні й практично миттєво відновлюються після зняття навантаження, тобто вважаються пружними. Таким чином, можна вважати, що деформації стиснення виникають тільки за рахунок зменшення об'єму пор ґрунту (зменшується відстань між твердими частинками), в наслідок чого збільшується об'ємна вага [132, 108].

У процесі навантаження частина тиску, що передається на тверді частки, весь час зростає, наближаючись в межі до величини зовнішнього тиску, а частина, що створює напір у воді, зменшується, прагнучи до нуля. Під час всього процесу ущільнення зовнішній тиск дорівнюватиме сумі тисків у скелеті ґрунту (ефективний тиск) і ґрунтовій воді (нейтральне). Кожному тиску в ґрунтовому скелеті (тиск який передається від однієї частки до іншої) відповідає певна величина вологості ґрунтової маси [64, 121, 83]. Це справедливо як динамічних, так і для статичних навантажень.

Час стиснення ґрунту, насиченого водою, залежить від швидкості видавлювання води з пор (швидкості фільтрації). Однак, як зазначено у дослідженнях, навіть після припинення видавлювання води з пор ґрунту деформація продовжує наростати. Це пов'язано із затримкою процесу деформації, оскільки, крім видавлювання води з пор, відбувається об'ємне стиснення скелета ґрунту, що вимагає значного часу, іноді більшого, ніж процес фільтрації води. Подібне явище пояснюється реологічними властивостями ґрунтів, зокрема повзучістю та вторинною компресією [133, 68, 107].

Також можуть відбуватися різні реологічні процеси пов'язані з повзучістю та релаксацією. Процес стиснення (консолідація) протікає дуже повільно, при якому відбувається поступове видавлювання зв'язаної води і гелеподібних колоїдних плівок в контактах мінеральних частинок, а також відбуваються зрушення мінеральних частинок одна по одній, що сприяють більш щільній їх упаковці та перебудові структури ущільненого ґрунту. Вище згаданий процес повзучості може не припинитися і після майже повного видавлювання води з пор, що носить назву вторинної консолидації [108, 31, 12, 13, 97].

Якщо ж ґрунт не повністю насичений водою, містить лише гігроскопічну воду або лісорбовану, при неповному водонасиченні, як показали дослідження [60], істотне значення набувають цементаційні зв'язки і ступінь доступності поверхні частинок для молекул води [132, 108, 97]. Стиснення таких ґрунтів в умовах неможливості бічного розширення починається при тому навантаженні, яке долає тиск набухання, який обумовлений тим ефектом, що відбувається розклинення тонких шарів води або ж коли досягнутий рівень навантаження викликає руйнування цементаційних зв'язків між частинками, що робить можливим їх перехід до більш стійкого стану і більш щільній упаковці.

Структурна міцності ґрунту це зв'язок між частками що надає скелету ґрунту здатність витримувати певне навантаження до початку руйнування цього каркасу, тобто зв'язків. При навантаженнях, менших за структурну міцність, у ґрунті розвиваються лише пружні деформації, а після перевищення структурної міцності та руйнування зв'язків між частками скелету, відбувається

перекомпонуванням часток та ущільнення ґрунту та зменшенням його коефіцієнта пористості. Значення тиску межі структурної міцності може змінюються в широких межах: від 0,01-0,05 МПа до 0,15-0,20 МПа.[20].

Структурна міцність ґрунту визначається як здатність його скелету чинити опір навантаженням до моменту порушення зв'язків між частками, що утворюють каркас ґрунту. Ця властивість обумовлює пружною поведінку ґрунту при навантаженнях, що не перевищують межу структурної міцності. Однак, коли навантаження перевищує цю межу, відбувається руйнування міжчасткових зв'язків, що призводить до перекомпонування часток, ущільнення та зменшення коефіцієнта пористості. Значення тиску, яке відповідає межі структурної міцності, може варіюватися в широких діапазонах [20]. Дослідження показують, що структурна міцність ґрунту є ключовим фактором, який визначає його поведінку під навантаженням. Зокрема, при навантаженнях, що не перевищують межу структурної міцності, деформації є пружними, а після перевищення цієї межі відбувається руйнування зв'язків між частками, що призводить до пластичних деформацій та ущільнення ґрунту. Ці процеси детально описані в роботах, присвячених механіці ґрунтів та фундаментів [108, 120]. Таким чином, розуміння та врахування структурної міцності ґрунту є критично важливими при проектуванні та будівництві інженерних споруд, оскільки це дозволяє передбачити поведінку ґрунту під навантаженням та запобігти можливим деформаціям або руйнуванням конструкцій.

Як деформативність ґрунтів у часі, так і їх опір зрушенню залежить від частини напруження що передається на скелет ґрунту і на воду, яка знаходиться у порах. Порова вода під дією тиску, що виникає в ній, поступово віджимається і передає його на скелет ґрунту, тому деформативність ґрунтів і їх опір зсуву залежать від фільтраційних здібностей ґрунту [65].

За рахунок різної природи структурних зв'язків піщані та глинисті ґрунти ущільнюються по-різному. При тривалих навантаженнях піщані ґрунти ущільнюються дуже мало, так як мають жорсткі контакти між твердими мінеральними частинками, безпосереднє стиснення яких незначне. Сипучі

грунти (за винятком слюдистих пісків), при збільшенні або зменшенні зовнішнього тиску не значно змінюють свою щільність, і практично при тисках від 1 до 4-5 кг/см² цими змінами можна нехтувати.

Глинисті ґрунти ущільнюються сильно, що пов'язано з цілим рядом фізичних та механічних процесів, ущільнення їх протікає повільно та залежить від швидкості видавлювання води з пор. Процес ущільнення зв'язаних ґрунтів, що мають лише водно-колоїдні зв'язки відбувається з початкових ступенів навантаження, без руйнування структурних зв'язків за рахунок стиснення дифузних оболонок колоїдних частинок, так як структурні зв'язки у цих ґрунтів в'язко-пластичні, а не жорсткі. Стиснення дифузних оболонок та видавлювання деякої кількості зв'язаної води з контактів твердих частинок супроводжується взаємним зміщенням твердих частинок, руйнуванням деяких існуючих раніше структурних зв'язків та виникненням нових. Істотне значення тут має повзучість скелета ґрунту та плівок зв'язаної води.

Ущільнення зв'язаних ґрунтів, що мають крім водно-колоїдних ще й жорсткі цементаційні зв'язки буде незначним, поки не станеться руйнування структурних зв'язків дією зовнішнього навантаження, а явище повзучості і вичавлювання води з пор буде не істотним. При виникненні повзучості, обумовленої зсувами частинок, протікання деформацій відбувається без підвищення тиску у воді і визначальним є співвідношення між швидкістю повзучості та водопроникністю ґрунтів[106, 49].

Якщо ж навантаження на структурно-зв'язаний ґрунт досягне рівня при якому структурні зв'язки руйнуються, то виникне значне ущільнення ґрунту, що супроводжується видавлюванням води з пор, яке може статися лише при величині навантаження, що викликає в поровій воді певної величини напір. Тому ущільнення зв'язних ґрунтів, насичених водою, виникне лише за певної величини зовнішнього тиску, яка більша за структурну зв'язність ґрунтів, і супроводжується, при відповідному напорі, видавлюванням води з пор. Для водопроникних незв'язних ґрунтів порушеної структури ущільнення відбувається за будь-якої величини постійного навантаження.

При неповному заповненні пор водою меніски води (капіляри) будуть знаходитися всередині ґрунту, створюючи внутрішній капілярний тиск; при повному заповненні пор водою меніски будуть розташовуватися на поверхні ґрунту, обумовлюючи зовнішній капілярний тиск, інтенсивність якого може, в ряді випадків, перевищити інтенсивність зовнішнього навантаження [74, 23]. Зовнішній тиск у глинистих ґрунтах передаватиметься на тверді мінеральні частинки лише в тому випадку, якщо він перевершить величину капілярного (меніскового) натягу в порах.

Капілярний тиск води в ґрунтах можна розглядати як вторинний ефект дії адсорбційних сил поверхонь мінеральних частинок в капілярних каналцях і порах ґрунтів, результатом чого є тиск менісків води по поверхні розділу повітря-вода. Капілярні сили можуть враховуватися лише при не дуже малих розмірах пор. При розмірах пор 10^{-7} см і менше утворення менісків води неможливо, що є межею застосування теорії капілярного тиску води в ґрунтах [101].

В результаті дослідження багатьох вчених [112] встановлено, що величезну роль у механізмі деформації ґрунтів при ущільненні та набуханні має ефект, що розклинає тонкі шари води, який визначає співвідношення між величиною тиску набухання і величиною зовнішнього тиску. Стиснення ґрунтів може статися лише в тому випадку, коли зовнішній тиск перевищить тиск набухання та викличе порушення структурної зв'язності ґрунтів.

Зміна коефіцієнта пористості залежить не тільки від стискаючих напружень, що діють на горизонтальні майданчики, але й від стискаючих напружень, що діють в інших напрямках. Коефіцієнт пористості ґрунту (який у свою чергу пропорційний вологості) у будь-якій точці залежить в однаковій мірі від величини всіх головних напружень, що діє в цій точці, будучи функцією їх суми (яка цілком визначає зміну коефіцієнта пористості ґрунту в даній точці), і не залежить від тих чи інших співвідношень ними [132, 63].

Для статичного стану ґрунтової маси тиск на будь-якій глибині складається з трьох тисків: від зовнішнього навантаження, власної ваги ґрунтового скелета, полегшеного вагою витісненої ним води, та капілярного тиску.

Водопроникність, фільтрація.

Швидкість ущільнення насичених водою ґрунтів залежить від швидкості видавлювання води з пор і повзучості скелета ґрунту. У процесі ущільнення змінюється об'єм пор, що у свою чергу викликає зменшення їх водопроникності (фільтрація води в порах під дією напорів, що виникають від дії зовнішнього навантаження, що ущільнює). Тому важливе значення в теорії ущільнення (консолідації - швидкість ущільнення водонасичених ґрунтів під дією зовнішнього навантаження) ґрунтів має залежність між швидкістю фільтрації та діючим напором [142, 143, 72, 126]. Наявність системи сполучених пор є умовою водопроникності.

Рух води в ґрунтах відбувається під дією різниць тисків (напорів), що виникають у поровій воді. Найбільше значення має осмотичний (пересування плівкової води під дією різниці осмотичних тисків) та гравітаційний (рух води під дією напору води, зумовленого різницею рівнів води в різних перерізах масиву ґрунту що розглядається) рух води, інтенсивність якого залежить від величини діючих напорів та від водопроникності ґрунтів. Рух води, з достатньою для практичних цілей точністю, може розглядатися як паралельно-струменений ламінарний повільний рух води в пористому середовищі. Швидкість фільтрації води в порах ґрунту прямо пропорційна відношенню втрати напору до довжини шляху фільтрації (гідравлічному градієнту). Швидкість ущільнення ґрунтової маси, у відомих межах, прямо пропорційна коефіцієнту фільтрації (швидкості фільтрації при гідравлічному градієнті що дорівнює 1).

Наявність зв'язаної води у дисперсних ґрунтах значно ускладнює процес фільтрації. Глинисті ґрунти водопроникні лише за певної величини гідравлічного градієнта [126]. Досліди [90] показали, що пористі тіла можуть бути проникні тільки при певних значеннях градієнтів напору. Зв'язані ґрунти

можуть бути водопроникними, але тільки при градієнтах, що не перевищують деяких початкових значень.

Так як у дисперсних глинистих ґрунтах мінеральні частинки оточені адсорбованими і лісорбованими шарами зв'язаної води, то вільна фільтрація може відбуватися лише в межах частини пор, не зайнятих зв'язаною водою. Чим тонший шар зв'язаної води, тим більше буде в'язкість води, яка має суттєвий вплив на процес фільтрації, якщо пори повністю заповнені адсорбованою та лісорбованою водою. Течія в'язкої рідини починається лише після того, як напруження зсуву перевищить деяке граничне, для даної рідини, значення. Щоб почалася фільтрація води в глинистих ґрунтах, має бути подолано в'язкий опір зсуву шарів зв'язаної води, що заповнює пори. Фільтрація води в глинистих ґрунтах відбуватиметься лише в зонах, де величина градієнта напору більша за початковий для даної глини градієнт [48].

Якщо всі пори заповнені водою, то стиснення ґрунту, без можливості бічного розширення може відбуватися лише за рахунок видавлювання води з пор і швидкість ущільнення буде залежати, головним чином, від швидкості видавлювання води з пор. Процес стиснення в реальних ґрунтах ускладнюється непружними переміщеннями і зсувами частинок, розклинюючою дією тонких шарів води, особливо в ґрунтах з лускатою формою частинок, пружністю структурних зв'язків (наприклад колоїдних). Для піщаних ґрунтів, які мають відносно великі пори, процес ущільнення пройде надзвичайно швидко, не враховуючи зрушень частинок та їх деякої переупаковки. Для глинистих ґрунтів, що мають велику кількість дуже дрібних пор, процес ущільнення буде продовжуватися дуже довго. Чим більша водопроникність ґрунту тим швидше протікає процес його ущільнення. Рух води під дією постійного навантаження відбувається під дією гідростатичного напору, що дорівнює вазі стовпа води, еквівалентного зовнішньому тиску. При стисканні водонасичених ґрунтів слід враховувати дві системи тисків: тиск у скелеті ґрунту, що ефективно на нього впливає (що викликає стиснення скелета, його ущільнення тощо) і тиск, що зумовлює лише напор у воді, що викликає її фільтрацію (видавлювання з пір).

Нейтральний тиск дорівнює об'ємній вазі води, помноженій на п'єзометричну висоту. Нейтральний тиск передається через порову воду, а ефективний лише через точки контакту твердих частинок. Ефективний тиск у скелеті водонасиченого ґрунту дорівнює тиску від ваги стовпа зваженого у воді ґрунту.

Опір зсуву ґрунтів обумовлений опором тертю частинок по поверхнях ковзання при дії зсувних сил, особливо яскраво виявляється в ідеально сипучих ґрунтах. Навантаження в ґрунті буде викликати не тільки нормальні до поверхонь ковзання, але й дотичні (зсувні) напруження. Гранична величина опору ґрунтів зсуву (залежність між нормальним тиском і опором ґрунтів зсуву) є основною характеристикою міцності ґрунтів [52, 141, 129]. Для сипучих ґрунтів опір зсуву є їх внутрішнє тертя. Для зв'язаних (глинистих) ґрунтів обумовлений як тертям, так і головним чином їх зв'язаністю (молекулярна, структурна, капілярна).

1.4. Зовнішні динамічні впливи: сейсмічні та вибухові навантаження.

В Україні значна частина територій належить до сейсмічно небезпечних зон, що обумовлює необхідність комплексного врахування сейсмічних впливів під час проектування будівель і споруд. Згідно з чинними нормативними документами, рівень сейсмічного ризику визначається на основі карт сейсмічного районування, які демонструють імовірність виникнення землетрусів певної інтенсивності на конкретних територіях. У разі недостатньої деталізації таких даних можуть проводитися додаткові спеціалізовані дослідження для оцінки сейсмічних характеристик конкретних майданчиків.

Неврахування сейсмічних впливів або недостатня точність їх оцінки можуть призвести до катастрофічних наслідків, що підтверджується численними прикладами з міжнародної практики. Особливу роль у цьому відіграє взаємодія "Основа-Фундамент-Будівля", яка суттєво впливає на амплітуду та тривалість коливань. Врахування цих чинників є фундаментальним для забезпечення стійкості конструкцій при сейсмічних впливах. Проведення наукових

досліджень у цій сфері є критично важливим для розробки ефективних проектних рішень, спрямованих на підвищення сейсмостійкості конструкцій і забезпечення безпечної експлуатації будівель у сейсмічно небезпечних регіонах.

Сучасні реалії, зумовлені збройною агресією Російської Федерації, створюють додаткові виклики для будівельної галузі, серед яких особливу увагу слід приділити вибуховим навантаженням. Ці динамічні впливи суттєво відрізняються від сейсмічних за своїм імпульсним характером, короткою тривалістю дії, високою інтенсивністю та локалізацією. Вибухи спричиняють утворення ударних хвиль, які поширюються з великою швидкістю, створюючи високочастотні коливання і надмірні напруження у матеріалах конструкцій.

Наслідки таких впливів можуть бути руйнівними не лише для будівельних елементів, але й для основи, на якій вони зводяться. Це особливо небезпечно для висотних споруд, де взаємодія конструкцій із ґрунтовою основою визначає їхню динамічну стійкість. Такі пошкодження можуть призводити до втрати несучої здатності споруд або їхнього повного руйнування.

Крім того, вибухові навантаження на критичну інфраструктуру (мости, електростанції, лікарні) створюють загрози не лише для споруд, але й для функціонування економіки та безпеки населення. Тому проектування будівель і споруд, здатних витримувати такі динамічні впливи, є критично необхідним у сучасних умовах.

Для забезпечення надійності конструкцій необхідно розробляти ефективні методи моделювання та методики, які враховують як прямі наслідки динамічних впливів, так і їхній вплив на стійкість системи "Основа-Фундамент-Будівля". Інтеграція цих підходів у нормативну базу сприятиме підвищенню безпеки існуючих споруд, створенню стійких проектних рішень і мінімізації ризиків у сучасних умовах природних та техногенних загроз.

Зовнішні динамічні впливи, такі як сейсмічні та вибухові навантаження, є визначальними чинниками для безпеки будівель і споруд. Їхня різна природа, інтенсивність і характер дії створюють значні виклики для проектування конструкцій, особливо у висотному будівництві. Тому розробка ефективних

методів моделювання і методик, що враховують специфіку цих впливів, є важливим напрямком досліджень, спрямованих на підвищення стійкості будівель, забезпечення їхньої функціональності та мінімізацію ризиків в умовах зростання природних і техногенних загроз.

1.4.1. Сучасні вимоги до проектування і розрахунку будівель на сейсмічно небезпечних районах.

Оцінка сейсмічності території включає комплекс методик, які базуються на аналізі історичних даних, інструментальних спостережень, геофізичних досліджень та моделювання геодинамічних процесів. Для території України, яка розташована в зоні Карпатського регіону, зони Вранча (Румунія), а також Криму, застосовуються підходи, що дозволяють врахувати специфіку регіональної тектоніки та локальних умов майданчиків.

На основі довготривалих спостережень за сейсмічною активністю розробляються карти сейсмічного районування, які враховують інтенсивність сейсмічних впливів [18] (бали за шкалою MSK-64, EMS-98 тощо), типові магнітуди землетрусів для регіону, частоту землетрусів різної магнітуди, а також геологічні характеристики, зокрема наявність активних розломів та тектонічних плит. Ці карти створюються на основі геофізичних досліджень, які передбачають вивчення коливань земної кори за допомогою сейсмографів і аналіз активності тектонічних розломів. Додатково враховуються геологічні мапи регіону, тектонічні особливості ґрунтів, а також результати історичного аналізу даних щодо хронології землетрусів, руйнувань та жертв [50, 42, 35]. Інформація про минулі землетруси дозволяє уточнювати характеристики потенційних сейсмічних впливів у майбутньому.

Для уточнення характеристик конкретної ділянки з урахуванням локальних умов, таких як товщина осадових відкладів, тип ґрунтів, наявність та вплив підземних вод, геоморфологічні фактори, проводиться мікросейсморайонування [24, 25]. Цей підхід дозволяє врахувати локальні

умови, які суттєво впливають на інтенсивність сейсмічних хвиль. При проектуванні інтенсивність сейсмічних впливів приймають на основі карт загального сейсмічного районування відповідно до класу наслідків (відповідальності) будівель та ґрунтових умов майданчика, а також із врахуванням спеціальних геофізичних експериментальних досліджень. Відповідно до ДБН В.1.1-12:2014 [15], існує поділ ґрунтів на категорії за сейсмічними властивостями. В залежності від категорії ґрунтів може суттєво збільшитись сейсмічність майданчика забудови. У випадку неоднорідного нашарування ґрунтів їх відносять до несприятливої категорії лише у тому випадку, коли їх сумарна потужність перевищує 5 м у межах десятиметрового шару від планувальної позначки.

Сейсмічність території також може бути визначена на основі інструментальних спостережень, які включають реєстрацію амплітуд, тривалості та частоти коливань за допомогою сейсмографів [8] на станціях реєстрації сейсмічних хвиль. Дані таких спостережень використовуються для побудови 3D-карт тектонічної активності. Додатково використовуються GPS-спостереження для вимірювання переміщень земної кори в реальному часі, що дозволяє оцінювати швидкість накопичення напружень у тектонічних розломах.

Для оцінки впливу локальних інженерно-геологічних умов на інтенсивність сейсмічних впливів на практиці часто проводять сейсмічне мікрорайонування майданчиків будівництва методом сейсмо-геологічних аналогій та інструментальними методами, такими як метод сейсмічних жорсткостей [32, 1] і реєстрація високочастотних мікросейсм [36, 39]. На основі цих досліджень генерують розрахункові акселерограми, які використовують для моделювання сейсмічних впливів землетрусів із зони Вранча і місцевих вогнищевих зон у сучасних програмних комплексах, таких як SCAD, LIRA, Abaqus, ANSYS та SAP2000.

Метод сейсмічних жорсткостей ґрунтується на емпіричній залежності між приростами сейсмічної інтенсивності та сейсмічними жорсткостями порід, що визначаються як добуток швидкості сейсмічних хвиль на густину порід.

Враховується також вплив глибини залягання рівня ґрунтових вод і резонансні ефекти у верхній частині геологічного розрізу. Амплітуда сейсмічних хвиль може збільшуватись при переході з середовища з більшою жорсткістю до середовища з меншою жорсткістю. Місцеві відхилення сейсмічної жорсткості від середньої визначають основний приріст сейсмічної інтенсивності. Для оцінки цього ефекту застосовуються емпіричні формули Медведєва [32, 30].

Метод реєстрації високочастотних мікросейсм ґрунтується на аналізі параметрів мікроколиваний ґрунтів, які збуджуються джерелами природного та техногенного походження. Ґрунт у цьому випадку розглядається як фільтр, що змінює амплітудний і фазовий спектри сейсмічних хвиль, що падають на підоснову осадового чохла. Прирости сейсмічної інтенсивності визначаються шляхом порівняння амплітуд коливаний ґрунтів у різних пунктах реєстрації та на еталонній ділянці [9].

Такий підхід дозволяє значно підвищити точність прогнозування сейсмічних впливів та їх наслідків для об'єктів будівництва.

Опис мап сейсморайонування, методики дослідження сейсмічності.

Мапи сейсморайонування (ЗСР) є важливим інструментом для аналізу та оцінки сейсмічної небезпеки територій, що використовуються як основа для будівництва та проектування об'єктів. В Україні створено нормативну базу для використання цих карт, зокрема, карти ЗСР-2004, які включені до Державних будівельних норм [15]. Основною метою використання мап ЗСР є визначення рівня інтенсивності сейсмічних струшувань, що може бути характерним для тієї чи іншої території. Ці мапи створені на основі багаторічних спостережень за сейсмічною активністю, аналізу геологічних та геофізичних умов і використовують міжнародно визнані сейсмічні шкали, зокрема MSK-64 та EMS-98 [18].

Мапи загального сейсморайонування відображають інтенсивність сейсмічних впливів у балах для різних територій України. Вони розробляються для різних періодів повторюваності землетрусів, таких як 500 і 5000 років, що дозволяє враховувати довготривалі прогнози [15]. Наприклад, карта ЗСР-2004-С

демонструє рівень інтенсивності сейсмічних струшувань з імовірністю 99% їхнього неперевищення у найближчі 50 років [15]. Основою для створення цих мап є аналіз потужних підкорових землетрусів, таких як ті, що відбуваються у зоні Вранча (Румунія), а також дані про місцеві сейсмоактивні зони [50]. У межах Києва нормативна інтенсивність сейсмічних струшувань становить 6 балів за шкалою MSK-64, що відповідає середнім геологічним умовам та прогнозованим землетрусам раз на 5000 років [15].

Територія України поділена на зони за сейсмічністю відповідно до геологічних, геофізичних та тектонічних особливостей. Основними джерелами сейсмічної небезпеки є: зона Вранча (Румунія), Карпатський регіон, Кримський півострів і окремі активні розломи на території України [50]. Зона Вранча є найбільш значущою через високу магнітуду підкорових землетрусів, які можуть впливати на значні території, включаючи Київ [50]. Карпати та Кримський півострів характеризуються локальними джерелами сейсмічності, що мають обмежену зону впливу [50]. Поділ території на зони відображає різницю в прогнозованій інтенсивності землетрусів і слугує основою для будівельних стандартів [42].

Поділ на сейсмічні зони викликаний необхідністю врахування регіональних відмінностей у геологічних і тектонічних структурах. Наприклад, для північної та центральної частини України, де переважають стабільні кристалічні щити, сейсмічна небезпека є низькою [50]. У південних регіонах, таких як Кримський півострів, присутні активні тектонічні структури, що обумовлюють підвищену сейсмічність [50].

Для кожної сейсмічної зони розроблено карти, які використовуються залежно від типу об'єкта. Наприклад, для об'єктів критичної інфраструктури, таких як атомні електростанції, застосовуються карти з детальнішим поділом і врахуванням екстремальних сценаріїв [15]. Для звичайного будівництва використовуються стандартні карти ЗСР, що базуються на середніх прогнозах [15].

Сейсмічність майданчика може змінюватися залежно від ґрунтових умов. Наприклад, м'які або водонасичені ґрунти можуть значно посилювати інтенсивність сейсмічних струшувань, тоді як тверді скельні породи здатні знижувати їхній рівень. У таких випадках проводиться сейсмічне мікрорайонування (СМР), яке дозволяє врахувати вплив локальних умов. Це включає використання інструментальних методів для визначення жорсткості ґрунтів та реєстрацію високочастотних мікросейсм.

Методика дослідження сейсмічності територій передбачає кілька основних етапів. Перш за все, виконується загальне сейсморайонування, яке надає фонову оцінку інтенсивності сейсмічних струшувань для регіону [15]. Для більш точного визначення сейсмічної небезпеки конкретної ділянки застосовується сейсмічне мікрорайонування (СМР). Цей процес дозволяє врахувати вплив локальних геолого-геофізичних умов, таких як властивості ґрунтів, глибина залягання рівня ґрунтових вод, неотектонічна активність та інші фактори [50].

Сейсмічне мікрорайонування виконується методами сейсмо-геологічних аналогій, інструментальними методами та реєстрацією мікросейсм. Метод сейсмо-геологічних аналогій базується на порівнянні досліджуваної території з іншими регіонами зі схожими геологічними умовами, де вже були проведені сейсмологічні дослідження [50]. Інструментальні методи включають визначення сейсмічної жорсткості ґрунтів за допомогою спеціальних пристроїв, таких як сейсмографи. Реєстрація мікросейсм, у свою чергу, дозволяє отримати дані про високочастотні коливання ґрунтів, які спричиняються різними природними чи техногенними факторами. Ці дані використовуються для моделювання та оцінки приросту інтенсивності (ΔI) сейсмічних впливів порівняно з нормативними значеннями [18].

Для польових досліджень застосовуються сучасні апаратно-програмні комплекси, які дозволяють реєструвати параметри сейсмічних хвиль [50]. Після збору даних проводиться геофізичне моделювання, що включає створення розрахункових акселерограм для різних сценаріїв землетрусів [50]. Акселерограми використовуються для оцінки ампліудно-частотних

характеристик ґрунтів і споруд, що дозволяє визначити, як обрані будівельні матеріали та конструктивні рішення будуть поводитися під час землетрусу.

Таким чином, мапи загального сейсморайонування та детальні методики дослідження сейсмічності є необхідними інструментами для забезпечення безпеки будівництва в сейсмічно активних районах [15]. Їхнє застосування дозволяє врахувати всі ключові фактори, що впливають на сейсмічну небезпеку, і створити ефективні проектні рішення для мінімізації ризиків .

1.4.2. Сучасні методи врахування вибухових навантажень на будівлі.

Під час військової агресії російської федерації проти України, інженерам доводиться не тільки розробляти конструкції для захисту об'єктів критичної інфраструктури перед атаками безпілотників-камікадзе та ракетами а й проектувати нові будівлі та споруди з урахуванням того факту що окрім звичайних навантажень на майбутні будівлі також можуть діяти ще надвисокі тиски від вибухової ударної та удари осколків різної маси. При зіткненні з конструкцією детонація бойової частини створює вибухову ударну хвилю інтенсивного тиску, спрямовану на руйнування інженерних конструкцій [27, 136]. Під час проектування захисту споруд критичної інфраструктури, використання комп'ютерного моделювання дозволяє оцінити реальний вплив вибухового навантаження на міцність елементів конструкцій. Тривалість активної фази вибухового навантаження дуже мала і триває лише тисячні долі секунди. За таких умов доцільно проводити моделювання на основі явних методів прямого інтегрування в часі, що також дозволить врахувати характеристики конструкційних матеріалів при високих швидкостях деформування.

Проблема моделювання динамічних впливів вибухів привертає увагу багатьох дослідницьких груп у світі: А.Н. Бирбраер, О.І. Волощенко, В.І. Коцюруба, А.С. Білик, С.Ю. Кураш, В.А. Дунин, М.С. Барабаш, І.В. Бармін, Ю.В. Максим'юк, S.P. Bisyk, I.V. Cherkov, M.I. Vaskivskyu, V.G. Korbach, O.A.

Slyvinskyu, L.S. Davydovskyu, O.M. Aristarkhov. Наприклад, у [28] (Коцюруба В.І. та ін., 2022) автори досліджують вплив ударної хвилі на укриття та розглядають вплив навантажень, викликаних вибухом різних боєприпасів. Автори чисельними методами моделюють взаємодію ударної хвилі з укриттям та досліджують вплив різних факторів на стійкість укриття до ударної хвилі. У роботі [11] (Волощенко та ін., 2021) запропоновано вдосконалену методику розрахунку стійкості конструкцій до пробивання, проникнення, рикошету та вибухових впливів, що є важливим для проектування фортифікаційних споруд. У дослідженні [138] (Wang L. et al., 2023) розглядаються інноваційні методи реконструкції тиску ударної хвилі після вибуху, які можуть бути використані для оцінки пошкоджень. Робота [109] (Faiza et al., 2022) зосереджується на впливі вибухових навантажень на житлові споруди та можливостях відновлення пошкоджених елементів.

На сьогодні в Україні переважна більшість інженерів-проектувальників враховують вплив вибухових навантажень за будівельними нормами [16] у вигляді квазістатичних навантажень значення яких приймають за вказівками даних норм або розраховують за різними широко поширеними методиками та стандартами [57, 95] і далі прикладають у розрахункові схеми у вигляді статичних навантажень. Однак, як зазначалось вище, час дії цих тисків мілісекунди і відповідно напружено-деформований стан несучих конструкцій буде суттєво відрізнятися, навіть якщо значення цих тисків визначено правильно. На сьогоднішній день сучасна комп'ютерна техніка дозволяє виконувати оцінку цих впливів безпосередньо числовим імітаційним моделюванням фізичних процесів що протікають в матеріалах конструкцій з урахуванням підвищеної міцності при високих швидкостях деформації. На сьогоднішній день багато науковців підкреслюють необхідність перегляду старих технічних довідників, адаптації до сучасних умов і створення більш універсальної бази даних для різних типів ґрунтів та конструкцій [104].

Моделювання детонації є надзвичайно складним процесом, для вирішення якого було розроблено багато моделей вибухових речовин. Однак з

найпоширенішими моделями для поверхневих вибухів є модель Джона-Вілкінса-Лі або JWL (Jones–Wilkins–Lee), модель сферичної падаючої хвилі та модель CONWEP. CONWEP, не потребує об'єднання об'єму рідини для врахування надлишкового тиску відбиття, як сферична модель, і не потребує моделювання самого вибухового матеріалу, як модель JWL [137], крім того, її було розроблено для використання НАТО в моделюванні наслідків вибухів, що надає йому достовірності.

Вплив навантаження від вибуху представляє собою складний процес. Як один із варіантів, цей вплив можна визначити для сферичних падаючих хвиль (атмосферний вибух) за допомогою емпіричних даних, отриманих при використанні програми Conventional Weapons Effects Program (CONWEP), яка зарекомендувала себе в задачах цього класу.

Модель CONWEP — це інструмент для моделювання ефектів вибухів, розроблений для прогнозування впливу вибухових хвиль на структури та поверхні [116]. Модель CONWEP підходить для аналізу та вирішення задач, які пов'язані з оцінкою ефектів вибухових навантажень у різних умовах. Основними класами задач, для яких ця модель ефективна, є: оцінка впливу повітряної вибухової хвилі на будівельні конструкції, такі як стіни, перекриття та фундаменти; розрахунок параметрів пікового надлишкового тиску, часу прибуття хвилі та тривалості фаз для перевірки стійкості будівель [111, 130]; визначення зон ризику руйнування або пошкодження конструкцій у разі вибухів; аналіз ефективності інженерних рішень для захисту від вибухових навантажень, наприклад, бункерів, захисних бар'єрів або енергопоглинаючих структур [110]; визначення параметрів необхідних матеріалів і геометрії конструкцій для мінімізації впливу ударної хвилі [110]; визначення зон ураження для цивільних будівель у випадках терористичних атак або промислових аварій; аналіз впливу вибухів на навколишню інфраструктуру, включаючи вікна, фасади, дорожні покриття [122]; оцінка ефективності вибухових засобів (наприклад, снарядів або авіабомб) при плануванні військових операцій [62]; аналіз впливу вибухів на техніку, інженерні споруди або укриття [84]; оцінка утворення воронки та впливу

вибухів на ґрунтову основу [115]; розрахунок параметрів викиду ґрунту внаслідок вибуху та аналіз наслідків для фундаментів чи підземних комунікацій; визначення безпечних відстаней у разі вибухів на промислових об'єктах (наприклад, склади вибухових речовин або хімічних реагентів); аналіз потенційних ризиків для працівників і навколишнього середовища.

Проте разом з цим ця модель має також ряд обмежень застосування:

Оскільки CONWER базується на емпіричних даних, отриманих із серії експериментів. Це означає, що результати можуть бути неточними для умов, які виходять за межі цих експериментів. Модель передбачає, що вибух є сферично симетричним. У реальності вибух може бути спрямованим або асиметричним, залежно від умов навколишнього середовища та геометрії.

CONWER обмежено враховує взаємодію вибухової хвилі зі складними геометриями поверхонь або перешкод. Модель оптимально працює для ідеально плоских чи однорідних поверхонь, тому її застосування для реальних конструкцій із нерівностями, порожнинами чи виступами може потребувати додаткових уточнень або коригувань.

CONWER є обмеженою для задач, де вибух відбувається у ґрунті, воді чи інших неоднорідних середовищах. Параметри вибуху в таких умовах значно відрізняються від повітряних вибухів. Вплив конструктивних перешкод на відбиття чи дифракцію ударної хвилі не моделюється.

На великих відстанях від вибуху модель може недооцінювати чи переоцінювати тиск через недостатню деталізацію фізичних процесів згасання хвилі. Відображення хвиль (наприклад, на ґрунті або сусідніх поверхнях) також не враховується належним чином.

CONWER розраховує тільки кінцеві параметри вибуху (тиск, імпульс тощо) і не дозволяє моделювати повну динаміку процесу, наприклад, взаємодію хвиль або пошкодження з часом та не враховує нагрівання чи термічні ефекти, які можуть бути значними при вибухах великої потужності або хімічних вибухах.

Вона базується на емпіричних даних і аналітичних методах, отриманих під час численних досліджень вибухів. Модель CONWEP використовує принцип масштабування відстані, який базується на відстані від джерела вибуху до поверхні навантаження та кількості вибухової речовини (у тротиловому еквіваленті). Для конкретної масштабованої відстані програма дозволяє розрахувати такі дані, як максимальний надлишковий тиск, час прибуття хвилі, тривалість позитивної та негативної фази, коефіцієнт згасання для падаючого та відбитого тиску. Для апроксимації залежності тиску від часу (P-t), CONWEP використовує експоненціальне згасання тиску та використовує рівняння, виведені Лабораторією балістичних досліджень Міністерства армії США для визначення параметрів пікового тиску, тривалості, часу прибуття та імпульсу [11, 12]:

$$P(t) = P_{SO} \left(1 - \frac{(t-t_a)}{t_d} \right) \exp \left(-A \frac{(t-t_a)}{t_d} \right) \quad (1.1)$$

де:

$P(t)$ - тиск в момент часу t ,

P_{SO} - пік падаючого надлишкового тиску в момент часу $t - t_a$,

t_a - час приходу,

t_b - тривалість хвилі тиску,

A - коефіцієнт згасання.

На близьких відстанях негативна фаза незначна і для розрахункових цілей ігнорується CONWEP. Однак негативна фаза набуває більшого значення на більш віддалених відстанях.

Повна історія залежності P-t, що використовується CONWEP представлена на (рис.1.3.1).

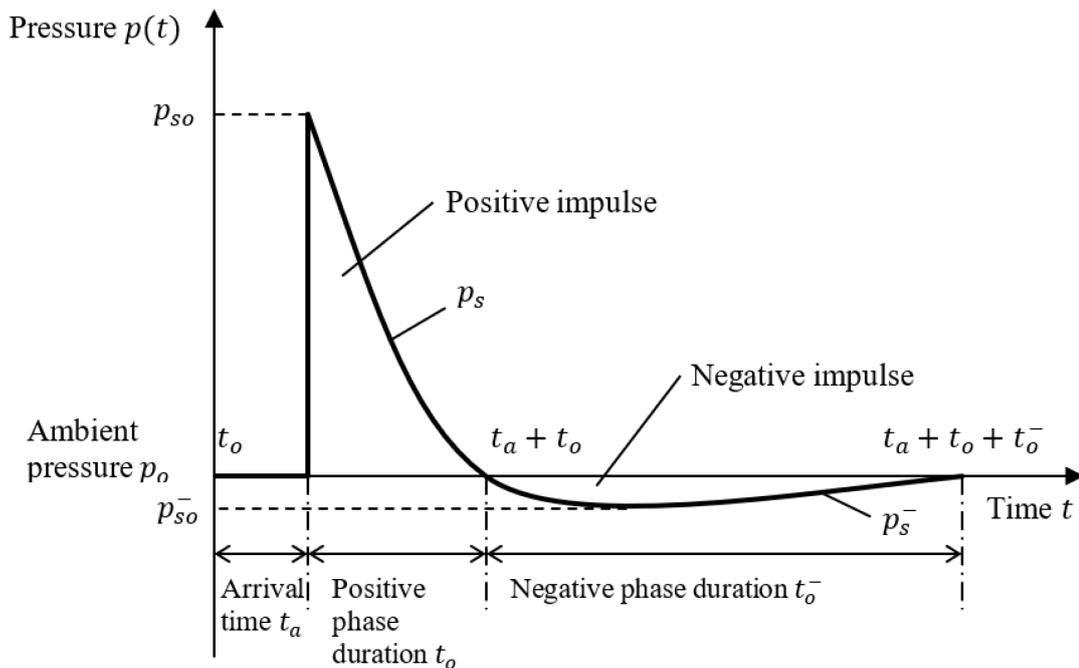


Рис.1.3.1 Схема історії зміни тиску вибухової ударної хвилі від часу під час вибуху (Міністерство армії США, 1990).

Модель Джона-Вілкінса-Лі (JWL) (John-Wilkins-Lee) — це широко використовуване рівняння стану для опису поведінки вибухових речовин при детонації. Вона була вперше представлена в 1968 році вченими Е. Лі, Г. Хорнінгом та Дж. Курі з Ліверморської національної лабораторії ім. Лоуренса [98]. Модель призначена для моделювання тиску, який створюється продуктами вибуху, залежно від їхньої щільності та енергії. Вона є важливим інструментом у дослідженні детонації, вибухових хвиль та вивченні динаміки стисливих середовищ. Вона застосовується для моделювання поведінки високоефективних вибухових матеріалів, таких як тротил (TNT), гексоген (RDX), октоген (HMX) тощо, при чисельних розрахунках кінетики детонації, аналізу вибухової хвилі, і прогнозування її впливу на матеріали та конструкції, в інженерних задачах для розрахунку впливу вибуху на інфраструктуру, транспортні засоби, балістичний захист, підривні роботи [66, 67, 78].

Модель точно описує розширення продуктів детонації внаслідок роботи, яку вони виконують на зовнішніх поверхнях та використовується для моделювання термодинамічного стану продуктів детонації в межах або поблизу

стану Чепмена–Жуге (Chapman–Jouguet) [75, 93]. Вона широко застосовується для оцінки ефективності балістичного захисту та планування підривних робіт, дозволяючи передбачити поведінку вибухових хвиль та їх вплив на захисні матеріали [58]. JWL модель дозволяє визначити навантаження, що виникає внаслідок вибуху, і оцінити напружено-деформований стан будівельних матеріалів та використовується для моделювання захисних споруд, таких як бункери або укриття та дослідження взаємодії вибухових хвиль з будівлями для оцінки стійкості та розробки захисних заходів [96]. Також ця модель застосовується при моделюванні впливу вибухів на транспортні засоби та визначення їх пошкоджень від підривів мін або фугасів [105, 134]. Вона може бути використана і для аналізу передачі вибухових хвиль через ґрунтові середовища. Ще JWL використовується для експериментальної оцінки характеристик нових вибухових речовин, наприклад калібрування параметрів для нових типів пороху чи вибухових сумішей. Основними перевагами JWL використання для цих задач є те що вона описує поведінку вибухових продуктів у широкому діапазоні тисків та об'ємів; може адаптуватися до різних типів вибухових речовин та легко впроваджується в чисельні алгоритми в програмах, таких як Abaqus, LS-DYNA, ANSYS Autodyn; дозволяє точно описувати процес розширення вибухових продуктів, зокрема у фазі високого тиску, що є критично важливим для задач, пов'язаних із впливом вибухових хвиль на об'єкти; може бути використана в задачах, де продукти детонації взаємодіють із навколишніми матеріалами (ґрунтами, водою, конструкціями тощо); підходить як для аналізу одиничних вибухів, так і для комплексних сценаріїв, включаючи мультивибухові середовища або специфічні геометрії; її параметри можуть бути точно визначені для кожного типу вибухової речовини, що забезпечує високий рівень відповідності експериментальним даним.

До обмежень JWL слід віднести: те що параметри потребують точного експериментального визначення, модель не враховує складні хімічні реакції та припускає, що всі хімічні перетворення вже завершені, і описує тільки поведінку продуктів вибуху, вона не придатна для низьких швидкостей та є менш точна для

опису продуктів вибуху, коли тиск зменшується до дуже низьких значень, не завжди точно описує поведінку продуктів детонації у гетерогенних середовищах або за наявності сильних відбиттів хвиль. JWL працює найкраще для традиційних вибухових речовин. Для нових чи нетрадиційних матеріалів параметри моделі можуть бути неточними або непридатними. Для газових вибухів і вибухів газових хмар JWL поступається спеціалізованим моделям, наприклад, моделі CONWEP або інцидентної хвилі.

Рівняння JWL описується наступною формулою:

$$P = A \exp\left(-\frac{R_1 V}{\rho_0}\right) + B \exp\left(-\frac{R_2 V}{\rho_0}\right) + \frac{\omega E}{V} \quad (1.2)$$

де P — тиск вибухових продуктів,

$V = \frac{\rho_0}{\rho}$ — відносна питома щільність (де ρ_0 — початкова щільність, а ρ —

поточна щільність продуктів вибуху,

A , B - емпіричні параметри, що характеризують тиск у двох різних експоненційних режимах розширення,

R_1 , R_2 — коефіцієнти, які визначають швидкість експоненційного зменшення тиску,

ω — адіабатичний індекс, пов'язаний із співвідношенням між внутрішньою енергією й тиском у кінцевих фазах розширення,

E — питомий внутрішній енергетичний стан продуктів вибуху.

Параметри A , B , R_1 , R_2 , ω визначаються експериментально для конкретної вибухової речовини. Вони враховують фізичні процеси, такі як розширення та охолодження продуктів детонації.

Перша частина рівняння (з членами A та B) описує швидке зменшення тиску у початковій фазі розширення вибухових продуктів. Третій член $\left(\frac{\omega E}{V}\right)$ враховує внесок енергії у фазі, коли продукти вибуху починають досягати термодинамічної рівноваги.

Модель часто використовується в програмах чисельного моделювання (наприклад, ABAQUS, ANSYS Autodyn, LS-DYNA) [139] для опису поведінки

вибухових речовин. До переваг слід віднести те що дана модель забезпечує високий рівень точності у відтворенні тиску продуктів вибуху, простота інтеграції в чисельні моделі динаміки рідин і газів, гнучкість у налаштуванні параметрів для конкретних матеріалів.

Параметри JWL визначають за допомогою експериментальних вимірювань у детонаційних трубах або вибухових камерах де вимірюють тиск, щільність та швидкість розширення продуктів вибуху [114, 135, 128]. Використовуються методи найменших квадратів для підбору параметрів A, B, R_1, R_2, ω , що найкраще відповідають експериментальним даним.

Модель **інцидентної хвилі** — це підхід для моделювання впливу вибухових хвиль, який використовується в чисельному аналізі, зокрема в задачах, де детонаційні хвилі взаємодіють із об'єктами або структурами. Її основна мета — описати поведінку вибухової хвилі (інцидентної хвилі) до її взаємодії з поверхнями або перешкодами. Замість повного опису джерела вибуху та продуктів детонації, модель фокусується на описі тискової хвилі, яка поширюється від вибуху, це дозволяє уникнути складних обчислень, пов'язаних із поведінкою продуктів вибуху, і зосередитися на хвильовій механіці. Інцидентна хвиля визначається як хвиля з певними параметрами (тиском, тривалістю, імпульсом), які відповідають реальному вибуху на певній відстані. В цій моделі використовують два типи хвиль: плоска і сферична. Плоска хвиля використовується у випадку рівномірного розповсюдження енергії вибуху на поверхні, а сферична коли випромінювання енергії вибуху відбувається в усіх напрямках, що найчастіше використовується для точкових джерел вибуху. Модель базується на аналітичних або емпіричних залежностях, які описують тиск хвилі як функцію часу ($P(t)$) та відстані (r) [117, 56]:

$$P(t) = P_{peak} \cdot e^{-t/\tau} \quad (1.3)$$

де: P_{peak} — піковий тиск вибухової хвилі, τ -тривалість позитивної фази.

Імпульс розраховується як інтеграл тиску протягом часу позитивної фази:

$$I = \int_0^{t_{end}} P(t)dt \quad (1.4)$$

Швидкість поширення хвилі в цій моделі залежить від середовища (звукова швидкість плюс кінетичні поправки від вибуху).

Інцидентна хвиля використовується для визначення тискових навантажень на споруди, транспортні засоби або інфраструктуру. Модель дозволяє описувати поширення хвилі після наземного, повітряного або підводного вибуху. Розрахунок ударних навантажень для оптимізації геометрії бункерів, бар'єрів або броньованих об'єктів. Модель використовується для аналізу поширення хвиль від вибухів у промислових аваріях (наприклад, вибухів газових сумішей).

Переваги моделі: Інцидентна хвиля описується простими математичними залежностями, що спрощує чисельний аналіз; модель може адаптуватися до різних середовищ (повітря, вода, ґрунт) і типів вибухів; не потребує повного опису джерела вибуху чи продуктів детонації.

Недоліки моделі: не враховує складних хімічних реакцій у джерелі вибуху; ігнорує взаємодію продуктів вибуху з хвилею, для нерегулярних поверхонь і замкнених просторів точність моделі може знижуватися; у ближньому полі від джерела вибуху модель може не враховувати вплив локальних явищ.

Під впливом вибухового навантаження в матеріалах конструкцій будівель та споруд, зокрема таких як бетон і сталь, процеси деформування та напруження, що виникають у результаті дії цих дій, характеризуються високою швидкістю перебігу. У зв'язку з цим, окрім пластичності, важливо враховувати залежність міцності матеріалів від швидкості деформування [41, 77, 89]. Для адекватного відображення цих явищ необхідно обирати моделі поведінки матеріалів, які враховують зазначені особливості. Далі розглянемо найбільш поширені моделі, що можуть бути застосовані для дослідження поведінки конструкцій зі сталі та бетону під час дії вибухових навантажень.

Алгоритм CONWEP є ефективним і зручним методом моделювання вибухових навантажень, що зумовлює його доцільність застосування у даній роботі. Його ключова перевага полягає в можливості швидкого та точного

розрахунку основних параметрів вибухової хвилі, таких як максимальний надлишковий тиск, тривалість фаз, час прибуття хвилі та імпульс, на основі емпіричних даних, отриманих Лабораторією балістичних досліджень Міністерства армії США. Це дозволяє суттєво спростити процес моделювання вибухових впливів, уникаючи необхідності проведення складних фізичних симуляцій.

CONWER демонструє універсальність застосування, оскільки його алгоритм масштабує ефекти вибухів для різних обсягів вибухових речовин і відстаней, що дає змогу використовувати його для широкого спектра задач, включаючи моделювання вибухів у відкритому просторі, на поверхнях та у конструкціях висотних будівель. Модель також забезпечує зручність для розрахунків, оскільки дозволяє враховувати складні динамічні параметри вибухової хвилі без необхідності залучення значних обчислювальних ресурсів, що є важливим для проектів із обмеженими часовими та фінансовими рамками.

Особливої уваги заслуговує можливість інтеграції CONWER із сучасними програмними комплексами, такими як Abaqus. Це забезпечує ефективне поєднання моделювання вибухових впливів із нелінійними моделями поведінки матеріалів та тривимірними розрахунковими схемами. Крім того, алгоритм використовує апроксимацію залежності тиску від часу шляхом експоненціального згасання, що дозволяє точно описати динаміку вибухової хвилі у фазі позитивного тиску. Надійність алгоритму підтверджується його багаторічним використанням у задачах проектування та захисту як військових, так і цивільних об'єктів.

У цій роботі алгоритм CONWER був застосований для моделювання впливу вибухової хвилі на конструкцію укриття. Такий підхід обумовлений необхідністю швидкого та точного розрахунку параметрів вибухової хвилі, врахування її загасання на віддалених відстанях, що є важливим для проектування ефективних захисних споруд. Алгоритм дозволив моделювати вибуховий вплив у тривимірній постановці, забезпечуючи при цьому високу точність та ефективність обчислень. Таким чином, використання CONWER є

обґрунтованим вибором, що забезпечує оптимальний баланс між точністю, обчислювальною ефективністю та практичністю реалізації, дозволяючи зосередитися на аналізі напружено-деформованого стану конструкцій під дією вибухових навантажень.

ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 1

Дослідження проблеми взаємодії висотних будівель із ґрунтовими основами підтвердили актуальність комплексного аналізу статичних і динамічних навантажень, що є ключовими факторами забезпечення довговічності й стійкості споруд. Основними методами для розв'язання цієї проблеми залишаються теоретичні підходи, числове моделювання, лабораторні експерименти та емпіричні залежності.

Особлива увага приділяється процесам компресійного стиску, які супроводжуються зміною об'єму ґрунту, руйнуванням структурних зв'язків і нерівномірними деформаціями. Водночас для точного прогнозування поведінки ґрунтової основи під дією динамічних навантажень важливо враховувати історію формування параметрів основи, включно з розподілом напружень, що виникли внаслідок попередніх статичних навантажень. Розподіл напружень, сформований такими впливами, суттєво впливає на подальшу поведінку ґрунтів під дією динамічних чинників. Ігнорування цього аспекту може призвести до хибної оцінки напружено-деформованого стану конструкцій, особливо у випадках, коли попередні навантаження викликали зміни у структурній міцності або деформативності ґрунту.

Динамічні розрахунки, що виконуються за допомогою явних схем інтегрування, довели свою ефективність у моделюванні складних впливів, таких як сейсмічні коливання. Їх потенціал може бути розширений для моделювання вибухових навантажень, що стає дедалі актуальнішим через сучасні техногенні та військові загрози. Такі навантаження характеризуються короткочасною, але інтенсивною дією, і їх моделювання потребує врахування попередньої історії

статичних впливів. Це дозволяє отримати більш точну картину напружено-деформованого стану конструкцій і підвищити їхню безпеку.

Перспективи подальших досліджень охоплюють розробку моделей, які враховують багатофакторний вплив історії формування основи та параметрів ґрунтів, інтеграцію штучного інтелекту для аналізу динамічних процесів і вдосконалення методик моніторингу стану основ у реальному часі. Комплексний підхід до врахування звичайних статичних навантажень і екстремальних впливів є основою для створення стійких та надійних споруд, що відповідають викликам сучасних геотехнічних і техногенних умов. Врахування цих аспектів є ключовим для розробки конструктивних рішень, спрямованих на забезпечення надійності об'єктів критичної інфраструктури та висотного будівництва.

РОЗДІЛ 2. РОЗРОБКА МЕТОДИКИ МОДЕЛЮВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ НА ҐРУНТОВІЙ ОСНОВІ З УРАХУВАННЯМ ЗМІННОЇ СТИСНЕНОЇ ТОВЩІ

2.1. Розробка математичної моделі ґрунтової основи з урахуванням змінної стиснутої товщі

Взаємодія між конструкцією та ґрунтовою основою призводить до ущільнення ґрунту під фундаментами. При цьому для коректного урахування розподілу напружено-деформованого стану в системі «Основа-Фундамент-Споруда» («О-Ф-С») необхідно враховувати зміну модуля деформації при стиску. Разом з цим виникатимуть локальні зони пластичних деформацій зсуву, але в силу своїх малих розмірів вони суттєво не вплинуть на напруження в системі «Основа-Фундамент-Споруда».

Традиційний підхід до врахування пластичних деформацій матеріалів передбачає, що незворотні деформації виникають лише тоді, коли напруження досягають граничної поверхні пластичності, яка обмежує область можливих напружених станів матеріалу. Часто такі поверхні побудовані за рахунок обмеження дотичних напружень за критеріях міцності при зрушенні Кулона-Мора, Друкера-Прагера та ін. Однак, як відомо, незворотні деформації ґрунту при стиску виникають значне раніше ніж порушуються критерії міцності при зсуву. Це обумовлено наявністю та зменшенням розміру пор в гуртах та супроводжуються процесом ущільнення та руйнування структурних зв'язків за рахунок об'ємного стиснення. Отже, початок явища порушення зв'язків між зернами з перевищенням їх структурної міцності та зменшення розміру пор за рахунок об'ємного стиснення можна найменувати «дограничною пластичністю» [2]. При цьому можна вважати що деформації стиснення виникають тільки за рахунок зменшення об'єму пор ґрунту, тому що деформації твердих часток

ґрунту при звичайних напругах в основах фундаментів незначні й практично миттєво відновлюються після зняття навантаження [20].

Оскільки проектування конструкцій що взаємодіють з основою потрібно проводити в умовах далеких від вичерпання несучої здатності то виникає необхідність, в першу чергу, врахування саме процесу ущільнення. З цією метою пропонується використовувати математичну модель яка буде описувати процес ущільнення ґрунтів в умовах наближених до компресії. Але для використання більшості математичних моделей які реалізовані у сучасних програмних комплексах потрібно мати дані складних лабораторних досліджень ґрунтів проведених на передовому обладнанні, таких як стабілометричні випробування, тощо [26]. З іншого боку під час оцінки взаємодії конструкцій з основою на сьогоднішній день, в переважній більшості, інженери в Україні мають максимум тільки дані компресійних випробувань ґрунтів у звітах і інженерно-геологічних вишукувань обмежених діапазоном тисків 0.1- 0.3 МПа. На практиці більшість сучасних споруд, до яких відносяться висотні будинки, промислові споруди та ін., мають фундаменти в основі під якими діапазон тисків лише тільки починається від 0.3-0.4 МПа [81]. З іншого боку під час оцінки взаємодії конструкцій з основою на сьогоднішній день, в переважній більшості, інженери в Україні мають максимум тільки дані компресійних випробувань ґрунтів у звітах і інженерно-геологічних вишукувань обмежених діапазоном тисків 0.1- 0.3 МПа.

Враховуючи вищенаведені фактори пропонується методика оцінки взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою в умовах наближених до компресійного стиснення. Ця методика базується на використанні математичної моделі що описує процес ущільнення ґрунтів та даних компресійних випробувань. Також слід зазначити, що дану методику також можна використовувати і з іншими даними, отриманими на сучасних лабораторних приладах.

Мета даної роботи в цьому розділі є розробка методики оцінки взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою при інженерних розрахунках, яка оснований на

описі процесу ущільнення малозв'язаних ґрунтів в умовах компресії та лабораторних даних компресійних випробувань ґрунтів. Для досягнення поставленої мети було виконано підбір константи в закономірність ущільнення ґрунтів К. Трецагі [131]. Використавши вищезгадану закономірність продовжено компресійну криву до потрібних діапазонів тисків. З метою перевірки та відпрацювання алгоритму запропонованої методики було проведено числове моделювання лабораторних випробувань малозв'язаного ґрунту у приладі одновісного стиску без можливості бічного розширення (одометрі). За результатами числового імітаційного моделювання виконано порівняння графіків залежності коефіцієнта пористості від тиску на гілці компресії, декомпресії, та рекомпресії отриманих в результаті моделювання та даних протоколу лабораторних випробувань. Під час моделювання впливів висоти розрахункової області виявлено, що запропонована методика дозволяє практично виключити вплив граничних умов на напружено-деформований стан фундаментів та конструкцій будівель.

Розглянемо компресійну криву (рис.2.1а) яку будують за результатами лабораторних досліджень стисливості ґрунтів без можливості бічного розширення.

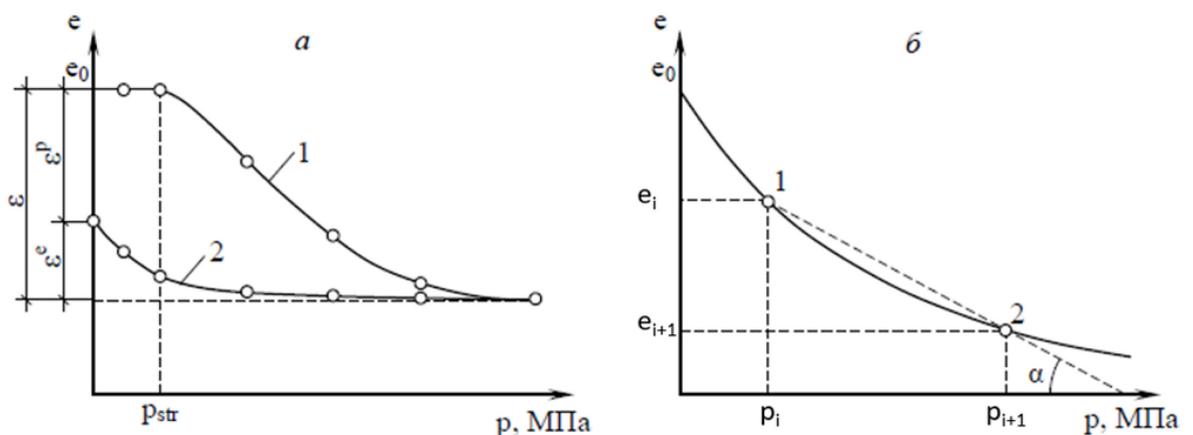


Рис. 2.1. Компресійні криві: а – загальний вигляд (1 – гілка навантаження; 2 – гілка розвантаження); б – схема для визначення коефіцієнта відносної стисливості m_0

Відносна деформація зразка ε_i після прикладання тиску P_i :

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta h_i}{h}, \quad (2.2)$$

де h – початкова висота зразка ґрунту до початку випробувань,

Δh_i – зменшення висота зразка ґрунту (деформація) після прикладання тиску P_i

Початковий (до стиснення) коефіцієнт пористості ґрунту e_0 обчислюють за формулою:

$$e_0 = \frac{\rho_s \cdot (1 + w)}{\rho} - 1, \quad (2.3)$$

де ρ_s – щільність часток ґрунту,

ρ – щільність ґрунту,

w – природна вологість ґрунту.

Об'єм твердих часток у зразку ґрунту до і після деформації залишається практично незмінним, бо діючі напруження не можуть суттєво змінити об'єм мінеральних часток. Відносний вміст твердих часток m в одиниці об'єму ґрунту дорівнює:

$$m = \frac{1}{1 + e_0}, \quad (2.4)$$

Якщо поділити вираз (2.2) для визначення відносної деформації зразка ґрунту на вираз (2.4) то одержимо формулу для визначення зміни коефіцієнта пористості Δe_i під дією тиску P_i :

$$\Delta e_i = \frac{(1 + e_0) \cdot \Delta h_i}{h}, \quad (2.5)$$

Поточний коефіцієнт пористості e_i при тиску P_i отримаємо шляхом віднімання від початкового коефіцієнту пористості e_0 зміну коефіцієнта пористості Δe_i при цьому тиску за виразом (2.5):

$$e_i = e_0 - \Delta e_i = e_0 - \frac{(1 + e_0) \cdot \Delta h_i}{h}, \quad (2.6)$$

Використовуючи вираз (2.2) формула (2.6) для визначення поточного коефіцієнта пористості e_i при тиску P_i матиме більш зручний вигляд і за цією

формулою можна розраховувати значення коефіцієнта пористості для будь-якого прикладеного тиску:

$$e_i = e_0 - \varepsilon_i \cdot (1 + e_0), \quad (2.7)$$

В деякому діапазоні тиску компресійну криву можна умовно замінити прямою лінією (рис. 2.1, б). Тангенс кута нахилу відрізка компресійної кривої до осі тиску P є коефіцієнтом стисливості m_0 :

$$m_0 = \frac{e_i - e_{i+1}}{P_{i+1} - P_i}, \quad (2.8)$$

Визначений у такий спосіб коефіцієнт стисливості m_0 характеризує умови стиску ґрунтів без урахування можливості їхнього бічного розширення. Однак у реальних умовах основа ґрунту допускає горизонтальні переміщення та випинання. Для підвищення точності розрахунків з урахуванням цієї особливості пропонується застосувати компресійний модуль деформації, який визначається за наступним виразом:

$$E = \frac{1 + e_0}{m_0} \beta, \quad (2.9)$$

де β – коефіцієнт, який враховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі і який обчислюють за формулою:

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}, \quad (2.10)$$

де ν – коефіцієнт Пуассона (відношення абсолютних величин поперечних і поздовжніх деформацій). У разі відсутності експериментальних даних [17], допускає приймати ν рівним: 0,30-0,35 – для пісків і супісків; 0,35-0,37 – для суглинків; 0,2-0,3 при $IL < 0$; 0,3-0,38 при $0 \leq IL \leq 0,25$; 0,38-0,45 при $0,25 < IL \leq 1,0$ – для глин. При цьому менші значення ν приймають при більшій щільності ґрунту.

Підставивши вираз коефіцієнта стисливості m_0 (2.8) у формулу (2.9) отримаємо вираз для визначення модуля деформації під дією тиску P_i :

$$E_i = \frac{(1 + e_0) \cdot (P_{i+1} - P_i)}{e_i - e_{i+1}} \beta, \quad (2.11)$$

У лабораторних умовах при визначенні стисливості ґрунтів зазвичай обмежуються незначною зміною тиску ($P=0,1-0,4$ МПа). Однак, на практиці часто

потрібно мати значення показників деформативності ґрунту (модуля деформації E) у більш високих діапазонах тиску ($P=0,6-1,0$ МПа), що має місце в основах сучасних споруд [81]. Для вирішення цього питання скористайтесь законом ущільнення К. Терцагі [131] :

$$e_i = e_0 - C_c \ln\left(\frac{P}{P_0}\right) , \quad (2.1)$$

де: e_0, e_i – початкове та поточне значення коефіцієнту пористості ; P_0, P – початкове близьке до структурній міцності та поточне значення компресійного тиску ; C_c - коефіцієнт компресії що визначається експериментально.

Ця закономірність дозволяє продовжити компресійну криву (рис.2.1) до потрібного діапазону тиску і відповідно до виразу (2.11) визначити модуль деформації у більш широкому діапазоні тиску.

На зображеній (рис.2.1) компресійній кривій виділяються дві характерні ділянки: перша - до тиску P_{str} який не перевищує структурну міцність. На цій ділянці у ґрунтах основи розвиваються лише пружні деформації. Друга – криволінійна, на якій перевищується тиск структурної міцності, характеризує процес ущільнення ґрунту та зменшення його коефіцієнта пористості.

Межу структурної міцності можна отримати по компресійній кривій якщо вести навантаження малими ступенями (0,0025-0,05 МПа), або на приладі трьохвісного стиску. Різкий злам цієї кривої і буде відповідати структурній міцності. Складність при визначенні межі структурної міцності виникає через необхідність збереження структури ґрунту при підготовці до компресійних випробувань, особливо для незв'язаних гуртів. Тому для практичного застосування запропонованої моделі використаємо узагальнені дані, за якими значення тиску межі структурної міцності пов'язані з природними напруженнями від власної ваги ґрунту $P_i = 1,1 \dots 1,2 \cdot \sigma_{zg}$ [10]. При цьому більші значення для міцних ґрунтів, а менші для слабких.

До межі структурної міцності, у пружній стадії, використаємо модуль пружності E_{str} який приймемо $E_{str} = 10 \cdot E_{деф}$ [10], де $E_{деф}$ - це модуль деформації ґрунту у діапазоні тиску 0,1-0,3МПа. Подальше збільшення

навантаження призведе до руйнування структурних зв'язків та підвищення деформативності ґрунту та переходу до другої ділянки компресійної кривої, що відповідає процесу ущільнення ґрунту.

На другій ділянці компресійної кривої, що відповідає процесу ущільнення ґрунту, модуль деформації E_i при тиску P_i будемо визначати за виразом (2.11). Тут буде спостерігатися різке підвищення дотичного модуля деформації при подальшому збільшенні тиску.

Процес ущільнення може відбуватися до того, поки не залишиться мінімальна кількість пор (ґрунт буде мати мінімальний коефіцієнт пористості). Далі процес ущільнення буде відбуватися лише за рахунок стиснення мінеральних частинок (скелету ґрунту). Після досягнення ґрунтом максимальної щільності та відповідно мінімального коефіцієнта пористості, процес деформації ґрунту за рахунок стиснення мінеральних часток буде описуватись з постійним модулем деформації, досягнутим на поточному кроку навантаження.

Оскільки експериментальне отримання мінімального коефіцієнту пористості має певні складності, то для його визначення скористаємось рівнянням (2.1) обмежившись тиском $P_{max} = 2$ МПа виходячи з експериментальних даних Сидорова і Спідіна [46], де наведено що при напруженнях більше 2 МПа структуру незв'язаного ґрунту можна вважати незмінною і далі процес деформації буде відбуватись за рахунок стиснення мінеральних часток з постійним модулем деформації.

Виходячи з вищенаведеного використавши вираз (2.11) та врахувавши прийняті обмеження тиску $P_{max} = 2$ МПа запропонованого для визначення мінімального коефіцієнта пористості побудемо залежність миттєвого модуля деформацій E_i від тиску P_i :

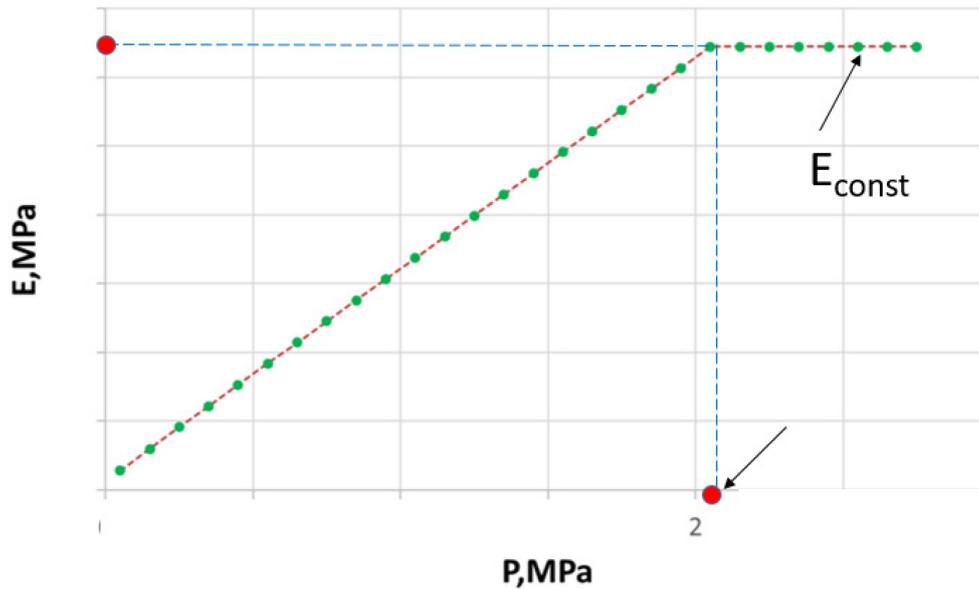


Рис. 2.2. Функція залежності миттєвого модуля деформації E_i від тиску P_i що використовується в запропонованій методиці.

У процесі осідання будівель в основі, крім ущільнення ґрунту, можуть виникати зони розущільнення, спричинені зсувами та випором ґрунту. Цей ефект можливо врахувати, використовуючи гілку розвантаження (набухання) компресійної кривої (рис. 2.3), яка також описується рівнянням (2.1), але із застосуванням константи C_d замість C_c , що використовується на гілці ущільнення [43].

Під час рекомпресії (повторного навантаження) [6], гілка навантаження істотно відрізняється від гілки декомпресії (рис. 2.3) через вторинну пластичність ґрунту. Для врахування цього явища в рівнянні Терцагі (2.1) рекомендується використовувати коефіцієнт рекомпресії C_r .

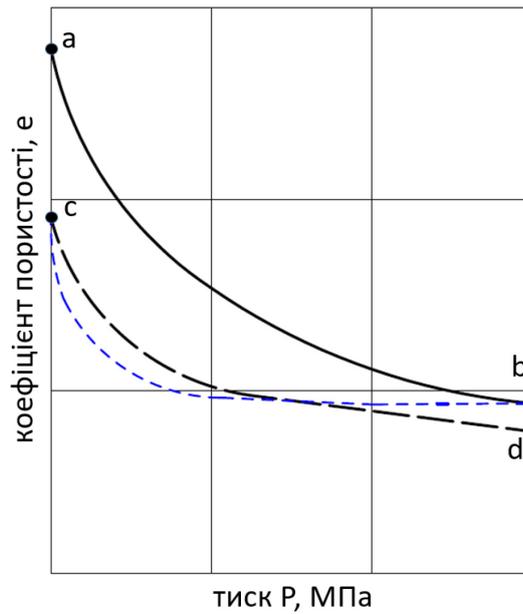


Рис. 2.3. Компресійна крива: a-b компресія (навантаження); b-c декомпресія (розвантаження); c-d рекомпресія (повторне навантаження).

Для визначення констант напівлогарифмічної кривої (коефіцієнтів компресії C_c , декомпресії C_d та рекомпресії C_r) скористаємося наступним підходом:

З рівняння компресійної кривої (2.1) отримаємо вираз для знаходження коефіцієнта компресії C_c в першому наближенні:

$$C_c = \frac{e_0 - e_{02}}{\ln(P_{\max}/P_0)}, \quad (2.12)$$

де: P_{\max} – максимальний тиск, який було прикладено під час проведення компресійних випробувань, e_{02} – коефіцієнт пористості отриманий за виразом (2.6) при проведенні компресійних випробувань після прикладання тиску P_{\max} , P_0 – початкове, значення компресійного тиску при випробуваннях.

Далі необхідно побудувати дві криві, одну за результатами компресійних випробувань. Другу- використовуючи рівняння компресійної кривої (2.1) і накласти їх одна на одну. Після цього, методом підбору послідовно змінювати попередньо визначений за виразом (2.12) коефіцієнт компресії C_c доки не буде досягнуто максимально найкращого накладання кривої побудованої за рівнянням (2.1) на криву отриману за результатами лабораторних випробувань зразка ґрунту на стиск. Тут важливу роль відіграє точність та достовірність

проведення компресійних випробувань зразків ґрунту. На рис. 2.4 наведено компресійні криві отримані за результатами лабораторних випробувань та побудованої з використанням функції (2.1)

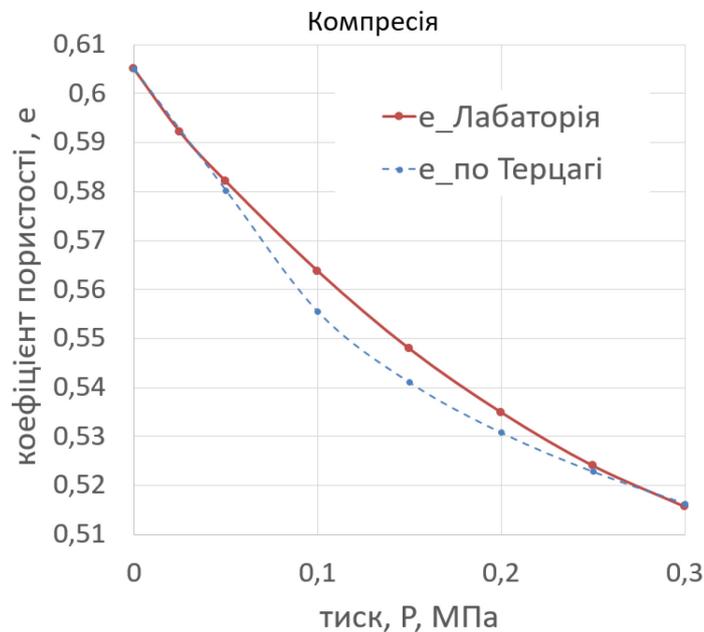


Рис. 2.4 Компресійні криві отримані за результатами лабораторних випробувань та побудована по закону ущільнення К.Терцагі (2.1).

Алгоритм чисельної реалізації структурно-нелінійної модель для опису процесу ущільнення малозв'язаних ґрунтів в умовах компресії.

Закон Гука:

$$[\sigma] = [C] \cdot [\varepsilon], \quad (2.13)$$

де $[\sigma]$ -тензор напружень, $[c]$ -тензор пружності, $[\varepsilon]$ -тензор деформацій

В тензорному вигляді для ізотропного середовища, коли властивості матеріалів однакові по всім напрямкам:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix}, \quad (2.14)$$

де λ - параметр Ляме:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}, \quad (2.15)$$

де μ -модуль зсуву:

$$\mu = G = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \quad (2.16)$$

Виходячи з (2.14) отримаємо лінійні рівняння для знаходження компонент тензора напружень $[\sigma]$:

$$\sigma_{11} = \lambda(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) + 2\mu\varepsilon_{11}, \quad (2.17)$$

$$\sigma_{22} = \lambda(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) + 2\mu\varepsilon_{22}, \quad (2.18)$$

$$\sigma_{33} = \lambda(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) + 2\mu\varepsilon_{33}, \quad (2.19)$$

$$\sigma_{12} = \mu\gamma_{12}, \quad (2.20)$$

$$\sigma_{13} = \mu\gamma_{13}, \quad (2.21)$$

$$\sigma_{23} = \mu\gamma_{23}, \quad (2.22)$$

До початку прикладання навантаження від споруди, задавшись початковим значенням модуля пружності для ґрунтового середовища непорушеної структури $E_{str} = 10 \cdot E_{деф}$ (де $E_{деф}$ це модуль деформації ґрунту визначений за результатами компресійних випробувань), використовуючи вирази (2.15) та (2.16) заповнюють матрицю пружних констант (матрицю жорсткості) у виразі (2.14).

Другим корком потрібно визначити приріст вертикальних нормальних напружень у ґрунтовому масиві на поточному кроку навантаження використовуючи вираз (2.19) через приріст деформацій:

$$\Delta\sigma_{33} = \lambda(\Delta\varepsilon_{11} + \Delta\varepsilon_{22} + \Delta\varepsilon_{33}) + 2\mu\Delta\varepsilon_{33}, \quad (2.23)$$

Та безпосередньо вертикальні нормальні напруження в кінці кроку по навантаженню:

$$\sigma_{33i} = \Delta\sigma_{33} + \sigma_{33i-1}, \quad (2.24)$$

На третьому етапі необхідно перевірити умову порушення критерія структурної міцності:

$$\sigma_{33} > 1.2 \cdot \sigma_{zg}, \quad (2.25)$$

де σ_{zg} - існуючі вертикальні нормальні напруження у ґрунтовому масиві від власної ваги.

Для критерія структурної міцності використаємо дані з [10], де значення тиску межі структурної міцності пов'язані з природними напруженнями від власної ваги ґрунту $P_i = 1,1 \dots 1,2 \cdot \sigma_{zg}$

Якщо напруження в точці гуртового масиву перевищили критерій (2.25), то четвертим етапом потрібно перевірити який за знаком приріст вертикальних напружень $\Delta\sigma_{33}$ на поточному кроці навантаження. Тобто перевірити що відбудеться в даній точці компресія чи декомпресія. Отже якщо приріст напружень додатній на поточному кроці, та загальне вертикальне напруження перевищило критерій (2.25), то відбувається компресія і у закономірність (2.1) для обчислення поточного коефіцієнта пористості необхідно підставити константу $C = C_c$.

Якщо приріст напружень $\Delta\sigma_{33}$ від'ємний на поточному кроці та загальне вертикальне напруження перевищило критерій (2.25), то відбувається декомпресія і у закономірність (2.1) для обчислення поточного коефіцієнта пористості необхідно підставити константу $C = C_d$.

Для обчислення поточного коефіцієнта пористості приймемо що $P_i = \sigma_{33i}$ і вираз (2.1) матиме вигляд:

$$e_i = e_0 - C_c \ln(\text{abs}(\sigma_{33i}/P_0)) \quad , \quad (2.25)$$

На п'ятому етапі перевіримо умову чи не перевищив коефіцієнт пористості допустимі значення на поточному кроці навантаження:

$$e_{min} < e_i < e_{max}, \quad (2.26)$$

Якщо $e_i < e_{min}$, то вважатимемо $e_i = e_{min}$. Якщо $e_i > e_{max}$, то приймаємо $e_i = e_{max}$

На шостому етапі визначаємо модуль деформації E_i на поточному кроці навантаження підставивши у вираз (2.11) приріст вертикальних напружень $\Delta\sigma_{33}$ на поточному кроці навантаження:

$$E_i = \frac{(1 + e_0) \cdot \Delta\sigma_{33}}{e_i - e_{i+1}} \beta, \quad (2.27)$$

В кінці кроку по навантаженню заповнимо матрицю жорсткості [C] у виразі (2.14), використовуючи формули (2.15) і (2.16) у які підставляють поточне значення модуля деформації E_i за виразом (2.27) та обчислюють всі компоненти тензора напружень[σ] за рівняннями (2.17)-(2.22).

Всі необхідні вхідні дані для запропонованої моделі з миттєвим модулем деформації наведені на рис.2.5.

Закон ущільнення Терцагі: $e_i = e_{01} - C_c \cdot \ln(P_i/P_0)$

e_i - поточний коефіцієнт пористості

P_i - поточне вертикальне напруження

Параметри моделі:

E_{str} - початковий модуль пружності (деструктурної міцності)
 ν - коефіцієнт Пуассона (приймається константаю)
 e_0 - початковий коефіцієнт пористості
 e_{max} - максимальний коефіцієнт пористості
 e_{min} - мінімальний коефіцієнт пористості
 C_c - константа Терцагі при компресії
 C_D - константа Терцагі при декомпресії
 C_R - константа Терцагі при рекомпресії
 P_{01} - початкове близьке до структурній міцності значення тиску

Миттєвий дотичний Модуль деформації E :

$$E_i = \frac{(1 + e_0) \cdot \Delta P \cdot \beta}{e_i - e_{i+1}}$$

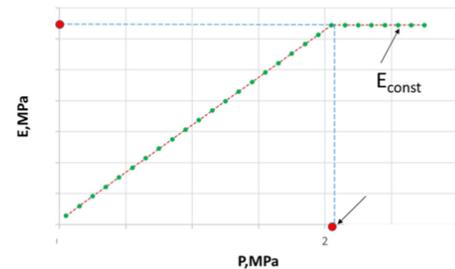


Рис.2.5 Вихідні дані для запропонованої методики з миттєвим модулем деформації.

Блок-схема описаного вище алгоритму реалізована у ПК Simulia Abaqus за допомогою підпрограми користувача (user subroutine) UMAT та наведена на рис.2.6

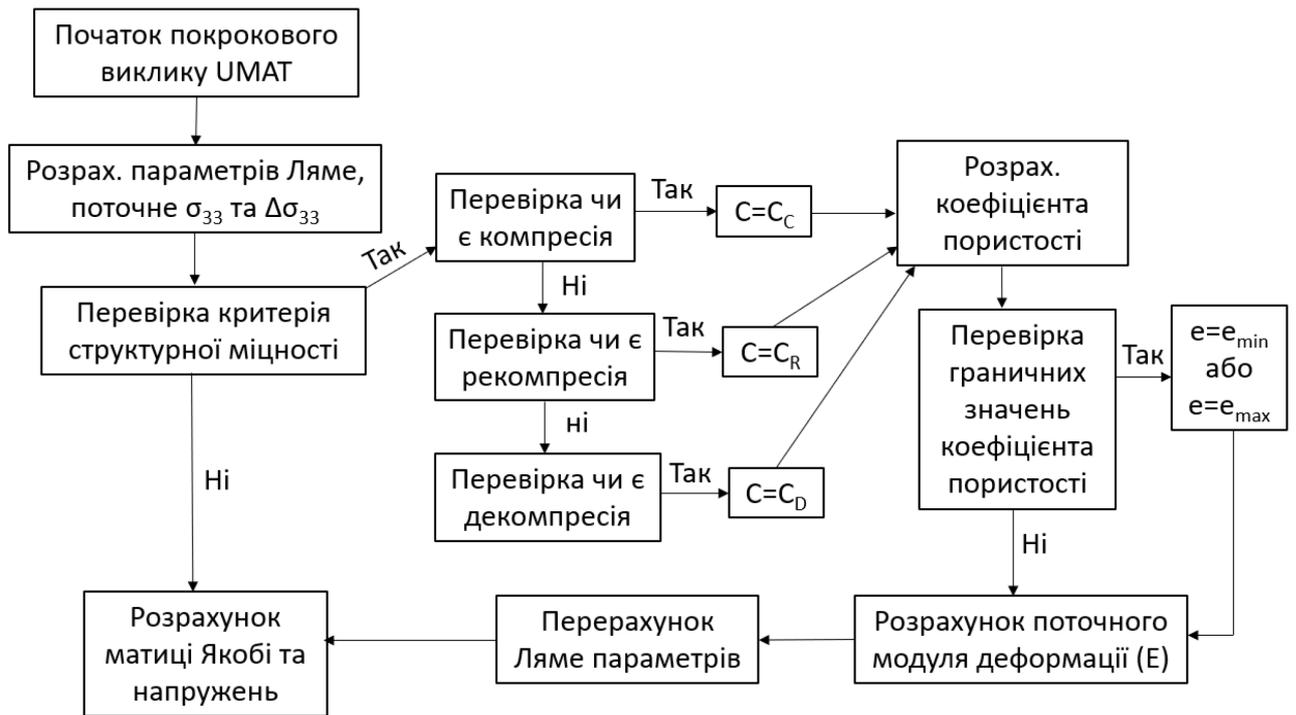


Рис.2.6. Блок-схема алгоритм чисельної реалізації запропонованої методики.

2.1.1. Моделювання поведінки ґрунту при одновісному (компресійному) навантаженні

З метою перевірки та відпрацювання вищенаведеного алгоритму було проведено числове моделювання лабораторних випробувань малозв'язаного ґрунту у приладі одновісного стиску без можливості бічного розширення (одометрі).

Об'єктом дослідження є зразок ґрунту розміщений в одометрі, який стикається при проведенні випробувань. Задача розв'язувалась у плоскій постановці. На границі контакту зразка ґрунту з кільцем та піддоном одометричного приладу застосовані граничні умови у вигляді накладення в'язів що перешкоджають періщенням по нормалі до поверхні (рис.2.7)

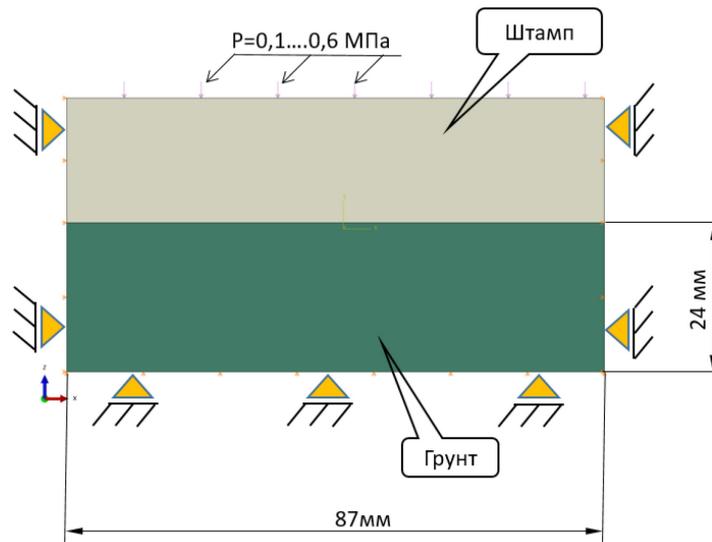


Рис.2.7. Розрахункова модель зразка ґрунту в одометричному приладі.

Розрахунки проводились в ПК «Абакус» з використанням підпрограми користувача UMAT у якій за допомогою язику програмування FORTRAN була реалізована процедура обчислення поточного модуля деформації вищенаведеного алгоритму за блок-схемою на рис.2.6, що описує процесу ущільнення малозв'язаних ґрунтів в умовах компресії.

Тиск прикладався ступенями, згідно протоколу лабораторних випробувань з розвантаженням і повторним навантаженням.

За результатами числового імітаційного моделювання та протоколу лабораторних випробувань було побудовано два графіки залежності коефіцієнта пористості від тиску на гілці компресії, декомпресії, та рекомпресії (рис.2.8.)

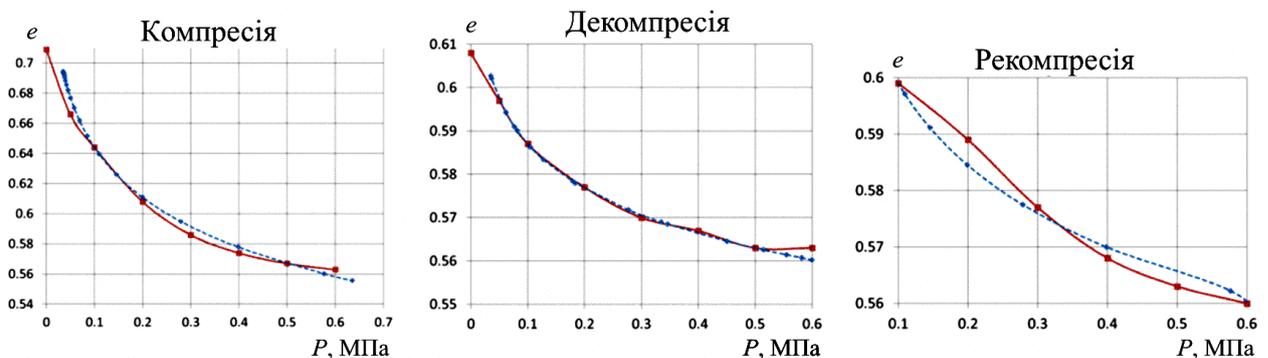


Рис. 2.8. Графіки залежності коефіцієнта пористості від тиску по результатам лабораторних випробувань (—■) та числового моделювання (---◆)

Накладання графіків залежності коефіцієнта пористості від тиску по результатам лабораторних випробувань та числового моделювання представлені на рис.2.8 показали високу збіжність результатів.

2.1.2. Оцінка впливу розмірів ґрунтової основи на розподіл деформацій у стиснутій товщі

Відомо, що при розв'язку задач взаємодії надземних конструкцій з ґрунтовою основою методом скінченних елементів (МСЕ) постає питання вибору розмірів «вирізаної» частини основи та граничні умови на обмежуючих площинах, щоб найбільш точно врахувати особливості взаємодії основи зі спорудою. Це пов'язано з тим що МСЕ реалізований у вигляді метода переміщень, тобто чим більше брати розміри ґрунтового масиву тим більше будуть накопичуватися переміщення під фундаментом, оскільки найвіддаленіший від фундаменту вузол все одно буде отримувати деяке переміщення, адже напруження будуть розповсюджуватись по всій розрахунковій області.

Запропонована методика врахування поведінки ґрунту в умовах зміни об'єму пор дозволяє практично позбутися даного питання. Досягається це за рахунок того, що змінюються показники деформативності ґрунту (модуль деформації) лише в тій частині ґрунтової основи де перевищений критерій структурної міцності, а за її межами, де не порушена структурна міцність, залишається модуль пружності який на в 10..100 разів більший за модуль деформації [10]. Це призводить до того, що за межами області з порушеною структури переміщення будуть значно менші, ніж у випадку якщо б для всього ґрунтового масиву використовувався один модуль деформації, що значно менший за модуль пружності.

Для дослідження впливу розмірів «вирізаної» частини основи на результати розрахунків була розроблена тестова модель будинку у складі

системи «О-Ф-С». Будинок влаштований на однорідній піщаній основі з плитним фундаментом. Виконувались розрахунки у чотирьох постановках:

1. З постійним модулем деформації для всього гуртового масиву і початкової висоті ґрунтової основи (L).
2. З постійним модулем деформації для всього гуртового масиву і подвоєній висоті ґрунтової основи ($2L$).
3. З змінним модулем деформації для всього гуртового масиву по запропонованій методиці і початковій висоті ґрунтової основи (L).
4. З змінним модулем деформації для всього ґрунтового масиву по запропонованій методиці і подвоєній висоті ґрунтової основи ($2L$).

Розроблені скінчено-елементні моделі для досліджень представлені на рис.2.9

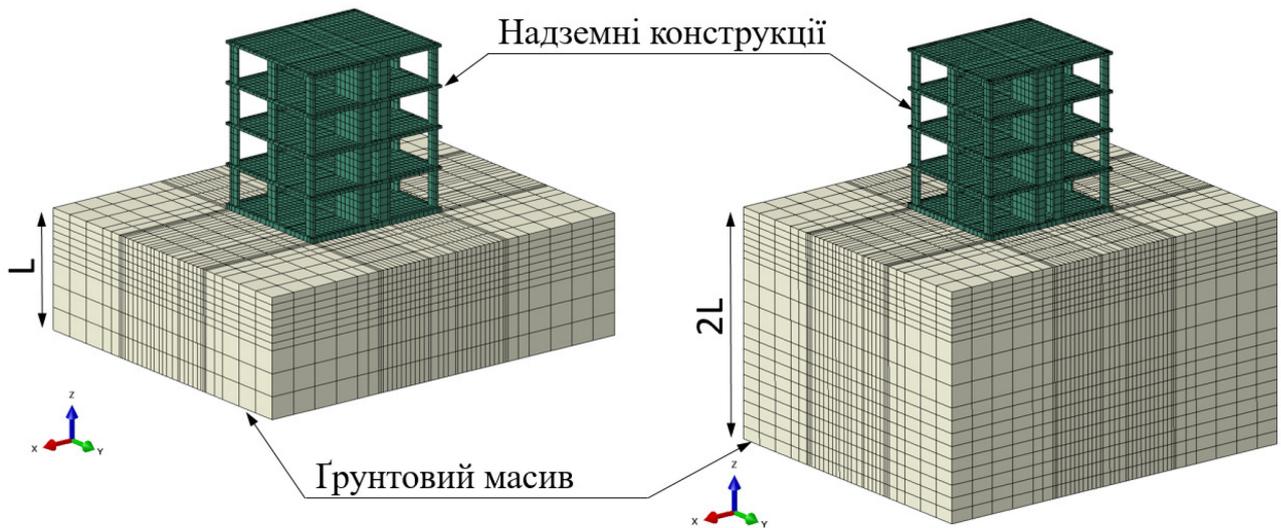


Рис.2.9 Скінчено-елементні моделі тестового будинку для досліджень.

Результати розрахунків показали, що врахування процесу ущільнення ґрунту при стиску дозволяє практично виключити вплив граничних умов на напружено-деформованого стану системи «О-Ф-С». Порівняння результатів розрахунків з початковою та подвоєною висотою «вирізаної» частини основи на рис.2.10 показує, що зі збільшенням відстані до граничних умов удвічі та

урахування змінного модуля деформації по запропонованій методиці різниця у величині осідання будівлі не перевищувала 1%.

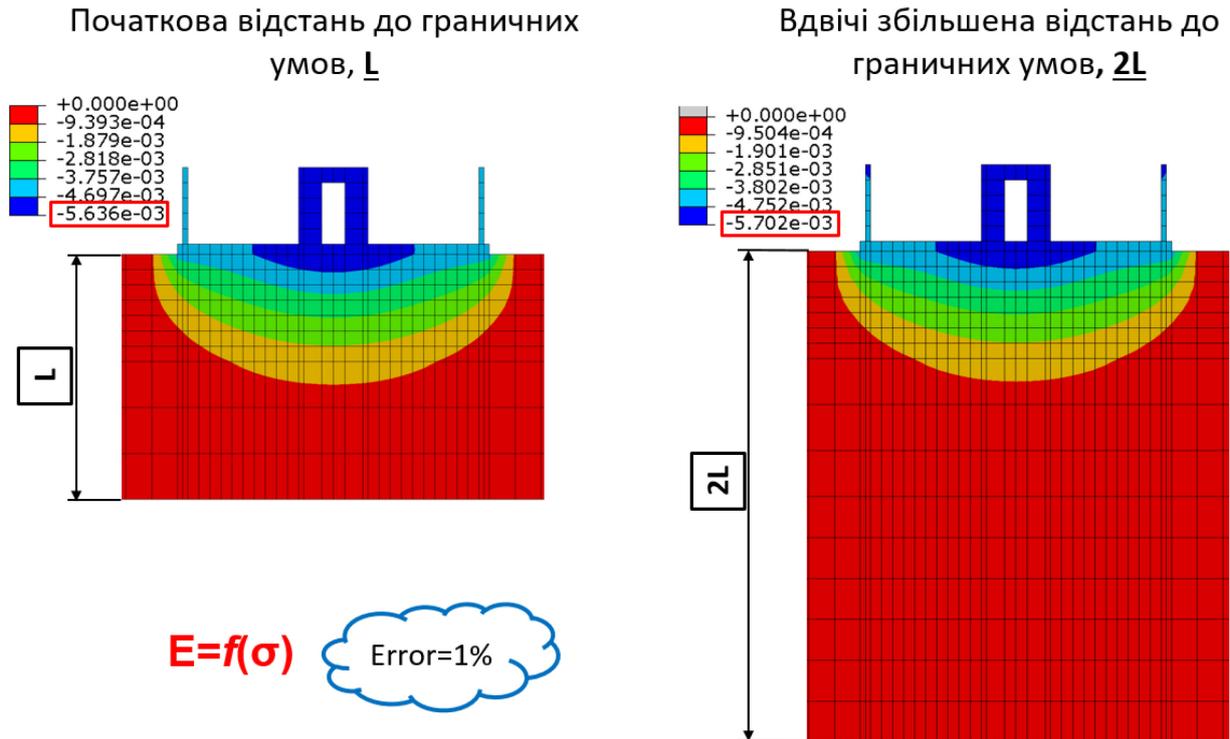


Рис.2.10 Осідання будівлі при збільшенні відстані до граничних умов та урахування змінного модуля деформації по запропонованій методиці.

У той же час на рис.2.11 видно, що без урахування процесу ущільнення ґрунту при стисканні з постійним січним модулем подвоєння відстані до граничних умов призводить до збільшення осідання будівлі на 32%.

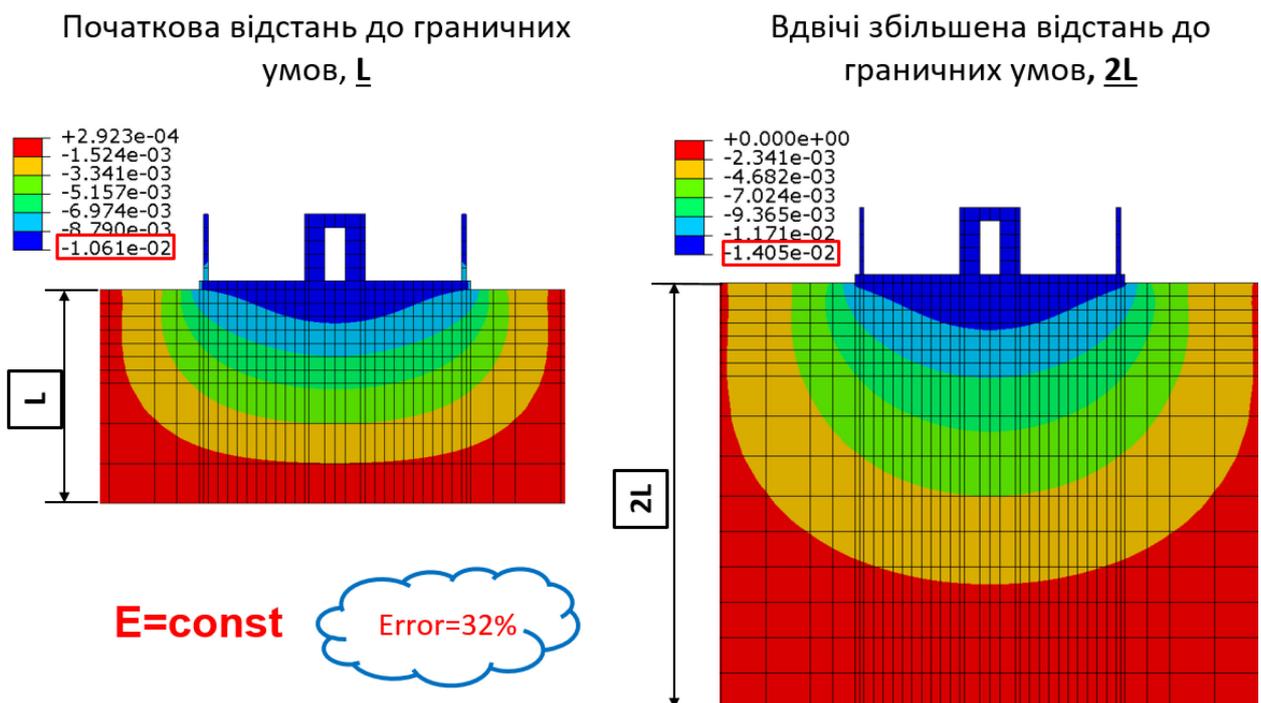


Рис.2.11 Осідання будівлі при збільшенні відстані до граничних умов та постійним модулем деформації.

Проблема коректного призначення меж розрахункової області особливо гостро постає в задачах оцінки взаємовпливу на існуючу забудову, наприклад, коли між двома існуючими будинками на стрічкових, або плитних фундаментах не глибокого закладання планується звести нову будівлю на палевих фундаментах (рис.2.12).

Для дослідження розподілу меж області ґрунту зі зруйнованою структурою при взаємодії близько розташованих будівель різної поверховості було виконано числове моделювання системи «основа-фундамент-будівля» з використанням методу скінченних елементів. При цьому застосовувався запропонований алгоритм, який враховує зміну об'єму ґрунту та модуля деформації залежно від прикладеного тиску.

Ґрунтова основа моделювалася за допомогою об'ємних скінченних елементів; палі представлялися стрижневими елементами, а надземні частини будівель моделювалися скінченними елементами типу оболонка. Зліва та справа від нової будівлі розташовані існуючі споруди: цегляна будівля на плитному фундаменті (зліва) та цегляна будівля на стрічкових фундаментах (справа). Нова споруда в центрі зводилася на палевому фундаменті з монолітним залізобетонним каркасом.

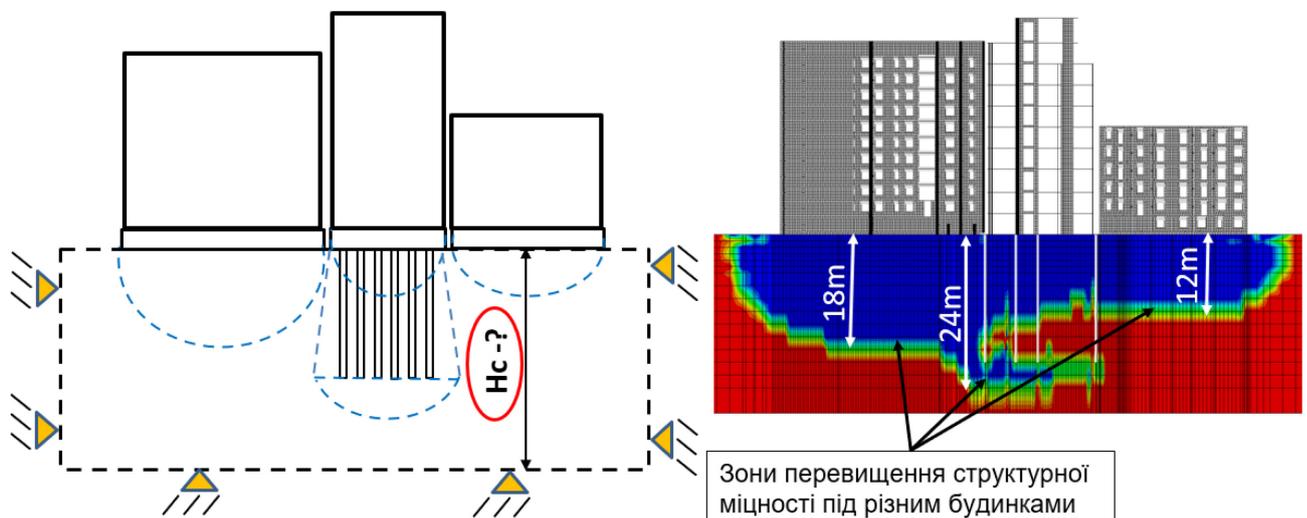


Рис.2.12 Врахування різної глибини стискаємої товщі, при оцінці взаємовпливу на існуючу забудову.

Результати числового моделювання показали, що висота стиснутої товщі під будівлею зліва досягає 18 м, а під будівлею справа (з меншою поверховістю) – 12 м. Водночас під центральною спорудою, внаслідок взаємодії із сусідніми будівлями, спостерігається збільшення зони зі зруйнованою структурою ґрунту під ростверком у порівнянні зі тим якби вона була окремо розташування. Загальна висота стиснутої ґрунтової товщі під центральною будівлею становить 24 м. У цій ситуації якщо обмежити нижню межу розрахункової області по висоті стиснутої товщі для палевого фундаменту, то будуть завищені деформації існуючих поряд будівель, і навпаки, якщо прийняти нижню межу по висоті стисненої товщі для фундаментів не глибокого закладання, то будуть занижені деформації нової забудови та не коректний перерозподіл зусиль у фундаментах та надземних конструкціях, адже на нижні кінці паль, в такому разі, теж будуть накладені в'язі.

2.2 Дослідження НДС висотної будівелі при статичних навантаженнях з урахуванням змінної стисненої товщі

Розроблена методика що описує процес ущільнення в умовах компресії використана для оцінки напружено-деформованого стану та проектування фундаментів на реальному майданчику м. Києва (рис.2.13).

Об'єкт дослідження представляє собою реальний 25-ти поверховий житловий будинок з вбудованими приміщеннями в м. Києві.

Загальний вигляд при будівництві



© <https://stroyobzor.ua>

Скінченноелементна модель багатоповерхового будинку

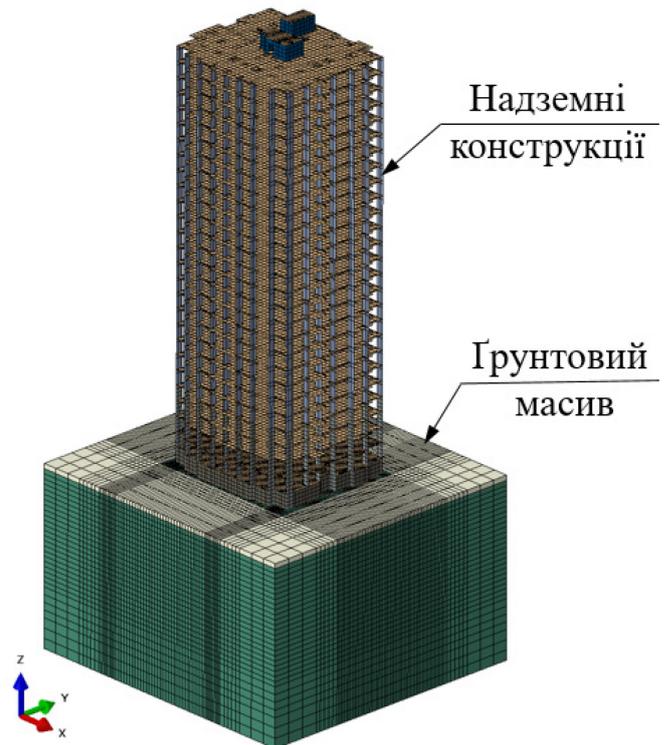


Рис. 2.13. Загальний вигляд будинку та скінченноелементна модель у складі системи «Основа-Фундамент-Споруда».

Будинок односекційний, має один підвальний поверх, один технічний поверх. Конструктивна схема будівлі - монолітний залізобетонний каркас з ядрами жорсткості (стіни сходово-ліфтового вузла). Вертикальні несучі елементи пілони – монолітні залізобетонні перетином 300x1350мм; 250x1350мм та ліфтові та сходові шахти – монолітні залізобетонні, товщиною 250, 300 мм. Плити перекриття, покриття – монолітні залізобетонні, товщиною 200мм. Підвальний поверх влаштовувати повністю із монолітного залізобетону. Фундамент будівлі пальовий, який складається з буроін'єкційних паль $\text{Ø}620$ мм що об'єднані суцільним монолітним залізобетонним ростверком.

Грунтова основа складена з щільних мілких пісків. Основні параметри ґрунтів та матеріалів конструкцій будинку для розрахунку наведені в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 Основні параметри матеріалів конструкцій будинку та ґрунтів

Назва	Значення	Од. вим.
Конструкції будинку – залізобетон:		
Модуль деформації (E)	30 000	МПа
Щільність (ρ)	2,5	г/см ³
Коефіцієнт Пуассона (ν)	0,2	
Ґрунтовий масив – пісок середньої крупності:		
Модуль деформації (E)	60	МПа
Щільність (ρ)	2,07	г/см ³
Коефіцієнт Пуассона (ν)	0,3	

Розрахунки напружено-деформованого стану несучих конструкцій будинку (пальовий фундамент, надземні конструкції) спільно з ґрунтовою основою виконувались методом скінчених елементів (МСЕ) у тривимірній постановці на базі ПК ABAQUS, що включає скінченно-елементні бібліотеки та алгоритми розв'язку задач механіки та можливості реалізації рівняння стану матеріалу за допомогою підпрограми користувача UMAT. Розроблена скінченно-елементна модель представлена на рис. 2.13

Вертикальні та горизонтальні елементи каркасу - пілони, стіни, ядра жорсткості, плити перекриття, фундамент моделювались універсальними трьох та чотирьох кутовими кінцевими елементами оболонки (shell). Палі моделювались універсальним просторовим стрижневим кінцевим елементом (beam). Для моделювання багат шарової ґрунтової основи використовувались універсальні просторові шести та восьми вузлові ізопараметричні скінченні елементами (solid).

Створена модель налічувала 234162 елементів, 232380 вузлів, а загальна кількість невідомих складала 829155.

Розв'язок задачі виконувався у двох постановках. Перша – пружній розрахунок з використанням одного постійного модуля деформації для гуртової основи згідно звіту з інженерних вишукувань на даному об'єкті.

Друга постановка виконана з використанням запропонованої методики що описує процес ущільнення в умовах компресії. В якості вихідних даних для цієї постановки використана компресійна крива залежності коефіцієнта пористості від тиску, побудована за результатами лабораторних випробувань гуртів на одновісний стиск, яка була продовжена до потрібного діапазону тиску (рис.2.14), використовуючи закономірність (2.1).

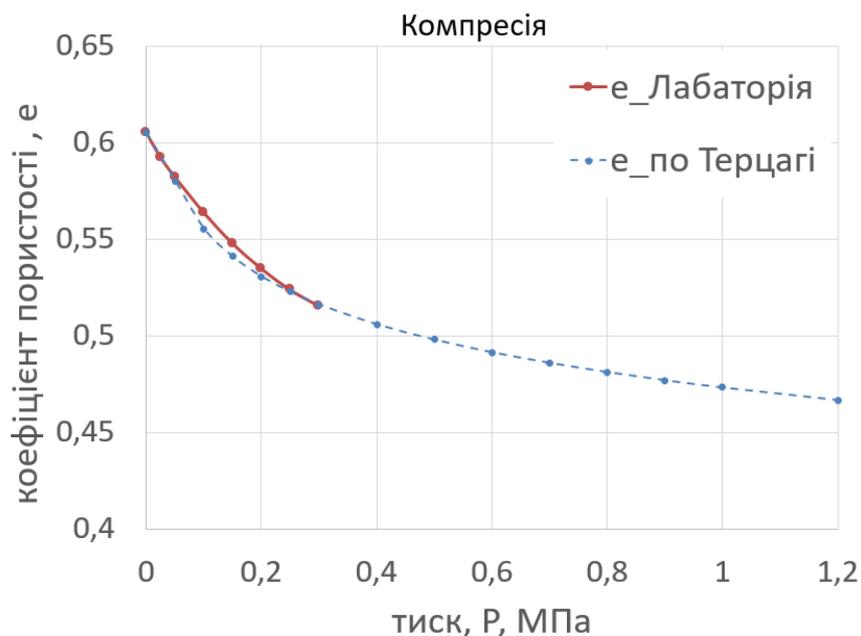


Рис.2.14 Компресійна крива використана для розрахунків.

За критерій структурної міцності, виходячи з даних [14] прийнято умову коли вертикальні нормальні напруження в скінченних елементах гуртового масиву перевищать напруження від власної ваги ґрунту на 20% ($\sigma_{33} \geq 1.2 \sigma_{zg}$). Для цього на початковій стадії розрахунків було створене попереднє напруження в елементах гуртового масиву від власної ваги з нульовими переміщеннями.

Проведені дослідження з використанням запропонованої методики врахування ущільнення ґрунтів дозволяє оцінити ефективність використання паль у фундаментах. Існує два типи роботи паль у фундаменті, це пальова основа та пальовий фундамент [6] (рис.2.15).

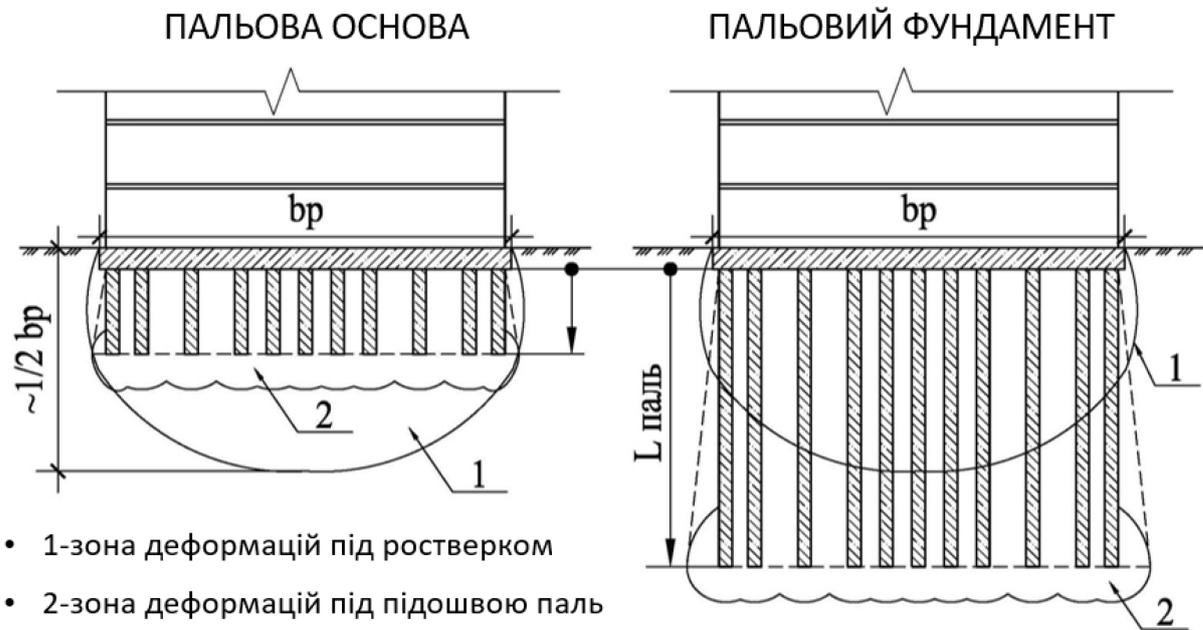


Рис.2.15. Типи роботи паль у фундаменті

У випадку пальової основи палі не виходять за деформовану зону під ростверком (зону з порушеною структурною міцністю), а лише покращують властивості ґрунтів у верхній частині основи в наслідок її ущільнення (армування основи палями). Пальову основу застосовують при слабкій основі, коли армуванням паль вдається досягти покращення властивостей ґрунтів для забезпечити осідання споруд в межах допустимих значень.

В палевому фундаменті палі проходять деформовану зону під ростверком і під нижнім кінцем паль утворюється ще одна деформована зона з порушеною структурною міцністю. Пальовий фундамент застосовують у випадках коли армуванням паль не вдається досягти покращення властивостей ґрунтів для забезпечити осідання споруд в межах допустимих значень і потрібно передавати навантаження нижче за деформовану зону під ростверком, на більш міцні шари ґрунту.

Проведені дослідження з використанням моделі залежності модуля деформації від тиску показали що висота деформованої зони порушеної структури під ростверком досягла 9м (рис.2.16), тобто для забезпечення осідання досліджуваного будинку в межах допустимих значень нижній кінець паль повинен бути заведений нижче за цю зону мінімум вдвічі.

Встановлено що висота деформованої зони з порушеною структурою під нижнім кінцем паль становить 12м, тобто на відстані 12 м від нижніх кінців паль можна обмежити розрахункову область гуртового масиву та накласти в'язі (рис.2.16). При цьому загальна висота деформованої зони з порушеною структурою від низу ростверку становить близько 30м.

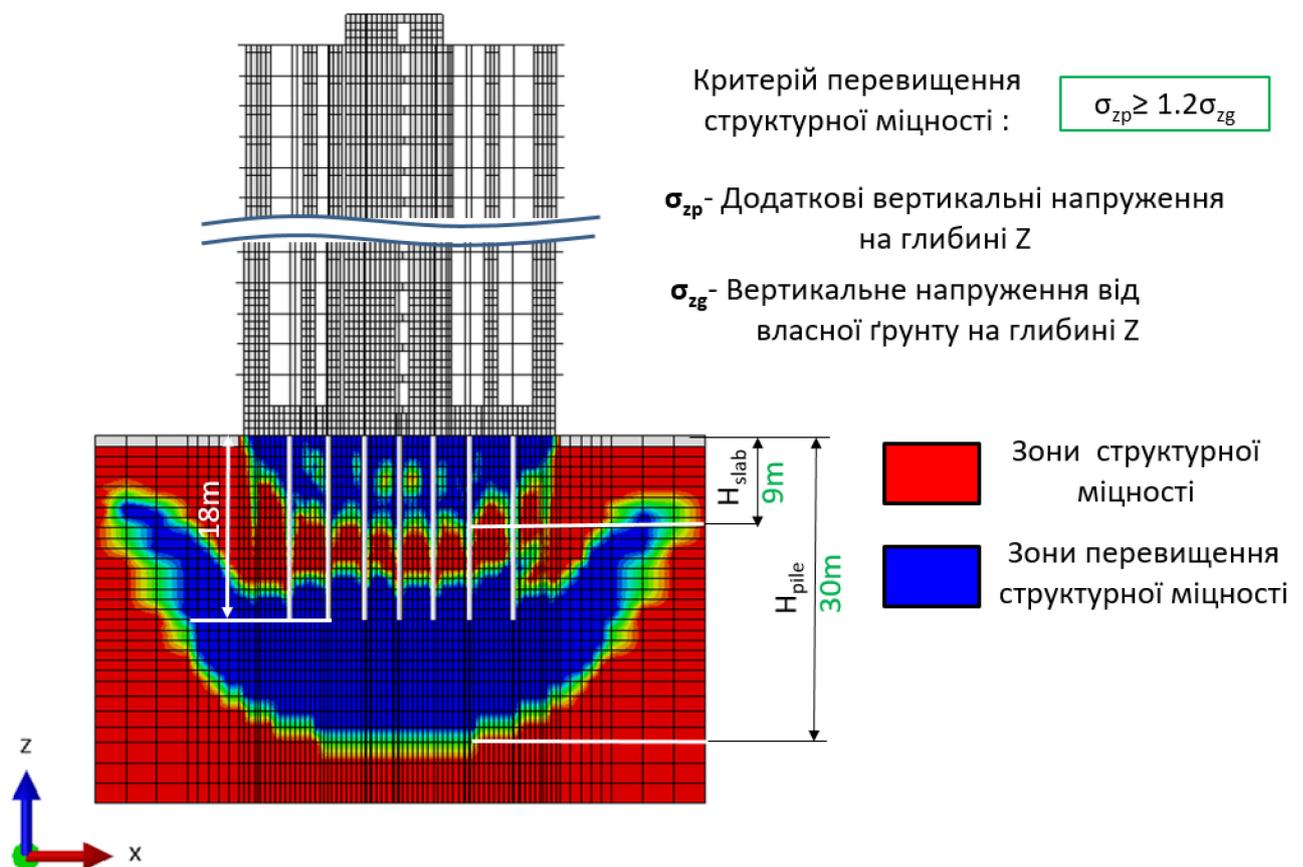


Рис.2.16. Зони перевищення структурної міцності ґрунту.

Були проаналізовані результати розв'язку задач за двома постановками: з врахуванням процесу ущільнення ґрунту зі змінним модулем деформації та пружної постановки з одним постійним модулем деформації. По результатам порівняння цих двох постановок виявлено, що врахування процесу ущільнення

грунту та залежності модуля деформації від тиску дає більш рівномірний розподіл згинальних моментів у ростверку (рис.2.17), зі зменшенням пікових значень до тридцяти відсотків (рис.2.18) та зменшення площ цих зона в порівнянні з пружним розрахунком (рис.2.17), де використовується постійне значення модуля деформації.

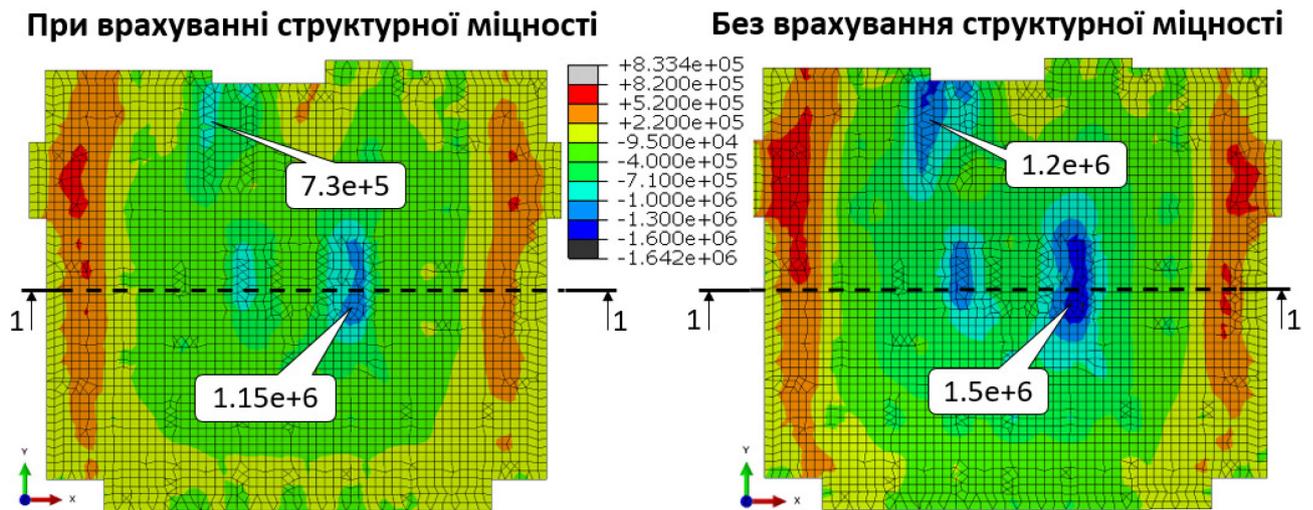


Рис.2.17 Згинальні моменти у ростверку в напрямку осі "X", Н*м/м.

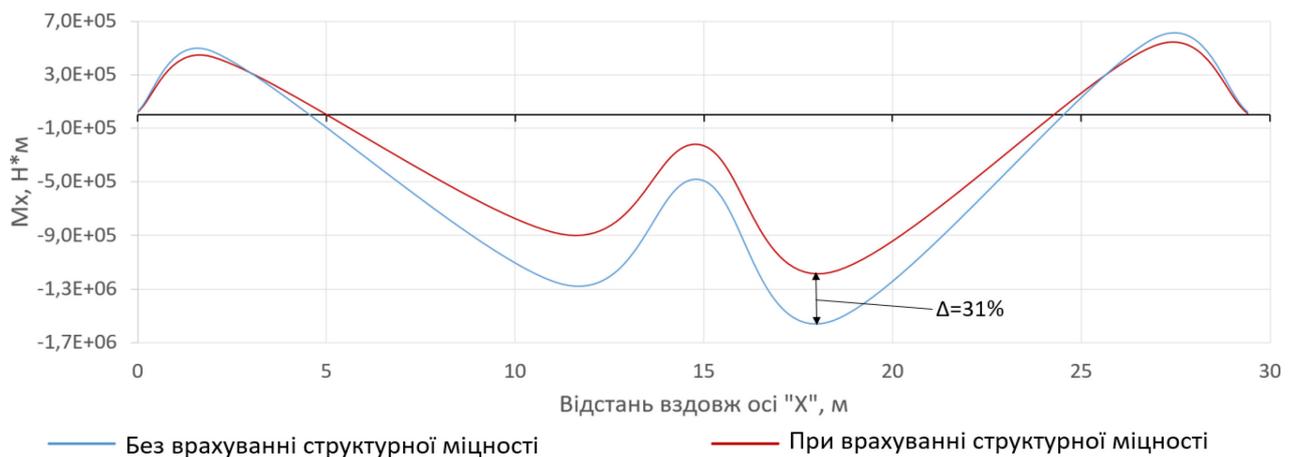


Рис.2.18 Згинальний момент у напрямку осі «X» в перерізі 1-1.

Врахування процесу зміну об'єму ґрунту в умовах стиснення та залежності модуля деформації від тиску також показав більш рівномірний розподіл зусиль в палях (рис.2.19). Перерозподіл зусиль в окремих зонах паль досягає сорока відсотків, в порівнянні з тим якщо не враховувати процес ущільнення ґрунту при стисненні та залежності модуля деформації від тиску.

Запропонована методика враховує властивості компресійного стиснення в широкому діапазоні тисків та базується на результатах стандартних компресійних досліджень. Використання запропонованої методики ближче до реальних процесів які протікають при взаємодії фундаментів з основами. Це має особливе значення для фундаментів висотних будівель, де середній тиск під подошвою перевищує значення які можна розвинути в компресійному приладі.

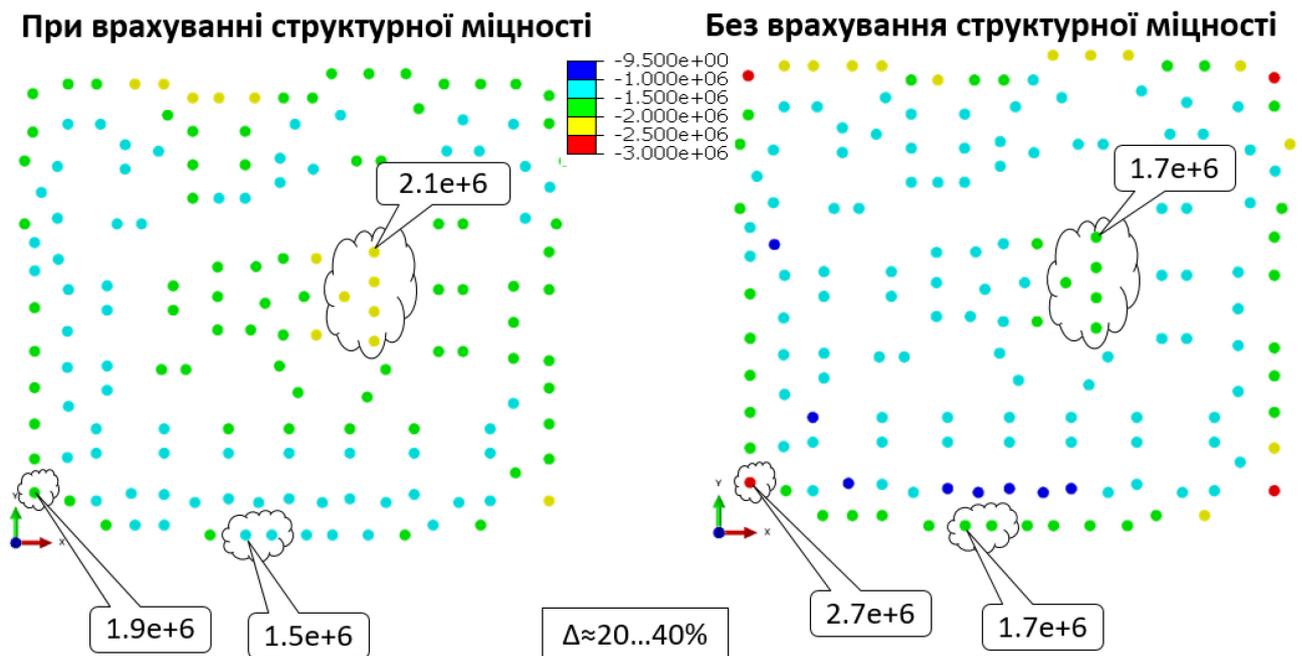


Рис.2.19 Зусилля в оголовках паль за двома постановками, Н.

Результати проведеного моделювання підтверджують ефективність розробленої методики для оцінки взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою в умовах компресії. Важливо зазначити, що отриманий напружено-деформований стан, а також параметри ґрунтової основи можуть бути використані для дальших динамічних досліджень. Це дозволить враховувати більш реалістичну взаємодію будівлі з основою за впливів сейсмічних, вибухових або інших динамічних навантажень.

ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 2

Розроблено методику оцінки взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою та реалізовано нову математичну модель, що описує зміну об'єму ґрунту під час компресії базуючись на результатах стандартних лабораторних дослідженнях. Вона забезпечує точність розрахунків за тисків, що перевищують можливості компресійних приладів. Використання напівлогарифмічного закону ущільнення К. Терцагі дозволяє визначати миттєвий модуль деформації, усувати вплив граничних умов на напружено-деформований стан фундаментів і конструкцій, а також враховувати глибину стиснутої товщі, важливу для аналізу взаємовпливу споруд різної висоти.

Використання запропонованої методики зміни об'єму ґрунту дозволило зменшити армування фундаментних конструкцій до 30% в окремих зонах, забезпечуючи при цьому рівномірніший розподіл зусиль у палях та знайти раціональне проектне рішення фундаментів, яке забезпечує економічний ефект завдяки скороченню довжини паль, утримуючи при цьому осідання будівлі в межах допустимих значень.

Методика є ефективною для проектування фундаментів висотних будівель і забезпечує напружено-деформований стан у конструкціях та основі, що відповідає реальним умовам експлуатації.

Параметри напружено-деформованого стану, отримані за розробленою методикою, можна використовувати у подальших дослідженнях для оцінки динамічних впливів. Це дасть змогу враховувати більш реалістичну взаємодію споруди з основою за впливів сейсмічних або вибухових навантажень.

РОЗДІЛ 3. МОДЕЛЮВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ

3.1. Сучасні чисельні методи розрахунку при динамічних навантаженнях

Необхідно додати, що на сьогодні існує широкий спектр чисельних методів, які використовуються для виконання динамічних розрахунків. Динамічні впливи, такі як сейсмічні чи вибухові навантаження, є важливими додатковими факторами, що потребують аналізу в поєднанні зі статичними навантаженнями. Динамічні розрахунки доцільно виконувати на основі розрахункової моделі, сформованої за результатами моделювання статичних навантажень, яка буде включати в собі напружено-деформований стан в елементах системи «основа-фундамент-будівля» отриманий при цих навантаженнях. У цьому контексті для більш повних досліджень будівель при динамічних впливах запропонована у Розділі 2 методика є ефективним підходом для створення такої розрахункової моделі сформованої за результатами моделювання статичних навантажень.

Спектральні і прямі методи є основними підходами для аналізу складних фізичних процесів та систем. Кожен з них має свої унікальні характеристики, які визначають сферу їх застосування. Спрощені методи базуються на використанні наближених рівнянь і припущень, які дозволяють зменшити складність математичних моделей. Такі методи ефективні для попереднього аналізу, коли потрібна швидка оцінка результатів. Водночас вони мають обмежену точність і не завжди адекватно враховують складні нелінійні ефекти. Наприклад, дослідження показали, що спрощені методи добре працюють для задач, пов'язаних із прогнозуванням атмосферних явищ, але значно поступаються за точністю при моделюванні складних механічних процесів [127, 38].

Спектральні методи використовують представлення розв'язків у вигляді рядів або розкладів за базисними функціями, такими як тригонометричні функції чи поліноми Чебишева. Вони особливо ефективні для задач, де розв'язок є гладким, і дозволяють досягти високої точності. Основним недоліком є складність реалізації для задач з нерівномірними або складними геометріями. Наприклад, спектральні методи широко застосовуються у гідродинаміці та акустиці, де потрібна висока точність для опису поведінки хвиль [70].

Прямі методи базуються на чисельному розв'язанні рівнянь без спрощень. Вони забезпечують високу точність, але потребують значних обчислювальних ресурсів. До них належать методи скінченних елементів (FEM), скінченних різниць (FDM) і скінченних об'ємів (FVM). Ці методи знаходять застосування в різноманітних галузях, включаючи механіку деформованого твердого тіла та теплообмін, де точність є критично важливою [144].

Явні та неявні методи відносяться до підходів інтегрування рівнянь у часі, і їх вибір залежить від специфіки задачі. Явні методи використовують інформацію про стан системи на попередньому кроці для обчислення наступного стану. Вони легко реалізуються, потребують менше обчислень на кожному кроці і добре підходять для задач із швидкими перехідними процесами. Однак вони мають обмеження на довжину кроку за часом для забезпечення стійкості (умова Куранта-Фрідрікса-Леві). У неявних методах для обчислення наступного стану системи необхідно вирішувати систему нелінійних рівнянь. Це робить їх стабільними навіть при великих часових кроках, але потребує значних обчислювальних ресурсів. Вони ефективні для задач із повільними перехідними процесами або високою жорсткістю [19, 88].

Сучасні обчислювальні технології, включаючи багатопоточність і паралельні обчислення, значно підвищили ефективність явних методів. Явні методи дозволяють розподіляти обчислення на кілька ядер процесора або графічного процесора (GPU), оскільки кожен крок обчислення базується лише на локальній інформації. Це дає змогу досягти значного прискорення. Завдяки їх простій структурі явні методи добре масштабуються на великих кластерах і

суперкомп'ютерах, що робить їх придатними для моделювання великих систем. У задачах із короткими часовими перехідними процесами явні методи можуть виконуватися швидше за неявні, оскільки не потребують ітерацій для вирішення систем рівнянь. Графічні процесори, які ефективно працюють із великими обсягами паралельних даних, ідеально підходять для реалізації явних методів, що призводить до суттєвого зниження часу розрахунків [113].

Явні та неявні методи мають свої переваги і недоліки, і їх вибір залежить від конкретної задачі. Завдяки розвитку багатопоточних технологій явні методи стали особливо ефективними для моделювання динамічних процесів у великих системах. Водночас неявні методи залишаються незамінними для задач із високою жорсткістю чи тривалими перехідними процесами.

Спектральний метод

Спектральний метод займає провідне місце серед методів розв'язання динамічних задач. Окрім можливості виконувати прямі динамічні розрахунки, цей метод є обов'язковим у процесі аналізу споруд на особливі комбінації навантажень, включно із сейсмічними, відповідно до чинних будівельних норм України.

Для реалізації спектрального методу найчастіше використовуються просторові динамічні моделі, в яких маси зосереджені у вузлах (див. рис. 3.1, в).

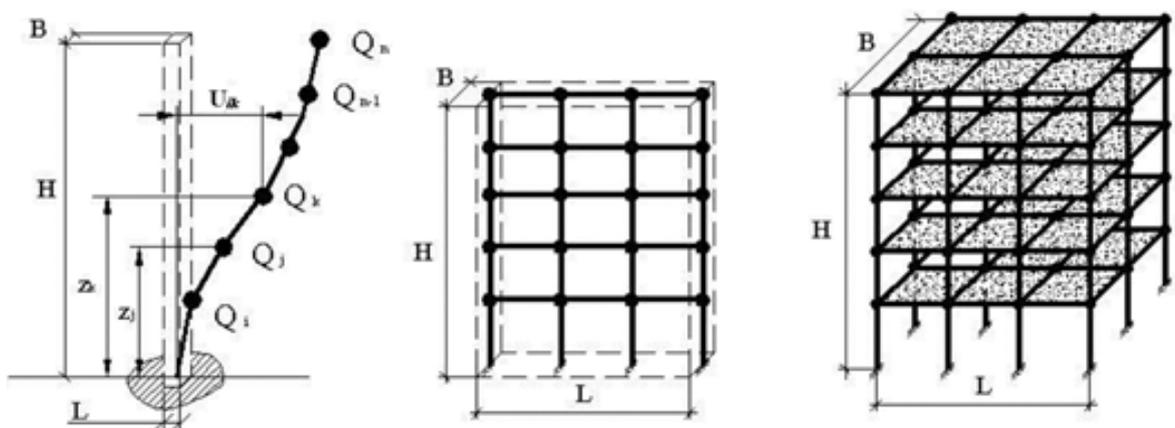


Рис. 3.1. Розрахункові схеми будівель і споруд: а - у вигляді багатомасового консольного стрижня; б – у вигляді багатомасової перехресної системи; в - у вигляді просторової динамічної моделі.

Спектральний метод передбачає визначення напружено-деформованого стану конструкцій під впливом умовного "сейсмічного" навантаження. Розрахунок горизонтального сейсмічного навантаження S_{ki} , прикладеного до точки k і відповідного i -їй формі власних коливань, виконується за формулою:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki} \quad (3.1)$$

де k_1 – коефіцієнт врахування непружних деформацій і локальних пошкоджень; k_2 – коефіцієнт відповідальності споруди; k_3 – коефіцієнт поверховості (k_3 не перевищує 2,0 для каркасних систем і 1,8 для стінових конструкцій), для будівель із понад п'ятьма поверхами визначається за формулою:

$$k_3 = 1 + 0,06 \cdot (n - 5), \quad (3.2)$$

де n – кількість поверхів в будівлі.

Горизонтальне сейсмічне навантаження S_{0ki} для i -ї форми власних коливань визначається як:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{ep} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}, \quad (3.3)$$

де Q_k – еквівалентна маса у точці k ; a_0 – відносне прискорення ґрунту; k_{ep} – коефіцієнт вираховування нелінійного деформування ґрунту; β_i – спектральний коефіцієнт динамічності відповідно i -їй формі власних коливань; η_{ki} – коефіцієнт залежно від форми власних коливань і положення точки навантаження (рис. 3.1); визначається за формулою:

а) для консольної схеми:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (3.4)$$

де $U_i(z_k)$ і $U_i(z_j)$ – переміщення будівлі або споруди при власних коливаннях за i -ю формою;

n – число зосереджених навантажень;

б) для перехресної та просторової схем:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_0)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (3.5)$$

де $\cos(U_{ki}, U_0)$ – косинуси кутів між напрямками переміщення U_{ki} і вектора сейсмічної дії U_0 .

Під час розрахунку слід враховувати сумісну дію вертикальних і горизонтальних сейсмічних навантажень, вибираючи найбільш несприятливі напрямки. Результуючі зусилля, напруження чи інші параметри, викликані сейсмічними навантаженнями, обчислюються із застосуванням квадратичного складання внесків окремих форм коливань:

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (3.6)$$

де N_i – внесок i -ї форми коливань; n – число форм коливань, які враховуються.

У випадках, коли періоди власних коливань суміжних форм відрізняються менш ніж на 10%, враховується їх взаємна кореляція за формулою:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2 + 2 \sum_{i=1}^n \rho_i |N_i N_{i+1}|}, \quad (3.7)$$

де ρ_i – коефіцієнт кореляції, що визначається відносно періодів власних коливань за T_{i+1}/T_i .

Отримані результати дозволяють оцінити напруження, переміщення та деформації конструкцій під дією сейсмічних впливів у просторі, враховуючи дії вздовж різних осей:

$$N = \sqrt{N_x^2 + N_y^2 + N_z^2}, \quad (3.8)$$

де N_x, N_y, N_z – значення параметра вздовж відповідних осей.

Прямі динамічні методи.

У процесі аналізу впливу сейсмічних коливань на поведінку конструкцій за допомогою прямих динамічних методів важливо описати взаємодію між структурою та основою у вигляді диференціальних залежностей. Будівля або споруда, що виводиться з рівноваги сейсмічними хвилями, починає виконувати

згасаючі коливання. Відносні переміщення системи можна математично представити через наступне диференціальне рівняння:

$$\ddot{x} + 2\varphi\omega\dot{x} + \omega^2x = -\ddot{x}(t), \quad (3.9)$$

де ω – власна кругова частота системи у відсутності згасання; φ – коефіцієнт демпфування; x – відносні переміщення.

Для дискретних систем із багатьма ступенями свободи, ураховуючи згасання за моделлю Фойгта-Кельвіна, рівняння руху набуває вигляду системи звичайних диференціальних рівнянь:

$$[M]\frac{d^2}{dt^2}\{U\} + [C]\frac{d}{dt}\{U\} + [K]\{U\} = \{Q(t)\} \quad (3.10)$$

де $[M]$ – матриця мас; $[C]$ – матриця дисипації, що враховує демпфування;

$[K]$ – матриця жорсткості конструкції; $\{U\}$ – вектор переміщень;

$\{Q(t)\}$ – вектор навантажень представлений що залежить від часу.

З математичної точки зору задача розв'язання таких рівнянь зводиться або до спектрального аналізу матриць методом скінченних елементів, або до прямого чисельного інтегрування в часі.

Цей підхід дозволяє точно оцінити динамічну реакцію конструкцій під впливом сейсмічних навантажень, враховуючи як пружні, так і дисипативні властивості системи.

Пряме інтегрування в часі за явною схемою: метод центральних різниць.

У разі необхідності врахування нелінійних процесів деформування середовищ часто застосовуються неявні методи. Проте у випадках, коли обсяги такого матеріалу значні, а нелінійні властивості, такі як жорсткість і пластичність, змінюються, це спричиняє значний перерозподіл напружень і деформацій, що, своєю чергою, збільшує кількість ітерацій та час розрахунку. Такі ситуації часто зустрічаються при моделюванні ґрунтових основ, які характеризуються структурною міцністю та іншими нелінійними властивостями. У таких умовах ефективнішим може бути застосування явних методів, зокрема методу центральних різниць.

Метод центральних різниць дозволяє обчислювати чергові наближення для кожного рівняння окремо, без необхідності розв'язання системи рівнянь високого порядку. Це забезпечує незалежність часу розрахунку від складності моделювання нелінійних процесів.

У методі центральних різниць похідні за часом замінюються центрально-різницевиими виразами:

$$\{\dot{u}_t\} = \frac{1}{2\Delta t} (\{u_{t+\Delta t}\} - \{u_{t-\Delta t}\}) \quad (3.11)$$

$$\{\ddot{u}_t\} = \frac{1}{\Delta t^2} (\{u_{t+\Delta t}\} - 2\{u_t\} + \{u_{t-\Delta t}\}) \quad (3.12)$$

Ці вирази підставляються у рівняння динамічної рівноваги:

$$[M]\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} + [K(\{u_t\})]\{u_t\} = \{P(t)\} \quad (3.13)$$

що дозволяє отримати рекурентні формули для приросту переміщень і швидкостей у кожному часовому кроці $\{\Delta u_{t+\Delta t}\} = \{u_{t+\Delta t}\} - \{u_t\}$:

$$\left(\frac{1}{\Delta t^2} [M] + \frac{1}{2\Delta t} [C]\right) \{\Delta u_{t+\Delta t}\} = \{P(t)\} - [K(\{u_t\})]\{u_t\} + \left(\frac{1}{\Delta t^2} [M] - \frac{1}{2\Delta t} [C]\right) \{\Delta u_t\}, \quad (3.14)$$

та визначити вектор $\{\Delta u_{t+\Delta t}\}$ та переміщення

$$\{u_{t+\Delta t}\} = \{u_t\} + \{\Delta u_{t+\Delta t}\} \quad (3.15)$$

Реалізація методу центральних різниць виконується за наступною послідовністю. Спочатку задаються початкові умови, які включають переміщення $\{u_0\}$, швидкості $\{\dot{u}_0\}$, прискорення $\{\ddot{u}_0\}$. На наступному етапі визначається ефективна матриця мас, яка записується у вигляді:

$$[\widehat{M}] = \frac{1}{\Delta t^2} [M] + \frac{1}{2\Delta t} [C] \quad (3.16)$$

і динамічне навантаження з врахуванням нелінійності матриці жорсткості:

$$[\widehat{R}] = \{P(t)\} - [K(\{u_t\})]\{u_t\} + \left(\frac{1}{\Delta t^2} [M] - \frac{1}{2\Delta t} [C]\right) \{\Delta u_t\} \quad (3.17)$$

Потім на кроці $t + \Delta t$ розв'язується рівняння:

$$[\widehat{M}]\{\Delta u_{t+\Delta t}\} = [\widehat{R}] \quad (3.18)$$

що дозволяє визначити приріст переміщень $\{\Delta u_{t+\Delta t}\}$ та нове значення переміщень $\{u_{t+\Delta t}\}$:

Далі обчислюються швидкості та прискорення для моменту часу t за формулами

$$\begin{aligned}\{\dot{u}_t\} &= \frac{1}{2\Delta t} (\{u_{t+\Delta t}\} - \{u_{t-\Delta t}\}), \\ \{\ddot{u}_t\} &= \frac{1}{\Delta t^2} (\{u_{t+\Delta t}\} - 2\{u_t\} + \{u_{t-\Delta t}\}),\end{aligned}\tag{3.19}$$

і далі процес обчислень продовжується для наступного кроку по часу.

Основною перевагою методу центральних різниць є те, що при діагональній формі матриць мас та демпфування система рівнянь розпадається на незалежні, що значно спрощує розрахунки та зменшує обчислювальну складність. Це пояснює класифікацію методу як явного. Крім того, рівняння динамічної рівноваги формується для моменту часу t , коли всі необхідні величини вже відомі. Метод дозволяє моделювати нелінійні властивості матеріалів без потреби у лінеаризації рівнянь.

Однак метод має і суттєві недоліки. Основним з них є умовна стійкість, яка накладає обмеження на величину кроку інтегрування по часу. Для його визначення використовується критерій Куранта:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\sqrt{\lambda_{max}}} = \frac{2}{\omega_{max}} = \frac{T_{min}}{\pi},\tag{3.20}$$

де λ_{max} – максимальне власне значення лінеаризованої системи рівнянь, ω_{max} – максимальна власна частота коливань, T_{min} – мінімальний період коливань моделі.

Оскільки λ_{max} залежить від локальних властивостей моделі, то наявність хоч одного елемента з підвищеною жорсткістю, або з незначною масою може призвести до суттєвого зменшення кроку інтегрування по часу для всієї конструкції наявність елементів із високою жорсткістю або низькою масою може значно зменшити допустимий крок інтегрування для всієї конструкції. У таких випадках ефективність методу значно знижується.

Наприклад, при розрахунках із матеріалів різної жорсткості або при необхідності локального згущення сітки в зонах концентрації напружень крок інтегрування для всієї конструкції повинен обиратись набагато меншим ніж той,

що потрібен для правильного відображення напружено-деформованого стану та коливань конструкцій. З умови стійкості крок призначається пропорційно мінімальному періоду коливань скінченно-елементної моделі. А цей період в основному залежить від локальної жорсткості елементів, яка може на декілька порядків відрізнятись між собою. Крім того, для помірно швидких та повільних динамічних процесів обмеження по стійкості може вимагати значно менший крок по часу ніж той, що потрібен для забезпечення точності результатів. Це викликає велику трудомісткість чисельного інтегрування і знижує ефективність явного методу.

Іншим недоліком є потреба у розв'язанні системи зв'язаних рівнянь у разі, якщо приведена матриця мас не є діагональною, що унеможливорює переваги методу як явного. Для покращення ефективності методу важливо обґрунтувати доцільність використання діагональної матриці мас, розробити модифікації для збільшення кроку інтегрування та оптимізувати обчислення за допомогою сучасних технологій, таких як паралельні обчислення.

Пряме інтегрування в часі за неявною схемою.

Метод Ньюмарка належить до числових методів, у яких прискорення представляється лінійною функцією, а переміщення та швидкості обчислюються за наступними рівняннями:

$$\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{u}_t\} + [(1 - \delta)\{\ddot{u}_t\} + \delta\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}] \Delta t \quad (3.21)$$

$$\{u_{t+\Delta t}\} = \{u_t\} + \{\dot{u}_t\}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{u}_t\} + \alpha \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} \right] \Delta t^2 \quad (3.22)$$

де α , δ – параметри, які визначають точність та стійкість інтегрування. Зазвичай приймається $\delta = 1/2$ та $\alpha = 1/4$, що забезпечує безумовну стійкість методу при сталому середньому прискоренні (рис. 3.1) [x]

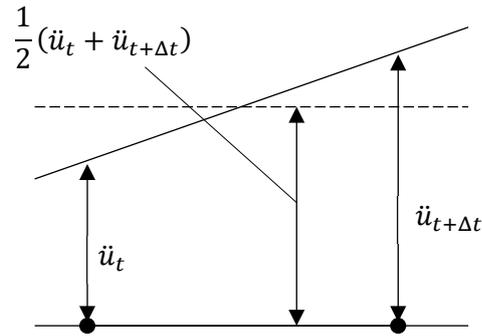


Рис. 3.2. Лінеаризація прискорень в методі Ньюмарка

Для визначення переміщень, швидкостей і прискорень у момент часу $t + \Delta t$ використовується нелінійна система рівнянь рівноваги:

$$[M]\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} + [K(\{u_{t+\Delta t}\})]\{u_{t+\Delta t}\} = \{P(t + \Delta t)\} \quad (3.23)$$

Використовуючи рівняння (3.22), вираз $\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}$, представлено через $\{u_{t+\Delta t}\}$, Підставляючи цей вираз, отримуємо рівняння для обчислення $\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}$ та $\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}$:

$$\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} = \{\Delta u_{t+\Delta t}\} \frac{4}{\Delta t^2} - \{\dot{u}_t\} \frac{4}{\Delta t} - \{\ddot{u}_t\}, \quad (3.24)$$

$$\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{u}_t\} + (\{\ddot{u}_t\} + \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}) \frac{1}{2} \Delta t, \quad (3.25)$$

де $\{\Delta u_{t+\Delta t}\} = \{u_{t+\Delta t}\} - \{u_t\}$ – приріст переміщень на кроці $t + \Delta t$

Оскільки в матриця $[K(u)]$ може бути нелінійною, рівняння (3.23) доцільно подати у вигляді:

$$\begin{aligned} [M]\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}^{n+1} + [C]\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}^{n+1} + [K']^{n+1}\{\Delta u_{t+\Delta t}\}^{n+1} = \\ = \{R(t + \Delta t)\}^n + [K']^n\{\Delta u_{t+\Delta t}\}^n \end{aligned} \quad (3.26)$$

де n – номер ітерації для визначення переміщень, швидкостей і прискорень на кроці $t + \Delta t$; $[K']$ – лінеаризована матриця жорсткості, яка для лінійних рівнянь відповідає $[K'] = [K]$; вектор невривноважених зовнішніх та внутрішніх сил:

$$\{R(t + \Delta t)\}^n = \{P(t + \Delta t)\} - [K(\{u_{t+\Delta t}\})]^n \{u_{t+\Delta t}\}^n \quad (3.27)$$

Лінеаризоване рівняння динаміки для визначення приросту переміщень у момент $t + \Delta t$ має вигляд:

$$[\hat{K}]^n \{\Delta u_{t+\Delta t}\}^{n+1} = \{\hat{R}_{t+\Delta t}\}^n \quad (3.28)$$

де $[\hat{K}]^n = [K']^n + \frac{4}{\Delta t^2} [M] + \frac{2}{\Delta t} [C]$;

$$\{\hat{R}_{t+\Delta t}\}^n = \{R_{t+\Delta t}\}^n + [M] \left(\frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}_t\} + \{\ddot{u}_t\} \right) + [C] \{\dot{u}_t\} + [K'] \{\Delta u_{t+\Delta t}\}^n$$

Система рівнянь (3.28) зазвичай є нелінійною, оскільки матриця $[\hat{K}]^n$ є сталою для даного кроку часу, , але нелінійність присутня у векторі $\{R(t + \Delta t)\}^n$. Для розв'язання такої системи використовуються числові методи, зокрема метод Холецького для лінійних систем або метод неповної факторизації Холецького, поєднаний із методом спряжених градієнтів (ICCG), для високих порядків.

Процедура розв'язання :

1. Ініціалізація: задається початкове значення $\{\Delta u_{t+\Delta t}\}_0 = \{\Delta u_t\}$
2. Обчислення неврівноважених сил:

$$\begin{aligned} \{r_0\} = \{R_{t+\Delta t}\}_0 + [M] \left(\frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}_t\} + \{\ddot{u}_t\} - \frac{4}{\Delta t^2} \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_0 \right) + \\ + [C] \left(\{\dot{u}_t\} - \frac{2}{\Delta t} \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_0 \right) \end{aligned} \quad (3.29)$$

3. Розв'язання системи рівнянь: використовуються методи неповної факторизації Холецького:

$$([\hat{K}] \rightarrow [L]^T [L]) \quad [L]^T [L] \{r'_0\} = \{r_0\}, \quad \{p_0\} = \{r_0\} \quad (3.30)$$

4. Оновлення змінних:

$$\begin{aligned} \alpha_k &= -\{r'_k\}^T \{r_k\} / (\{p_k\}^T [\hat{K}] \{p_k\}), \\ \{\Delta u_-(t + \Delta t)\}_{k+1} &= \{\Delta u_-(t + \Delta t)\}_k - \alpha_k \{p_k\}, \\ \{r_{k+1}\} &= \{r_k\} + \alpha_k [\hat{K}] \{p_k\} \end{aligned}$$

5. Перевірка збіжності: якщо критерій збіжності $\sqrt{\{r_{k+1}\}^T \{r_{k+1}\}} \leq \varepsilon$.

У разі виконання цієї умови ітерації завершуються, і здійснюється перехід до наступного часового кроку. В іншому випадку алгоритм переходить до наступного етапу (п. 6).

6. Розв'язується система рівнянь:

$$[L]^T [L] \{r'_{k+1}\} = \{r_{k+1}\}, \quad (3.31)$$

де $[L]$ — матриця нижньої трикутної форми, яка забезпечує ефективність обчислень.

7. Обчислюється напрямного вектор та його корекція. На основі результатів попереднього етапу обчислюється новий напрямний вектор $\{p_{k+1}\}$, який використовується для наступної ітерації:

$$\beta_k = -\{r'_{k+1}\}^T \{r_{k+1}\} / (\{r'_k\}^T \{r_k\}), \quad \{p_{k+1}\} = \{r'_{k+1}\} + \beta_k \{p_k\} \quad (3.32)$$

Після цього відбувається повернення до пункту 4 для продовження процесу уточнення розв'язку.

8. Оцінка збіжності нелінійної системи рівнянь. На цьому етапі обчислюється вектор невривноважених сил для перевірки збіжності рішення:

$$\begin{aligned} \{r_{k+1}\} = \{R_{t+\Delta t}\}_{r+1} + [M] \left(\frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}_t\} + \{\ddot{u}_t\} - \frac{4}{\Delta t^2} \right) \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_{k+1} + \\ + [C] \left(\{\dot{u}_t\} - \frac{2}{\Delta t} \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_{k+1} \right) \end{aligned} \quad (3.33)$$

Якщо критерій $\sqrt{\{r_{k+1}\}^T \{r_{k+1}\}} \leq \varepsilon$ виконується, вважається, що приріст переміщень $\{\Delta u_{t+\Delta t}\} = \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_{k+1}$ знайдено з необхідною точністю. У такому випадку здійснюється перехід до наступного часового кроку. Якщо ж критерій не виконано, ітераційний процес триває, починаючи з обчислення нових залишків $\{r_0\} = \{r_{k+1}\}$, із переформуванням матриці $[\hat{K}]$ відповідно до отриманих значень переміщень.

Ефективність описаного методу забезпечується завдяки обчисленню матриці жорсткості $[K']$ за формулою:

$$[K'] = \left[\frac{\partial [K(\{u\})]}{\partial \{u\}} \{u\} + [K(\{u\})] \right]_{\{u\}=\{u_t\}}. \quad (3.34)$$

Варто зазначити, що матриця $[\hat{K}]$ повинна бути симетричною, що може створювати труднощі у випадках застосування неасоційованих законів пластичності матеріалів. У таких випадках необхідна попередня симетризація матриці, що може негативно впливати на збіжність ітераційного процесу.

Метод декомпозиції переміщень у частковий спектр власних форм (метод нормальних координат).

Для оцінки напружено-деформованого стану конструкцій під впливом сейсмічних навантажень, заданих у вигляді трьохкомпонентних синтезованих акселерограм, застосовується метод прямого інтегрування неповного спектру власних форм.

Для цього вектор повних переміщень розкладається за формами власних коливань і записується через амплітуду та власні форми у вигляді суми:

$$\{U\} = \sum_{i=1}^N A^i \{X_i\}, \quad (3.35)$$

де A^i – амплітуди коливань;

$\{X_i\}$ – вектори власних форм коливань;

N – кількість власних форм.

Для кожної складової спектра динамічних характеристик визначаються за інтегралом Дюамеля на протязі дії сейсмічних коливань:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_0} \int_0^t X_0(\tau) e^{\zeta \omega_0(t-\tau)} \sin[\omega_0(t-\tau)] dt \quad (3.36)$$

З урахуванням того, що з зростанням порядку власних частот внесок форм коливань у повне переміщення зменшується, кількість використовуваних форм обмежується рекомендаціями норм, щодо накопичення модальних мас не менше, ніж $M_x=0.85$, $M_y=0.85$, $M_z=0.75$ у відповідних напрямках. Модальні маси розраховуються за формулою:

$$M_{is} = \frac{1}{\rho_i^2} \frac{\left(\sum_{j=1}^n Q_j U_{ij} \cos(U_{ij}, I_s) \right)^2}{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot \cos(U_{ij}, I_s)}, \quad (3.37)$$

де $\rho_i^2 = \sum_{j=1}^n Q_j U_{ij}^2$;

$\cos(U_{ij}, I_s)$ – косинус кута між переміщенням U_{ij} j -го вузла при i -й формі коливань та напрямком координатної осі I_s (X, Y або Z).

Для розрахунків систем типу "основа — фундамент — споруда" рекомендується використовувати експериментальні значення логарифмічних

декрементів коливань ґрунту й конструкцій. За відсутності експериментальних даних логарифмічний декремент приймається як:

$\delta = 0,3$ для залізобетонних, кам'яних і дерев'яних конструкцій;

$\delta = 0,15$ для сталевих конструкцій.

Коефіцієнти жорсткості та демпфування основи рекомендується визначати відповідно до методики, наведеної у [47]. При цьому рівень відносного демпфування основи повинен становити не більше 10% від величини критичного затухання коливань, що відповідає логарифмічному декременту коливань $\delta \leq 0,6$.

У межах цього методу, як і у спектральному підході, для аналізу динамічних характеристик конструкцій, зокрема для оцінки резонансних ефектів взаємодії, важливим є визначення власних частот і відповідних форм коливань. З математичної точки зору ця задача зводиться до розв'язання спектральної проблеми для матриць, що формуються методом скінченних елементів (МСЕ).

Нижче розглянуто алгоритм застосування методу нормальних координат для дослідження вимушених коливань систем із кінцевою кількістю ступенів свободи.

1. Початковим етапом є побудова розрахункової динамічної моделі, яка описується рівнянням:

$$M\ddot{\bar{y}}(t) + C\dot{\bar{y}}(t) + K\bar{y}(t) = \bar{p}(t). \quad (3.38)$$

де $\bar{y}(t) = (y_1(t), y_2(t), \dots, y_n(t))^T$ – вектор динамічних переміщень;

$\bar{p}(t) = (\rho_1(t), \rho_2(t), \dots, \rho_n(t))^T$ – вектор зовнішній зусиль;

M, C, K – матриця мас, демпфування та жорсткості відповідно

2. На першому етапі аналізуються частоти та форми вільних коливань. Для цього, за відсутності затухання, розв'язується задача власних значень:

$$(K - \omega^2 M)\bar{y} = 0 \quad (3.39)$$

де $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ – власні частоти; Φ – матриця ортонормованих власних форм.

3. В результаті отримані власні форми дозволяють перейти до нормальних координат:

$$\bar{\gamma}(t) = \Phi \bar{z}(t). \quad (3.40)$$

4. Визначається вектор узагальнених навантажень:

$$\bar{q}(t) = \Phi^T \bar{p}(t) \quad (3.41)$$

та матриця демпфування в нормальних координатах

$$\Xi = \Phi^T C \Phi. \quad (3.42)$$

Для сил опору, що описуються матрицею C , виконується умова нульової взаємної роботи окремих форм коливань. Якщо матриця C невідома, її наближення можливе за допомогою модальних коефіцієнтів втрат.

5. Для узагальнених координат отримано систему незалежних рівнянь коливань:

$$\ddot{z}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{z}_j + \omega_j^2 z_j = q_j(t) \quad (j=1,2,\dots,n) \quad (3.43)$$

де ξ_j — коефіцієнт демпфування для j -ї форми коливань.

6. Початкові умови для динамічних змінних:

$$\bar{\gamma}(0) = \gamma_0, \quad \dot{\bar{\gamma}}(0) = \dot{\gamma}_0, \quad (3.44)$$

використовуються для обчислення початкових умов для нормальних координат.

Для цього виражається вектор $\bar{z}(t)$ через $\bar{\gamma}(t)$. Помноживши рівняння (3.40) на $\Phi^T M$:

$$\Phi^{-1} = \Phi^T M. \quad (3.45)$$

$$\bar{z}(t) = \Phi^T M \bar{\gamma}(t). \quad (3.46)$$

З урахуванням (2.69) початкові умови набувають вигляду:

$$\bar{z}(0) = \Phi^T M \bar{\gamma}_0 = \bar{z}_0, \quad \dot{\bar{z}}(0) = \Phi^T M \dot{\bar{\gamma}}_0 = \dot{\bar{z}}_0. \quad (3.47)$$

7. Визначення реакції системи для окремої форми коливань виконується шляхом розв'язання отриманих рівнянь для узагальнених координат з відповідними початковими умовами. Для j -ї координати:

$$\ddot{z}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{z}_j + \omega_j^2 z_j = q_j(t) \quad (3.48)$$

з початковими умовами

$$z_j(0) = z_{j0} \quad , \quad \dot{z}_j(0) = \dot{z}_{j0} \quad (3.49)$$

Отже, для кожної форми коливань система зводиться до задачі про вимушені коливання з одним ступенем свободи, розв'язок якої визначається характером узагальненого навантаження $q_j(t)$.

Проблеми оцінки динамічної реакції будівель під час дії сейсмічних навантажень є складними і багатогранними, що зумовлює необхідність використання ефективних методів моделювання. Поширені на сьогодні спектральні підходи дозволяють спрощувати задачі динамічного аналізу, проте вони часто базуються на спрощених моделях деформування без урахування реальних властивостей ґрунтової основи. Це може призводити до якісних помилок у результатах моделювання, таких як втрата знаків окремих компонент напружень і відсутність відповідності між переміщеннями та внутрішніми зусиллями. Застосування прямих динамічних методів, які враховують як статичні, так і динамічні складові навантажень, дозволяє отримувати більш повну інформацію про напружено-деформований стан конструкцій. Слід особливо зазначити, що для досягнення повноти аналізу напружено-деформованого стану конструкцій необхідно враховувати всі види навантажень, включаючи статичні, які суттєво впливають на результати розрахунків.

Метод нормальних координат із розкладанням переміщень у неповний спектр власних форм коливань має низку переваг, які роблять його доцільним для дослідження динамічної реакції будівель. Цей підхід дозволяє детально аналізувати еволюцію напружено-деформованого стану в елементах системи «основа–фундамент–будівля» за дії сейсмічних навантажень, включаючи внутрішні зусилля, переміщення та реакції ґрунтової основи. Завдяки вибору лише значущих форм коливань метод забезпечує зниження обчислювальної складності, що є важливим для забезпечення ефективності інженерних розрахунків. Крім того, цей підхід є практично доступним і придатним для реалізації з використанням сучасних обчислювальних засобів.

Порівняно з явними та неявними методами, метод нормальних координат забезпечує оптимальний баланс між точністю результатів і обчислювальними

витратами, а також зручність інтерпретації результатів для практичного застосування. Використання цього методу дозволяє виконати повноцінний аналіз динамічної реакції багатосекційного висотного будинку у складі системи «основа–фундамент–будівля» з урахуванням усіх видів навантажень, включаючи статичні. Таким чином, застосування методу нормальних координат дозволяє не лише детально аналізувати напружено-деформований стан конструкцій, але й забезпечує високу точність результатів, необхідну для інженерних задач. Це робить його перспективним інструментом для впровадження у практику сучасного будівельного проектування, зокрема для аналізу динамічної реакції багатосекційних висотних будинків у складі системи «основа–фундамент–будівля».

3.2. Дослідження взаємодії секційного висотного будинку з основою при сейсмічних навантаженнях

У сучасних умовах великих міст з обмеженим земельним ресурсом все частіше з'являються висотні будівлі зі складними конструктивними схемами. Поряд з цим в Україні фіксується загальна тенденція до підвищення сейсмічності, що ставить більш жорсткі вимоги до проектування будівель відносно забезпечення їх міцності та стійкості при сейсмічних впливах. В умовах щільної забудови м. Києва нове будівництво часто ведеться в складних інженерно-геологічних умовах, що підвищує сейсмічні вимоги до забудови. Прагнення максимального використання площі забудови та зменшення витрат при зведенні несучого каркасу призводить до появи рішень із секціями кутової форми. Одна з переваг об'ємно-планувального вирішення у вигляді кутових секцій багатоповерхових будинків – доцільне використання дорогих вертикальних комунікацій (ліфтів, незадимлюваних сходів тощо) шляхом обслуговування ними найбільшої кількості квартир. З іншого боку, ускладнення форми плану секції не завжди є ефективним рішенням через збільшення периметра зовнішніх стін. Вузол ядра жорсткості найчастіше розміщують в темному просторі внутрішнього кута секції. Все це призводить до

нерівномірного розподілу мас і жорсткості будівлі і, як наслідок, закручування будівлі в процесі сейсмічних навантажень.

В значній кількості на сьогодні для задач сейсміки використовуються спрощені методики, які базуються на лінійно-спектральній теорії. При динамічній взаємодії будівель з основою важливим є врахування втрат енергії коливань [29]. В роботах багатьох вчених [69, 71, 118] приводяться порівняльні результати оцінки сейсмічного впливу на різні об'єкти, отримані за допомогою більш загальних підходів з використанням методів прямого інтегрування в часі та врахування нелінійної взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля». Ці дослідження показують, що застосування спрощених постановок призводить до суттєвого викривлення результатів і найбільш повну інформацію про поведінку таких складних систем можуть дати тільки прямі динамічні методи. В нормативній базі [15, 34] зазначається, що для складних об'єктів з підвищеними вимогами до надійності необхідно проводити розрахунки за прямими динамічними методами з урахуванням нелінійної роботи конструкцій та ґрунтової основи. Проте вимоги до алгоритмів та порядку розв'язку таких задач чітко не сформульовані. Моделювання сейсмічного впливу на будівлі прямими методами інтегрування потребує значних ресурсів комп'ютерної техніки і обумовлює необхідність спеціальних ефективних методів та алгоритмів з відповідним програмним забезпеченням. Для зменшення кількості невідомих застосовуються методи динамічної редукції [87] в т. ч. з використанням підконструкцій [100]. В рамках Автоматизованої Системи Наукових Досліджень (АСНД) “VESNA-DYN” була розроблена і реалізована методика моделювання з використанням нових спектральних суперелементів, яка забезпечила розв'язання задач щодо оцінки сейсмічного впливу на комплекс будівель [44].

Для дослідження сейсмічного впливу на коливання каркасу багатопверхового будинку із секціями кутової форми в складі системи «основа – фундамент – будівля» та оцінки впливу різниці згасань для матеріалів ґрунту і конструкцій на мінімальні відстані між конструкціями сусідніх секцій були розглянуті три постановки задач:

- без урахування згасання коливань;
- з однаковим декрементом коливань ($\delta_k = \delta_{gr} = 0.3$);
- згасання у відповідності до середовищ ($\delta_k = 0.3, \delta_{gr} = 0.6$).

Дослідження проводились шляхом чисельного моделювання засобами АСНД «VESNA» з урахуванням різних згасань для матеріалів ґрунтів та конструкцій. Розроблена скінченно-елементна модель представлена на рис.3.3. Елементи каркасу, фундаментів та шаруватої ґрунтової основи моделювались об'ємними ізотропними скінченними елементами за моментною схемою методу скінченних елементів [45].

Об'єкт являє собою двосекційний 25-ти поверховий житловий будинок з секціями кутової форми. Будинок має монолітний залізобетонний рамно-в'язевий каркас і тримається на пальових фундаментах із бурових паль довжиною 35 м. Ґрунтова основа складена з шарів пісків, суглинків та глин і віднесена до 3-ї категорії складності. Параметри наведені у табл. 3.1. Розподіл параметрів жорсткості ґрунтів виконаний на базі попередніх статичних розрахунків. Всі ці фактори призводять до нормативної сейсмічності ділянки забудови у 7 балів.

Таблиця 3.1 Основні параметри матеріалів конструкцій будинку та ґрунтів

Назва	Значення	Од. вим.
Конструкції будинку – залізобетон:		
Модуль деформації (E)	30 000	МПа
Щільність (ρ)	2,5	г/см ³
Коефіцієнт Пуассона (ν)	0,2	
Ґрунтовий масив:		
ИГЕ-8, пісок дрібний:		
Модуль деформації (E)	45	МПа
Щільність (ρ)	2,03	г/см ³
Коефіцієнт пористості (e_0)	0,578	

ИГЕ-8а, пісок пилюватий:		
Модуль деформації (E)	19	МПа
Щільність (ρ)	2,04	г/см ³
Коефіцієнт пористості (e_0)	0,573	
ИГЕ-3, пісок дрібний:		
Модуль деформації (E)	24	МПа
Щільність (ρ)	1,95	г/см ³
Коефіцієнт пористості (e_0)	0,610	
ИГЕ-2, пісок середньої крупності:		
Модуль деформації (E)	26	МПа
Щільність (ρ)	1,99	г/см ³
Коефіцієнт пористості (e_0)	0,568	
ИГЕ-1, супісок твердий:		
Модуль деформації (E)	15	МПа
Щільність (ρ)	1,81	г/см ³
Коефіцієнт пористості (e_0)	0,609	
ИГЕ-5, суглинок напівтвердий:		
Модуль деформації (E)	20	МПа
Щільність (ρ)	2,1	г/см ³
Коефіцієнт пористості (e_0)	0,462	

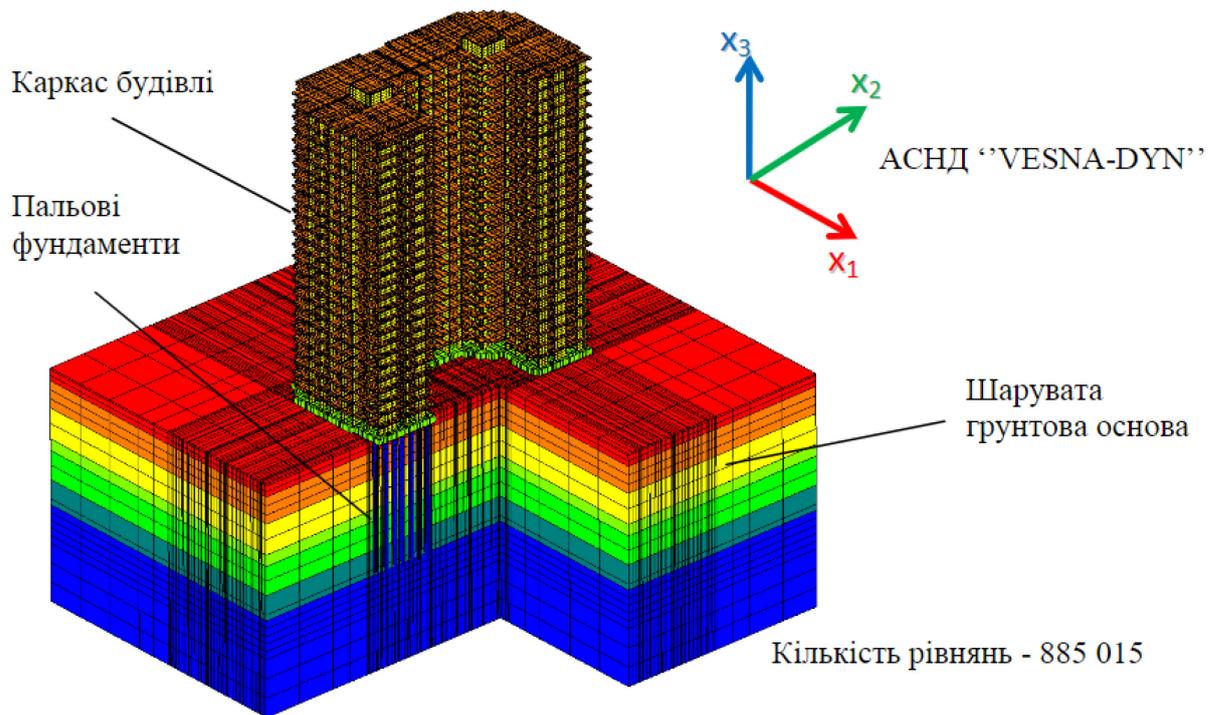


Рис. 3.3. Скінченно-елементна модель системи «основа–фундамент–будівля»

В якості сейсмічного навантаження використовувався врівноважений фрагмент трьохкомпонентної акселерограми №8 [15] тривалістю 15 сек., переважаючі періоди якої близькі до періодів власних коливань будівлі. Загальний час моделювання складав 20 сек. Напрямок радіальної компоненти відповідає напрямку вісі X_1 . Розрахунки проводились методом прямого інтегрування в часі по явній схемі. Крок інтегрування був прийнятий з умов забезпечення стійкості методу і складав 0,016 мс. Час розв'язку задачі в одній постановці склав 29 годин.

Аналіз коливань будівлі без врахування процесів згасання коливань показав, що на всьому проміжку активного навантаження відбувається поступове нарощування амплітуд, що відповідає резонансному режиму роботи будівлі. При коливаннях кутова форма будівель призводить до закручування, що супроводжується значними переміщеннями в зоні деформаційного шва внаслідок обертання секцій. Періоди коливань сусідніх секцій близькі і після 5 с навантаження розташовувались в протифазі, рухаючись назустріч одна одній. Це пояснюється симетричним і близьким по величині розподілом мас та

жорсткостей секцій і є визначальним для оцінки розміру деформаційного шва. Такі результати можна вважати граничними для оцінки динамічної реакції і коливань будівлі. В реальних середовищах при динамічних процесах втрати енергії мають різну природу і величину. Процеси згасання коливань в ґрунтах основи (за виключенням скельних порід) більші, ніж в матеріалах несучих конструкцій будинку. При моделюванні за прямим динамічним методом процес розрахунку можна значно спростити шляхом використання методу нормальних координат (представлення переміщень через неповний спектр власних форм). Але при цьому існує обмеження на врахування параметрів згасання, оскільки вони повинні бути однаковими для будівлі і основи. У випадку врахування згасань, однакових для всієї системи в цілому, характер коливань змінився (рис.3.4). На початку навантаження відбувалось нарощування амплітуд коливань. Секції коливались в однаковому режимі, проте інтенсивність зростання коливань була менша (амплітуди зменшились приблизно в 1.7 раз порівняно з першим варіантом). Після 8с активної фази навантажень коливання конструкцій секцій в більшості часу відбувались в зустрічному напрямку без подальшого зростання. У верхній частині будівлі амплітуди не перевищували 30 см. Тобто процеси згасання мають значний вплив не тільки на амплітуди, але і на характер коливань будинку в цілому, що відображається на картині розподілу напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій.

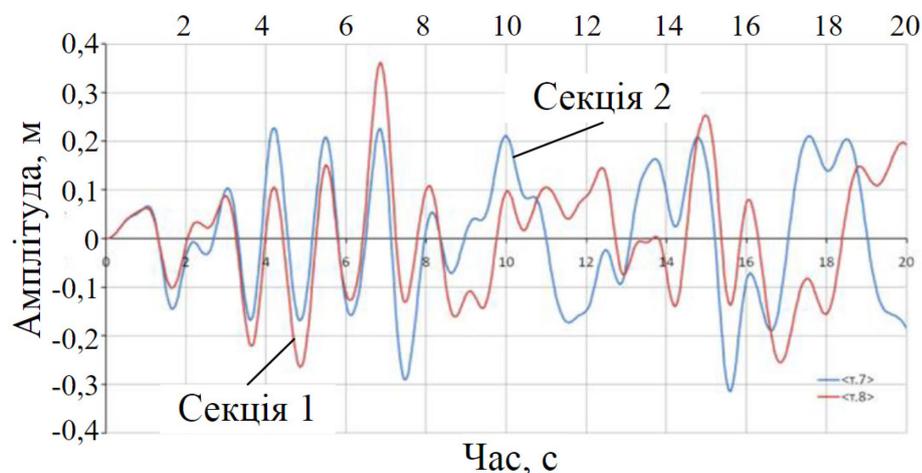


Рис. 3.4. Амплітуда коливань верху будівлі по напрямку X2($\delta_k = \delta_{гр} = 0.3$).

Врахування різних декрементів коливань для основи і конструкцій при дослідженій тривалості навантажень також вплинуло на характер коливань. Амплітуди коливань зменшились в межах 23% (рис. 3.5). Проте навіть незначні розбіжності у коливаннях секцій призвели до фактичного збереження максимальних значень зближення секцій і відповідно до вимог щодо розмірів деформаційного шва. Для даної будівлі максимальне зближення складало 35 см. При недостатній ширині проектного шва це призведе до додаткових ударів, на які не розраховані конструкції.

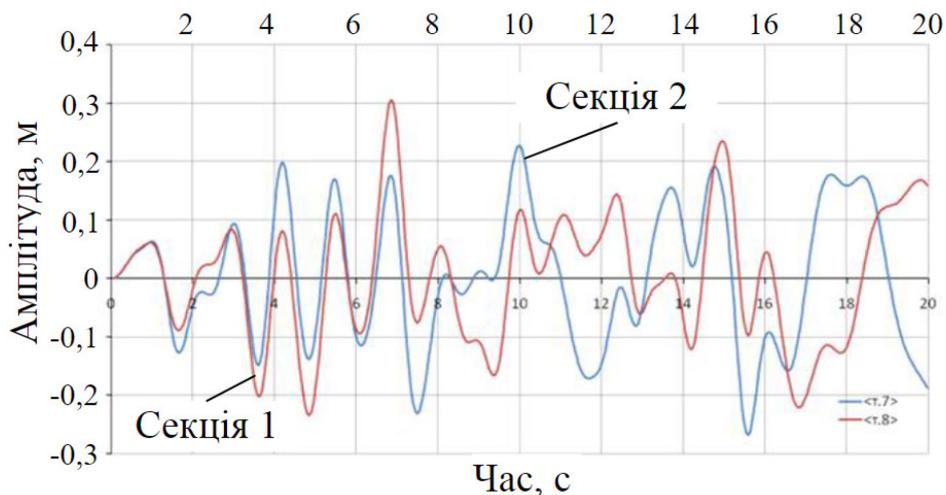


Рис.3.5. Амплітуда коливань вершу будівлі по напрямку X2 ($\delta_k=0.3$, $\delta_{гр}=0.6$).

Аналіз отриманих результатів дозволяє зробити наступні **висновки**:

1.Для оцінки динамічної реакції будівель і споруд необхідно користуватись прямими динамічними методами, які дозволяють врахувати реальні властивості основи та несучого каркасу і забезпечують найбільш повний аналіз взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля».

2.Коливання секцій кутової форми супроводжуються закрученням будинку, що призводить до підвищених вимог щодо мінімальної відстані до сусідніх конструкцій. При недостатній ширині деформаційного шва це призведе до додаткових ударних навантажень, на які не розраховані конструкції.

3.Врахування згасань коливань призводить не тільки до зменшення амплітуд коливань, але змінює характер коливань, що в значній мірі може

впливати на розподіл НДС в конструкціях та основі. По результатам моделювання отримано, що для даних умов врахування різних значень декрементів коливань для ґрунтів і конструкцій переважно призвело тільки до зменшення амплітуд коливань. При цьому незначні зміни у фазі коливань будівель призвели до збереження величини максимального зближення сусідніх секцій.

3.3. Врахування вибухових навантажень на конструкції будівель з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів.

Прямі динамічні методи з явною схемою, побудовані на принципах дискретизації сітки скінченних елементів за методом Лагранжа, широко застосовуються для моделювання сейсмічних впливів у задачах взаємодії конструкцій із ґрунтовими основами. Водночас ці методи дозволяють ефективно моделювати вибухові навантаження завдяки їхній високій точності та здатності до роботи в умовах короткочасних екстремальних впливів.

Одним із найбільш доступних і широко застосовуваних алгоритмів для моделювання вибухових навантажень є метод CONWEP (Conventional Weapons Effects Program). Цей алгоритм, розроблений на основі емпіричних залежностей для опису дії вибухової хвилі, інтегрований у численні сучасні програмні комплекси, що спеціалізуються на числовому моделюванні динамічних процесів.

Застосування алгоритму CONWEP у поєднанні з прямими динамічними методами за явною схемою суттєво розширює можливості аналізу напружено-деформованого стану конструкцій будівель під впливом вибухових навантажень. Такий підхід є надзвичайно актуальним у контексті сучасних викликів, оскільки сприяє забезпеченню стійкості та безпеки будівельних об'єктів в умовах надзвичайних ситуацій, включаючи як техногенні, так і природні екстремальні явища.

Під час військової агресії російської федерації проти України, інженерам доводиться розробляти конструкції для захисту будинків перед атаками

безпілотників-камікадзе. Детонація бойової частини дрону створює вибухову ударну хвилю інтенсивного тиску, спрямовану на руйнування інженерних конструкцій [27, 136]. Під час проектування захисту будинків і споруд, використання комп'ютерного моделювання дозволяє оцінити реальний вплив вибухового навантаження на міцність елементів конструкцій. Час дії активної фази вибухового навантаження дуже короткий і становить лише тисячні долі секунди. В таких умовах моделювання доцільно проводити на базі явних методів прямого інтегрування в часі, що також дозволить врахувати роботу матеріалів конструкцій при високих швидкостях деформацій.

Детонація бойової частини дрону, що відбувається над будівлею, супроводжується формуванням ударної хвилі, яка створює локальний вплив високої інтенсивності на несучі конструкції. Детонація є швидкою екзотермічною реакцією, яка триває лише кілька мілісекунд. У результаті цієї реакції утворюється велика кількість високотемпературного газу, що розширюється сферично від точки детонації з надзвичайно високою швидкістю, генеруючи вибухову ударну хвилю – тонкий шар повітря під високим тиском.

Вибухова ударна хвиля створює динамічне навантаження на конструкцію, при якому напруження в несучих елементах часто перевищують допустимі межі. Це супроводжується суттєвими незворотними деформаціями матеріалів та локальними руйнуваннями, що значно знижує несучу здатність конструкцій і може призводити до їх обвалення.

З огляду на складність впливу вибухових навантажень і їхній руйнівний характер, для аналізу наслідків детонації доцільно проводити дослідження окремих фрагментів будівлі, враховуючи нелінійні властивості матеріалів. Такий підхід дозволяє більш точно моделювати поведінку конструкцій у надзвичайних умовах, оцінювати ризики руйнування та розробляти ефективні заходи для підвищення стійкості будівель до екстремальних впливів.

3.3.1. Моделі нелінійної поведінки матеріалів при динамічних навантаженнях

Під час моделювання динамічних навантажень (сейсмічних, вибухових тощо) ґрунт, залізобетон і сталь необхідно розглядати як нелінійні в'язкопружні або в'язкопружнопластичні матеріали, поведінка яких враховує процеси руйнування. Такий підхід є ключовим для адекватного опису їхньої реакції на динамічні навантаження високої інтенсивності.

Властивості цих матеріалів суттєво змінюються під впливом динамічних навантажень, особливо за умов високих швидкостей деформування. Для таких матеріалів, як сталь і бетон, характерне явище зміцнення при підвищених швидкостях деформування, що дозволяє їм демонструвати вищу міцність порівняно з умовами статичного або повільного деформування. Водночас це супроводжується швидким накопиченням пошкоджень, зокрема утворенням мікротріщин у бетоні та пластичних деформацій у сталі, що вимагає врахування цих процесів у числових моделях.

Ґрунт, на відміну від сталі та бетону, демонструє складну залежність своїх характеристик від рівня тиску та деформацій. Це може супроводжуватися локалізацією деформацій і поступовою втратою несучої здатності.

Врахування цих нелінійних властивостей матеріалів у в'язкопружних і в'язкопружнопластичних моделях дозволяє адекватно описувати складні фізико-механічні процеси, що виникають під час дії динамічних навантажень. Такий підхід забезпечує більш точний аналіз напружено-деформованого стану конструкцій і прогнозування їхньої поведінки під час впливу екстремальних навантажень, що є критично важливим для підвищення безпеки та надійності будівельних об'єктів.

Моделі ґрунту.

Моделювання поведінки ґрунту під час вибухових навантажень є складним завданням, що вимагає врахування нелінійних, динамічних та процесів руйнування у ґрунтовому середовищі. У науковій літературі застосовуються різні підходи та моделі для опису таких явищ [102]:

Пружні та пружно-пластичні моделі. Ці моделі враховують як пружні, так і пластичні деформації ґрунту під дією навантажень. Вони дозволяють описати

поведінку ґрунту до та після досягнення межі текучості, що є важливим при аналізі впливу вибухових хвиль [40].

В'язкопластичні моделі: Такі моделі враховують в'язкі та пластичні властивості ґрунту, що дозволяє описати його поведінку під тривалими динамічними навантаженнями. Наприклад, модель ґрунту як твердого пористого багатокомпонентного в'язкопластичного середовища зі змінним коефіцієнтом в'язкості [40].

Нелінійні динамічні моделі: Ці моделі враховують нелінійні властивості ґрунту та його реакцію на динамічні навантаження, зокрема, зміну модуля зсуву та коефіцієнта поглинання залежно від рівня деформацій [33].

Моделі з урахуванням руйнування та розтріскування: Вони дозволяють моделювати процеси утворення тріщин та руйнування ґрунту під дією вибухових навантажень, що є критичним для оцінки стійкості споруд та інженерних конструкцій [3].

Для моделювання ґрунту при вибухових навантаженнях також можна використовувати спрощені підходи які наближено враховують динамічні ефекти та комбінують пружню поведінку матеріалу ґрунту з емпіричними критеріями руйнування та видалення скінченних елементів коли вони зазнають розтягуючих гідростатичних напружень. Це дозволяє імітувати розшарування ґрунту яке може відбуватися під дією коливань, спричинених вибухом та руйнування ґрунту під час вибуху.

Також однією з найбільш використовуваних моделей матеріалу для опису поведінки ґрунтів та інших матеріалів які демонструють пластичність із залежністю від тиску є модель **Modified Drucker-Prager/Cap** (MDP/Cap). Вона реалізована в Abaqus [80] і застосовується для опису складної взаємодії між ущільненням та зсувом матеріалів, таких як ґрунти, бетон або порошкові матеріали. Ця модель добре працює для матеріалів, де пластичність залежить від тиску, але може бути непридатною для металічних матеріалів. З недоліків можна відмітити те що для точного моделювання необхідна експериментальна калібровка параметрів. Модифікована модель Друкера-Прагера з ковпачком є

потужним інструментом для моделювання взаємодії фундаментів із ґрунтовими основами. Її застосування дозволяє інженерам точно прогнозувати поведінку фундаментів під навантаженням, забезпечуючи надійність та безпеку будівельних конструкцій. Наприклад, за допомогою моделі Modified Drucker-Prager/Cap можна робити аналіз ризиків в управлінні безпекою для фундаментів у складних умовах, зокрема для висотних споруд [94], та детально розглядати підходи до проектування, аналізувати конструктивні рішення для забезпечення надійності та безпеки висотних споруд [22]. Також цю модель використовують для симуляції поведінки фундаментів у гравійних ґрунтах, що моделі дозволило точно передбачити реакцію фундаментів на бічні навантаження, що підтверджується результатами польових випробувань [79].

Modified Drucker-Prager/Cap складається з двох поверхонь текучості що залежать від тиску: ідеально пластичної поверхні руйнування при зсуві F_s (конус) (Shear Failure Surface), яка описує межу, при якій матеріал зазнає пластичних деформацій внаслідок зсуву та шатрової поверхні текучості при стиску F_c (ковпачок) (Cap Hardening Surface), що включає механізм пластичності, який моделює ущільнення під впливом гідростатичного тиску. Між цими двома частинами є плавний перехід з механізмом згладжування F_c (рис.3.6).

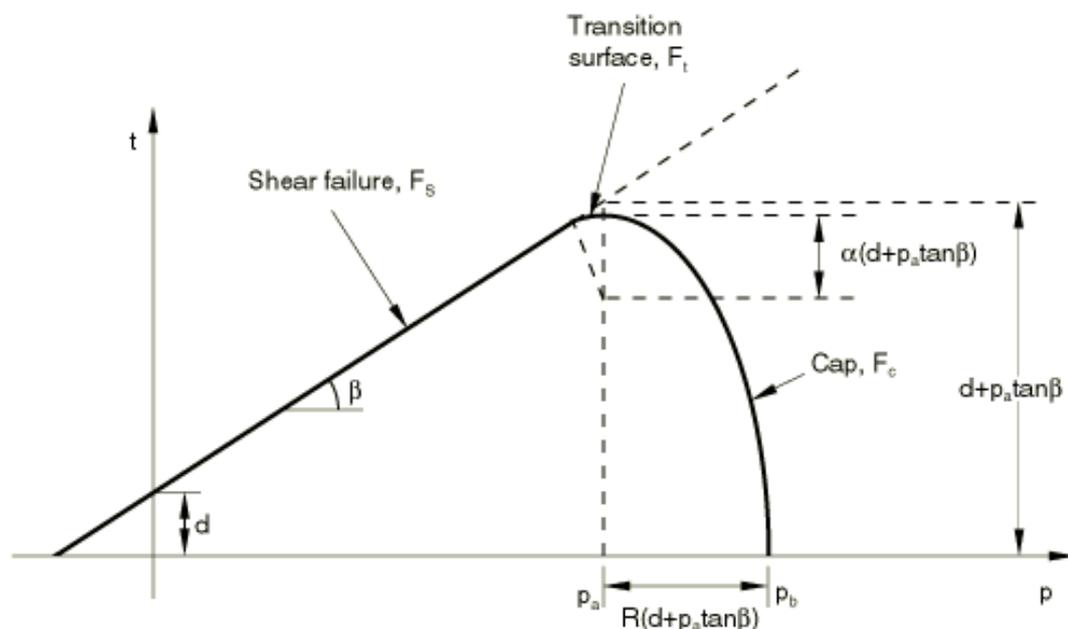


Рис.3.6 Модифікована ковпачкова модель Друкера–Прагера, поверхня текучості в осях p і t (шаровий тензор-девіатор напружень), F_s , F_c – конусна та ковпачка поверхні текучості, β – нахил конуса; d – перетин конуса з віссю t ; p – еквівалентний тиск; t – девіатор напружень; R – параметр форми ковпачка.

Напруження в межах поверхонь текучості сприяють виникненню лише лінійних пружних деформацій. Процес зміцнення – пом'якшення ковпачкові поверхні текучості – функція об'ємного пластичного напруження, яка визначає справжнє поточне положення ковпачка. Ковпачок слугує двом основним цілям. По перше, він обмежує поверхню текучості F_c при гідростатичному стисненні, тим самим забезпечуючи механізм непружного зміцнення. По друге, допомагає контролювати об'ємну дилатансію, коли матеріал піддається деформаціям зсуву, забезпечуючи пом'якшення матеріалу, за рахунок непружного збільшення об'єму, який утворюється в наслідок пластичної течії матеріалу на поверхні руйнування Друкера-Прагера при зсуві (F_s) та перехідній поверхні текучості (F_t)[80].

У модифікованій ковпачковій моделі Друкера–Прагера використовується асоційований закон пластичної течії в області ковпачка та неасоційований в зонах руйнування при зсуві та перехідних зонах поверхні текучості.

Гранична поверхня текучості Друкера–Прагера записується як:

$$F_s = t - p \cdot \tan\beta - d = 0, \quad (3.50)$$

Параметри β та d (див. рис.3.6) залежать від величини кута тертя φ та зчеплення c ґрунту наступними співвідношеннями:

$$\tan\beta = \frac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi} \quad (3.51) \quad d = 2c \frac{\cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \left(1 - \frac{1}{3}\tan\beta\right) \quad (3.52)$$

Міра девіаторного напруження t визначається як:

$$t = \frac{1}{2}q \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K}\right)\left(\frac{r}{q}\right)^3\right] \quad (3.53)$$

Еквівалентне напруження тиску p :

$$p = -\frac{1}{3} \text{trace}(\sigma) \quad (3.54)$$

Еквівалентне напруження Мізеса

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} (S : S)} \quad (3.55)$$

Третій інваріант дівіаторного напруження:

$$r = \left(\frac{9}{2} S \cdot S : S\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.56)$$

Де S - це дівіатор напружень:

$$S = \sigma + pI \quad (3.57)$$

K - це параметр матеріалу, який контролює залежність поверхні текучості від значення проміжного головного напруження, як показано на рис.3.7

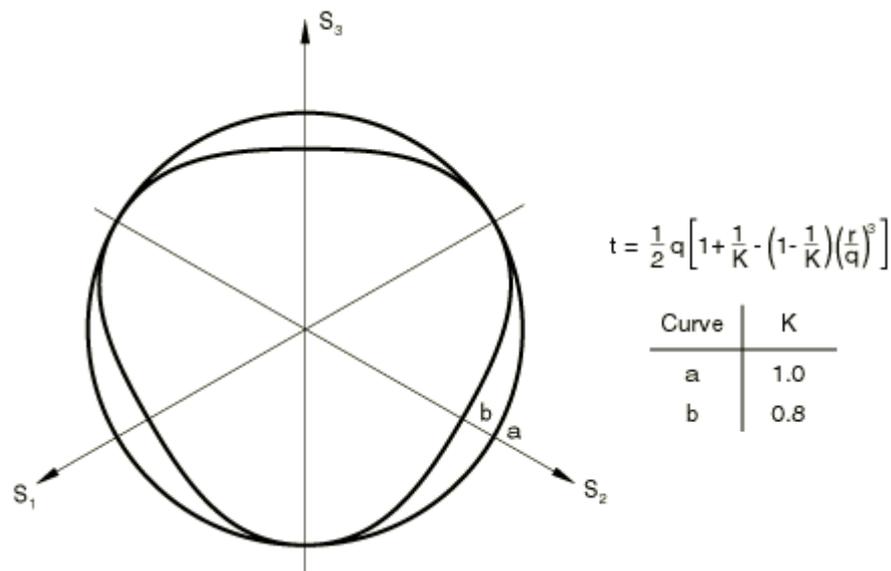


Рис. 3.7 Типові поверхні течії/потоків в дівіаторній площині.

Поверхня текучості визначається так, що K є відношенням межі текучості при тривісному розтягу до межі текучості при тривісному стиску та забезпечує плавне наближення до поверхні Мора-Кулона. Якщо $K=1$, то це означає, що поверхня текучості є колом фон Мізеса в дівіаторній площині головних напружень, так що межі текучості при тривісному розтягу та стиску однакові.

Для того, щоб поверхня текучості залишалася опуклою, потрібно щоб $0,778 \leq K \leq 1,0$.

Поверхня текучості ковпачка має еліптичну форму з постійним ексцентриситетом в меридіональній ($p-t$) площині (рис.3.6), а також включає залежність від третього інваріанта напружень в девіаторній площині (рис.3.6). Поверхня ковпачка твердне або розм'якшується залежно від об'ємної пластичної деформації: об'ємне пластичне ущільнення (під час пластичної деформації ковпачка) викликає зміцнення, тоді як об'ємне пластичне розширення (під час течії на поверхні руйнування при зсуві) викликає розм'якшення. Поверхня текучості ковпачка F_c записується як:

$$F_c = \sqrt{[t - p_a]^2 + \left[\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha/\cos\beta - d} \right]^2} - R(d + p_a \tan\beta) = 0, \quad (3.58)$$

Де R параметр матеріалу, який контролює форму ковпачка, p_a є параметром еволюції, який представляє зміцненням/розм'якшенням викликане об'ємною непружною деформацією. Закон зміцнення/розм'якшення — це визначена користувачем кускова-лінійна функція, яка пов'язує межу текучості при гідростатичному стисненні p_b та об'ємну непружну деформацію ϵ_{vol}^{pl} (рис.3.8)

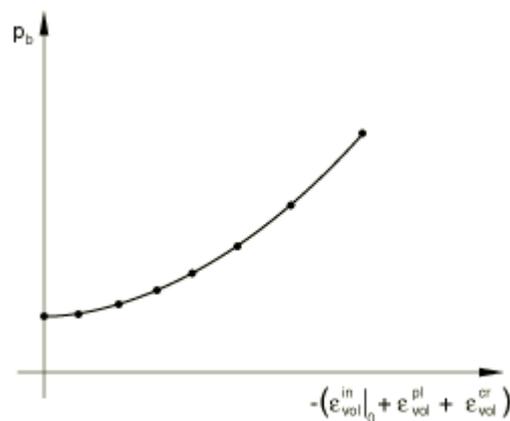


Рис. 3.8 Типова ковпачкова функція зміцнення.

Вісь об'ємної непружної деформації на рис. 3.8 має довільне походження: це положення на цій вісі, що відповідає початковому стану матеріалу на початку аналізу, таким чином визначає початкове положення ковпачка на рис. 3.6.

Параметр еволюції p_a задається як:

$$p_a = \frac{p_b - Rd}{(1 + R \tan \beta)} \quad (3.59)$$

Параметр α — це невелике число (зазвичай від 0,01 до 0,05), яке використовується для визначення поверхні текучості переходу F_t :

$$F_t = \sqrt{[p - p_a]^2 + \left[t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta} \right) (d + p_a \tan \beta) \right]^2} - \alpha (d + p_a \tan \beta) \quad (3.60)$$

$$= 0,$$

Таким чином, щоб модель забезпечувала плавний перетин між поверхнею ковпачка та поверхнею руйнування при зсуві.

Параметр R та α важко визначити безпосередньо при лабораторних випробуваннях. Як правило, вони встановлюються обробкою результатів випробувань на тривісний стиск.

Параметр матеріалу R , який контролює форму ковпачка можна визначити за формулою:

$$R = \sqrt{\frac{(p_b - p_a^2) - q_a^2}{p_b - p_a}}, \quad (3.61)$$

Поверхня пластичного потенціалу в меридіональній площині показана на рис. 3.9:

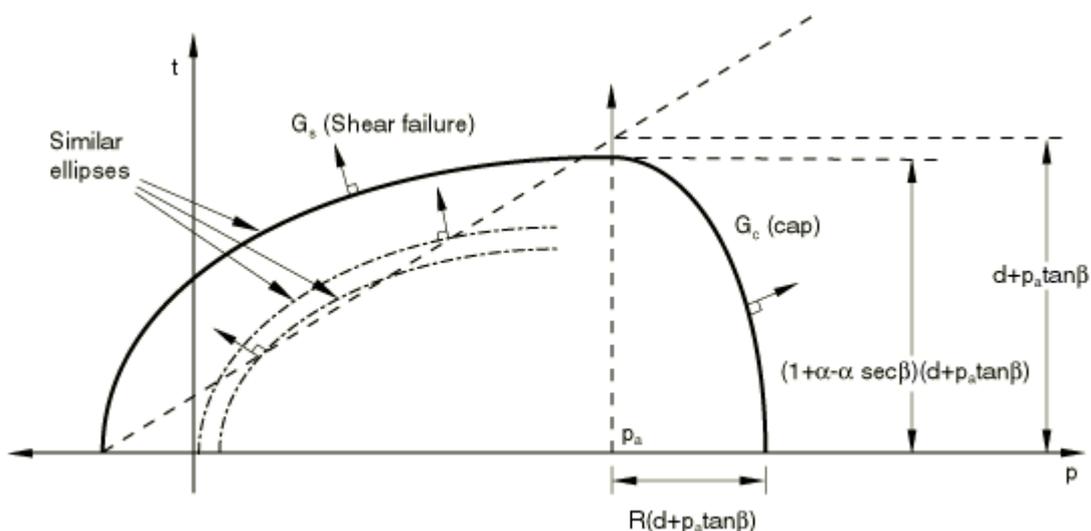


Рис. 3.9 Модифікована ковпачкова модель Друкера–Прагера: пластичний потенціал течії в площині $p-t$

Вона складається з еліптичної частини в області ковпачка, яка ідентична поверхні текучості ковпачка:

$$G_c = \sqrt{[t - p_a]^2 + \left[\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha/\cos\beta - d} \right]^2}, \quad (3.62)$$

Та іншу еліптичну частину в областях руйнування при зсуві та перехідній поверхні, яка забезпечує неасоційований пластичний потенціал течії в моделі:

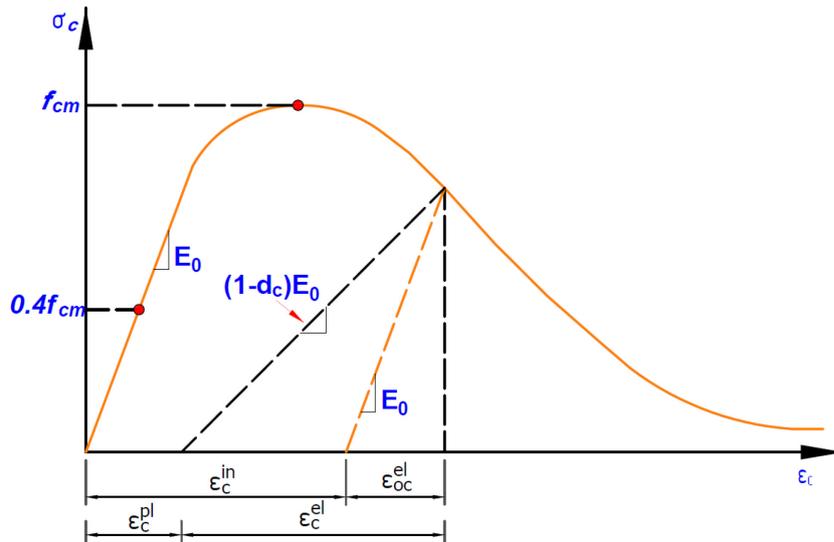
$$G_s = \sqrt{[(p_a - p)\tan\beta]^2 + \left[\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha/\cos\beta} \right]^2}, \quad (3.63)$$

Ці дві еліптичні частини і утворюють безперервну гладку поверхню пластичного потенціалу.

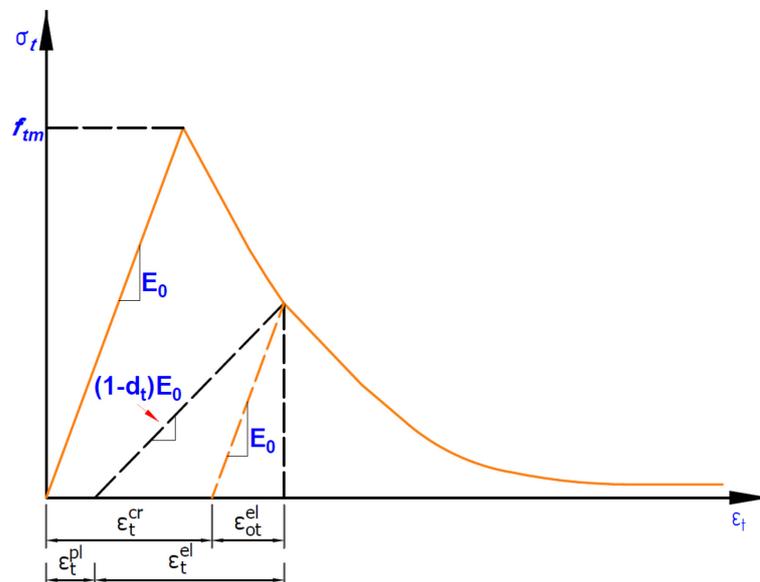
Неасоційований закон пластичної течії означає що, слід використовувати несиметричну матрицю жорсткості матеріалу. Дана модель також дозволяє враховувати повзучість матеріалів.

Нелінійна модель бетону.

Для моделювання поведінки бетону серед різноманіття моделей використано континуальну модель пошкодження бетону **Concrete damaged plasticity** [103, 99, 85, 61]. Ця модель використовує концепцію ізотропного еластичного пошкодження Розглядається два основних механізми руйнування – утворення тріщин у розтягнутому бетоні та роздавлювання стисненого бетону. Еволюція поверхні текучості контролюється еквівалентними пластичними деформаціями. Діаграми, що характеризують поведінку матеріалу при стиску та розтягуванні, наведені на (рис. 3.10).



a)



б)

Рис. 3.10. Діаграми поведінки бетону: а) - стиск, б) – розтяг

Розподіл еквівалентних пластичних деформацій визначається на підставі поверх-ні текучості. Враховується, що бетон працює в трьох основних стадіях: стадії абсолютно пружної ізотропної роботи, стадії пластичної роботи та стадії поструйнування. Через неможливість визначення реальної ширини розкриття тріщини, для забезпечення суцільної сітки скінченних елементів використовується метод “розмазування” зони тріщини на групу скінченних елементів. Таким чином, в застосовуваній діаграмі стану матеріалу після досягнення граничного напруження або деформацій вводиться спадаюча гілка з

умовним фізичним значенням пошкодження. Саме частина діаграми моделює розподіл тріщин по певній групі скінченних елементів, дозволяючи таким чином отримати числове рішення. В свою чергу це накладає додаткові вимоги, щодо добору густоти сітки СЕ. Таке представлення роботи бетону під навантаженням дозволяє відобразити ключові особливості поведінки бетону.

Залежно від рівня досягнутого напружено-деформованого стану розвантаження бетонного зразка відбувається за різними кривими. В залежності від ступеню апроксимації ці криві можуть бути представлені прямими відрізками (ламанюю) зі змінним кутом нахилу. Зміна січного модуля «пружно-пластичності» описується за допомогою двох параметрів пошкодження d_c (damage compression) та d_t (damage tension) які вважаються функціями пластичних деформацій. Ці параметри пошкодження можуть приймати значення від нуля, що відповідає непошкодженому матеріалу, до одиниці, що відповідає повні втраті міцності.

Якщо E_0 – початкова (неушкоджена) пружна жорсткість матеріалу, то співвідношення напруження-деформації при одновісному навантаженні на розтяг (σ_t) і на стиск (σ_c) відповідно:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{\sim pl}) \quad (3.64)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{\sim pl}) \quad (3.65)$$

де: $\varepsilon_t, \varepsilon_c$ - загальна деформація розтягу і стиску відповідно, $\varepsilon_t^{\sim pl}, \varepsilon_c^{\sim pl}$ - еквівалентні пластичні деформації розтягу та стиску відповідно.

При одновісному циклічному навантаженні жорсткість матеріалу зазнає деградації через появу та закриття раніше утворених мікротріщин. Важливою особливістю бетону при циклічному навантаженні є ефект відновлення жорсткості. У багатьох квазікрихких матеріалах, до яких належить і бетон, жорсткість на стиск відновлюється після закриття тріщини, якщо навантаження змінюється з розтягу на стиск. Проте, при переході від стиску до розтягу жорсткість не відновлюється, оскільки від стиску утворюються роздавлюючі мікротріщини. Таким чином коефіцієнти відновлення жорсткості є окремим

параметром, який можна вводити при моделюванні. На рис. 3.11 зображено цикл одновісного навантаження, що відповідає поведінці за замовчуванням.

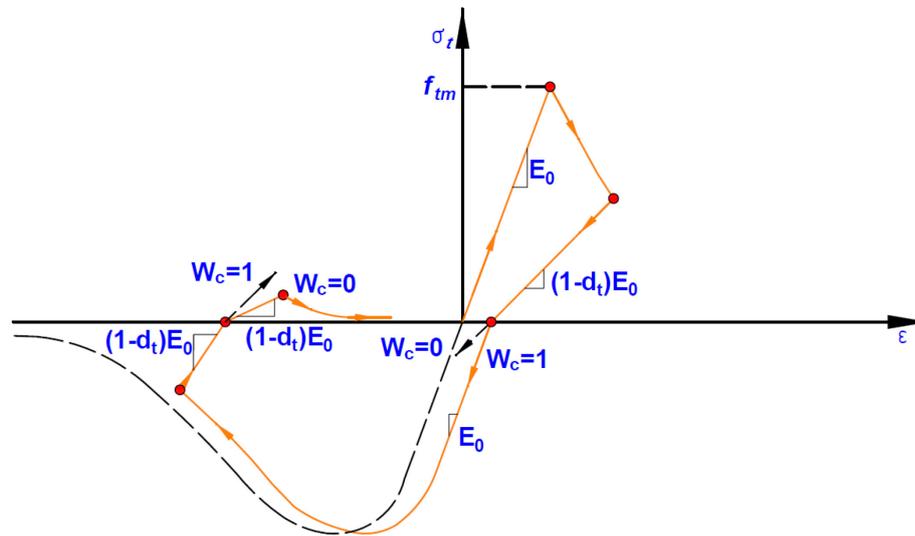


Рис. 3.11. Зміна жорсткості бетону при циклі одновісного навантаження.

W_c - коефіцієнти відновлення жорсткості при переході від розтягу до стиску ($W_c = 1$). W_t - коефіцієнти відновлення жорсткості при переході від стиску до розтягу ($W_t = 0$).

Модель використовує функцію течії Lubliner та ін. [103] з модифікаціями, запропонованими Lee і Fenves [99] для урахування різної еволюції міцності при розтягу та стиску. Еволюція поверхні течії контролюється змінними зміцнення $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ та $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$. В термінах ефективних напружень функцій течії приймає вид [80]:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) = 0, \quad (3.66)$$

3

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5, \quad (3.67)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha), \quad (3.68)$$

$$Y = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}. \quad (3.69)$$

де: $\hat{\sigma}_{max}$ - максимальне головне дійсне напруження; σ_{b0}/σ_{c0} - це співвідношення між початковою двовісною межею текучості на стиск і початковою одновісною межею текучості на стиск (значення за замовчуванням — 1,16); коефіцієнт K_c є відношенням другого інваріанта тензора напружень на меридіані розтягу $q(TM)$ до другого інваріанта на меридіані стиску $q(CM)$ при початковій межі текучості для будь-якого заданого значення інваріанта p , , за умови, що максимальне головне напруження є від'ємним ($\hat{\sigma}_{max} < 0$). Коефіцієнт K_c повинен задовольняти умову $0.5 < K_c \leq 1.0$ (за замовчення значення $2/3$); $\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$ - це ефективне напруження щеплення при розтягу; $\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ - це ефективне напруження щеплення при розтягу.

Дійсне напруження визначається як:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (3.70)$$

де D_0^{el} - початкова (непошкоджена) матриця пружності.

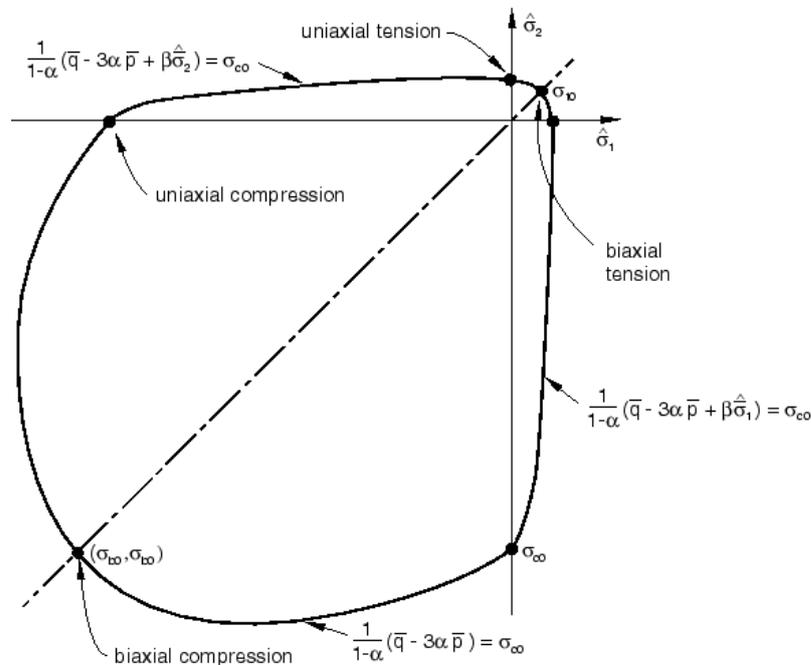


Рис. 3.12. Поверхня текучості в умовах плоского напруженого стану.

Функція течії пластичного потенціалу та поверхня текучості використовують два інваріанти тензора ефективного напруження, а саме:

дійсні напруження гідростатичного тиску:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \text{trace}(\bar{\sigma}) \quad (3.71)$$

еквіваленте дійсне напруження за Мізесом:

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} (\bar{S} : \bar{S})} \quad (3.72)$$

де \bar{S} – девіатор дійсного напруження, який визначається як:

$$\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p}I \quad (3.73)$$

Модель пластичності бетону з пошкодженням припускає неасоційований потенціал пластичної течії. Потенціал течії G , що використовується для цієї моделі, представляє собою гіперболічну функцію Друкера-Прагера:

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (3.74)$$

де: ψ – кут дилатансії, виміряний в $p - q$ площині при високому всебічному тиску, σ_{t0} – одновісне напруження розтягу, що береться з даних випробувань на розтяг, ϵ - параметр, що називається ексцентриситетом, який визначає швидкість, з якою функція наближається до асимптоти (потенціал течії наближається до прямої лінії, коли ексцентриситет прямує до нуля).

Цей потенціал течії, який є неперервним і гладким, забезпечує, що напрямок течії завжди визначається однозначно. Функція наближається до лінійного потенціалу течії Друкера-Прагера асимптотично при високих значеннях всебічного напруження і перетинає гідростатичну вісь тиску під кутом 90° . Значення ексцентриситету потенціалу плинину за замовчуванням становить $\epsilon = 0.1$, що означає, що матеріал має майже однаковий кут дилатансії для широкого діапазону значень всебічного тиску. Збільшення значення ϵ забезпечує більшу кривизну потенціалу течії, що означає, що кут дилатансії зростає швидше зі зменшенням всебічного тиску.

Модель пластичності бетону з пошкодженням (Concrete Damaged Plasticity, CDP) дозволяє враховувати вплив швидкості пластичних деформацій на межу текучості, що призводить до підвищення міцності матеріалу при високих швидкостях деформування. Це досягається шляхом введення залежності параметрів моделі від швидкості деформацій, що дозволяє моделювати динамічну поведінку бетону під час імпульсних навантажень [76, 82].

До переваг слід віднести наступне це те що CDP дозволяє моделювати поведінку бетону як у пружній, так і в пластичній зоні з урахуванням пошкоджень (тріщин і стискового руйнування), що робить її придатною для широкого спектру задач: від статичних навантажень до динамічних (включаючи вибухи). Модель враховує поступову деградацію матеріалу під час навантаження, що дозволяє моделювати як розтягувальні тріщини, так і руйнування при стиску, може враховувати швидкість пластичних деформацій, що дозволяє аналізувати динамічну поведінку бетону (наприклад, при ударних або вибухових навантаженнях). Завдяки роздільному підходу до моделювання руйнування при розтягу та стиску модель забезпечує більш реалістичні результати. Дозволяє користувачам налаштовувати ключові параметри моделі (наприклад, кут дилатансії, ексцентриситет, граничне напруження та ін.), що робить модель гнучкою для різних завдань. Дозволяє візуалізувати напрями та зони утворення тріщин через обчислення головних пластичних деформацій.

До недоліків слід віднести те що дана модель вимагає точного налаштування параметрів (наприклад, кута дилатансії, ексцентриситету, коефіцієнта пошкодження тощо), і некоректний вибір може призвести до помилкових результатів. Дані для калібрування (наприклад, криві напруження-деформації для розтягування і стиску) не завжди доступні в експериментальній літературі, що ускладнює точне налаштування. На відміну від моделей розмитих тріщин (*smearred crack models*), CDP не моделює явних тріщин у точках інтегрування, що може бути критично для деяких задач. Через неасоційований закон течії модель створює несиметричну матрицю жорсткості, що може збільшити час на розрахунок. У моделі передбачені певні спрощення, наприклад,

симетричність поверхні текучості, які можуть не відповідати реальній поведінці бетону під складними багатовісними навантаженнями. Модель може створювати труднощі зі збіжністю, особливо при високих кутах дилатансії або низьких значеннях ексцентриситету. Хоча модель дозволяє візуалізувати напрямки тріщин, вони не є явними розривами в матеріалі, що може бути недоліком для задач, де важливий аналіз розвитку тріщин.

Модель Concrete Damaged Plasticity, реалізована в Abaqus, є потужним інструментом для аналізу поведінки бетону в широкому діапазоні задач. Вона забезпечує реалістичне моделювання нелінійної поведінки матеріалу, враховуючи як деградацію матеріалу, так і вплив швидкостей деформацій. Проте точність результатів залежить від правильного налаштування параметрів і розуміння її обмежень.

Нелінійна модель сталі.

Серед багатьох моделей для опису поведінки сталі широко прийнята багатьма дослідниками **Johnson–Cook** (J-C) завдяки її здатності враховувати залежності напруження від накопиченої пластичної деформації, збільшення міцності за вищих швидкостей деформації, зниження міцності зі зростанням температури, комбінований вплив стану напруження швидкості деформації та температури на руйнування матеріалу. Ця модель відома своєю простою формою, що робить її параметри легкими для тестування та калібрування [59, 73, 140]. Крім того, ця модель часто інтегрується в комерційні програмні комплекси для моделювання методом скінченних елементів.

Нижче в рівнянні (3.75) представлена залежність Johnson–Cook [91, 123]:

$$\sigma = (A + B\varepsilon^n) \left(1 + C \ln \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right) \left[1 - \left(\frac{T - T_{room}}{T_{melt} - T_{room}} \right)^m \right] \quad (3.75)$$

де σ - еквівалентні напруження, ε – еквівалентні деформації, A – границя текучості матеріалу, B і n – константи зміцнення при деформації, C – коефіцієнт зміцнення при швидкості деформації, $\varepsilon^* = \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}$ - безрозмірна швидкість деформації, $\dot{\varepsilon}_0$ - еталонна швидкість деформації, $\dot{\varepsilon}$ – швидкість деформації, T_{room} і T_{melt} — кімнатна температура та температура плавлення матеріалу відповідно.

Конститутивна модель J-C складається з трьох основних компонентів, які враховують реакцію матеріалу на деформаційне зміцнення, зміцнення при швидкості деформації і температурне розм'якшення, істотно впливаючи на течію напруження. У ситуаціях, коли вплив температури залишається незначним, або не враховується, третій член, що відповідає за температурне розм'якшення, може бути виключений, отримуючи спрощену форму моделі, як показано в рівнянні (3.76).

$$\sigma = (A + B\varepsilon^n)(1 + C \ln \varepsilon^*) \quad (3.76)$$

Параметри A , B і n можна визначити шляхом проведення квазістатичних випробувань на розтягування гладких круглих зразків при еталонній швидкості деформації та еталонній температурі. У цьому випадку рівняння спрощується до рівняння (3.77).

$$\sigma = A + B\varepsilon^n \quad (3.77)$$

Під час процесу розтягування зразка напруга, що відповідає початковій точці текучості матеріалу, позначається як A . Взявши логарифм з обох сторін рівняння (3.77), отримуємо:

$$\ln(\sigma - A) = \ln B + n \ln \varepsilon \quad (3.78)$$

Виконуючи лінійну регресію на кривих $\ln(\sigma - A) - \ln \varepsilon$ можна визначити значення нахилу та перетину, які відповідають n та B відповідно.

Проводячи випробування на розтяг при різних швидкостях деформацій, досліджують залежність між напруженням та швидкістю деформації. При кожній швидкості деформації вимірюють значення напруження за постійного рівня деформації, щоб проаналізувати їхню кореляцію. Кореляція між напруженням та швидкістю деформації на заданому рівні деформації математично описується рівнянням (3.79), що надає цінну інформацію про поведінку матеріалу за різних умов навантаження.

$$\sigma = C \ln \varepsilon^* + \text{constant} \quad (3.79)$$

Далі будують графік значень напружень в залежності від натурального логарифма швидкості деформації для кожного фіксованого рівня деформації. Аналізуючи ці дані, можна точно визначити коефіцієнт чутливості до швидкості деформації, позначений як C .

Модель пошкоджень Johnson–Cook пропонує, що зі збільшенням кількості часових кроків пластична деформація матеріалу накопичується. Коли накопичена пластична деформація досягає граничної деформації руйнування матеріалу, значення пошкодження стає рівним 1, що свідчить про руйнування матеріалу, як показано в рівнянні (3.80).

$$D = \sum \frac{\Delta \varepsilon_p}{\varepsilon_f} \quad (3.80)$$

де $\Delta \varepsilon_p$ - приріст еквівалентної пластичної деформації, ε_f - ефективна деформація руйнування на поточному часовому кроці. Ефективна деформація руйнування визначається станом напруження, швидкістю деформації та температурою, і її вираз наведено в рівнянні (3.81) [123, 92].

$$\varepsilon_f = \left(D_1 + D_2 e^{D_3 \frac{\sigma_m}{\sigma}} \right) (1 + D_4 \ln \varepsilon^*) \left[1 + D_5 \left(\frac{T - T_{room}}{T_{melt} - T_{room}} \right) \right] \quad (3.81)$$

де D_1 до D_5 - це параметри пошкодження матеріалу, $\sigma^* = \frac{\sigma_m}{\sigma}$ - представляє тривісність напруження, σ_m - середнє напруження та σ - еквівалентне напруження, які розраховується наступним чином:

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (3.82)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]} \quad (3.83)$$

У наведених рівняннях $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, головні напруження.

Модель пошкоджень Джонсона-Кука також складається з трьох частин, які представляють вплив тривісності напруження, швидкості деформації та

температури на граничну деформацію руйнування матеріалу відповідно. Коли вплив температури не враховується, рівняння (3.81) можна спростити до:

$$\varepsilon_f = \left(D_1 + D_2 e^{D_3 \frac{\sigma_m}{\sigma}} \right) (1 + D_4 \ln \varepsilon^*) \quad (3.84)$$

За еталонної швидкості деформації залежність між граничною деформацією руйнування і тривісністю напруження стає такою:

$$\varepsilon_f = \left(D_1 + D_2 e^{D_3 \frac{\sigma_m}{\sigma}} \right) \quad (3.85)$$

Проводячи випробування на розтяг за різних швидкостей деформації та використовуючи метод найменших квадратів для обробки даних визначають значення параметрів $D_1 - D_3$. Крім того, за однакового стану напруження гранична деформація руйнування матеріалу лінійно залежить від натурального логарифма відносної швидкості деформації, а нахил цієї лінійної залежності дає значення параметра D_4 .

Модель Джонсона–Кука разом із моделлю пошкодження є потужним інструментом для прогнозування поведінки матеріалів за складних умов. Її універсальність, зручність у використанні та можливість інтеграції у чисельні методи, такі як метод скінченних елементів, роблять її одним із ключових засобів для аналізу та оптимізації матеріалів і конструкцій.

3.3.2. Дослідження вибухового навантаження на захисну конструкцію будівлі .

Укриття для захисту дахів будіель, що розглядається, являє собою окрему споруду каркасного типу. Конструкція включає в себе залізобетонну плиту, що лежить поверх металеві балочної клітини із балок двотаврового перерізу. Залізобетонна плита є головним захисним елементом укриття, що за рахунок металеві балочна клітини забезпечує перерозподіл ударного навантаження на несучі стіни. Залізобетонна плита армована двома сітками з чарункою розміром 200x200 мм в верхній і нижній зонах. Плита з'єднана із балками за допомогою

стад-болтів, які виконують ключову роль у забезпеченні просторової системи цілісності конструкції, забезпечуючи взаємодію між металевими елементами та бетонною плитою. Зверху плити влаштована піщана засипка. Засипка виконує важливу роль у забезпеченні додаткового захисту конструкції і зменшення амплітуди пікового навантаження на плиту, за рахунок амортизації зовнішніх впливів, а також розподілу навантажень на більшу поверхню плити.

Для дослідження змін напружено-деформованого стану, розкриття характеру взаємодії та механізмів руйнування елементів конструкції укриття під впливом вибухової ударної хвилі, спричиненої детонацією бойової частини безпілотного літального апарата-камікадзе, а також для розроблення шляхів підвищення міцності та живучості конструкції було виконано числове моделювання фрагмента укриття із використанням програмного комплексу Simulia Abaqus у тривимірній постановці з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів.

Об'єктом дослідження є конструкція дахового укриття. Для потреб дослідження було розроблено розрахункову схему укриття, яка представляє собою фрагмент покрівлі захисної оболонки укриття в умовах циклічної симетрії. Обраний фрагмент включає дві площини симетрії в плані, що дозволяє здійснити додаткову редукцію та аналізувати лише $\frac{1}{4}$ загальної конструкції, враховуючи відповідні граничні умови на площинах симетрії. Розрахункова модель включає в себе металеві балки та залізобетонну армовану плиту покриття, по якій виконана засипка піском (рис. 3.13).

З метою більшого наближення до реальних умов моделювання матеріалів елементів конструкції покриття розроблена скінченна елементна модель досліджуваного фрагменту передбачала моделювання елементів конструкції, як об'ємних середовищ. Залізобетонна плита розглядалась як гетерогенне середовище з дискретно розташованою арматурою, згідно проектного рішення. Це дозволило досліджувати поведінку кожного матеріалу елементів покриття окремо при їх спільній конструкційній взаємодії.

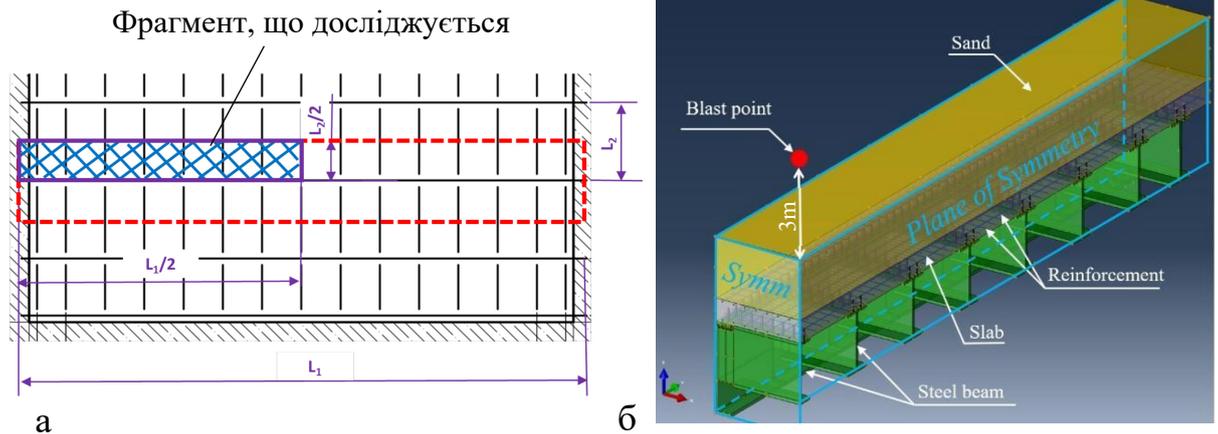


Рис. 3.13. Фрагмент захисного укриття: а) схема фрагмента у вигляді зверху; б) 3D-модель укриття для моделювання.

Для всіх матеріалів було використано восьми вузлові скінченні елементи (C3D8R) з однією точкою інтегрування. В задачах вибухового навантаження крок і розмір сітки скінчених елементів (СЕ) в значній мірі впливає на результати. В даній роботі сітка СЕ була розроблена на базі попередніх розрахунків, за умов отримання збіжних результатів. Прийнятий варіант передбачав розміри СЕ: для елементів, які моделюють арматуру - до 2.5 см, для інших матеріалів - не більше 5 см.

Для моделювання бетону використано модель Concrete damage plasticity (CDP), що розроблена на базі теорії пластичної течії і яка більш повно враховує поведінку цього матеріалу при статичних і динамічних навантаженнях [80]. Для опису нелінійної поведінки бетону модель використовує концепцію ізотропного еластичного пошкодження. В цій моделі розглядається два основних механізми руйнування матеріалу – утворення тріщини при розтягу та роздавлювання при стисненні. Діаграми, що характеризують поведінку матеріалу при роботі на стиск і розтяг показано на рис. 3.14. Розподіл еквівалентних пластичних деформацій визначається на підставі поверхні текучості. Враховується, що бетон працює в трьох основних стадіях: абсолютно пружна ізотропна стадія, стадія пластичної роботи та стадія руйнування. Через неможливість визначення реальної ширини розкриття тріщини, для забезпечення суцільної сітки скінчених елементів використовується метод “розмазування” тріщини на групу

скінченних елементів. Таким чином, в застосовуваній діаграмі стану матеріалу після досягнення критичного напруження або деформації вводиться спадаюча гілка з умовним фізичним значенням пошкодження. Ця частина діаграми моделює розподіл тріщин по певній групі скінченних елементів, що дозволяє отримати числове рішення. В свою чергу це накладає додаткові вимоги, щодо добору густоти сітки СЕ. Таке представлення роботи бетону під навантаженням дозволяє відобразити ключові особливості поведінки бетону.

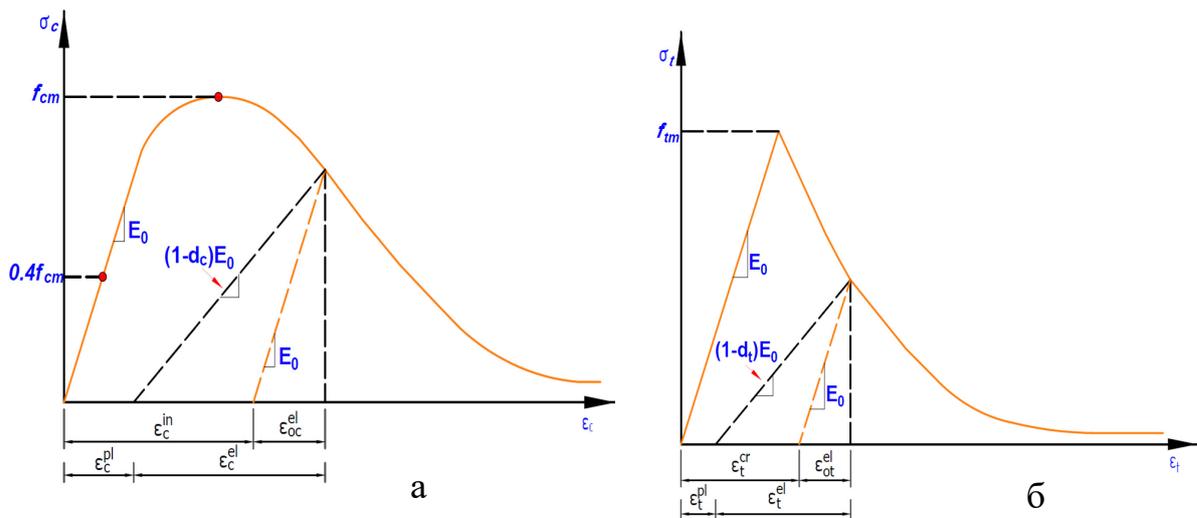


Рис. 3.14 Діаграми поведінки бетону: а) при стиску; б) при розтягу

Залежно від рівня досягнутого напружено-деформованого стану розвантаження бетонного зразка відбувається за різними кривими. В залежності від ступеню апроксимації ці криві можуть бути представлені прямими відрізками (ламаною) зі змінним кутом нахилу. Зміна січного модуля «пружно-пластичності» описується за допомогою двох параметрів пошкодження d_c (damage compression) та d_t (damage tension) які вважаються функціями пластичних деформацій. Ці параметри пошкодження можуть приймати значення від нуля, що відповідає непошкодженому матеріалу, до одиниці, що відповідає повній втраті міцності.

Якщо модуль E_0 – це початкова (неушкоджена) пружна жорсткість матеріалу, то співвідношення напруження-деформації при одновісному

навантаженні на розтяг (σ_t) та на стиск (σ_c) відповідно можна опасати наступними рівняннями:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{\sim pl}) \quad (3.86)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{\sim pl}) \quad (3.87)$$

де: ε_t , ε_c - загальна деформація розтягу і стиску відповідно, $\varepsilon_t^{\sim pl}$, $\varepsilon_c^{\sim pl}$ - еквівалентні пластичні деформації розтягу та стиску відповідно.

При одновісному циклічному навантаженні жорсткість матеріалу зазнає деградації через появу та закриття раніше утворених мікротріщин. Важливою особливістю бетону при циклічному навантаженні є ефект відновлення жорсткості. У багатьох квазікрихких матеріалах, до яких належить і бетон, жорсткість на стиск відновлюється після закриття тріщини, якщо навантаження змінюється з розтягу на стиск. Проте, при переході від стиску до розтягу жорсткість не відновлюється, оскільки від стиску утворюються роздавлюючі мікротріщини. Таким чином коефіцієнти відновлення жорсткості є окремим параметром, який можна вводити при моделюванні. На (рис. 3.15) зображено цикл одновісного навантаження, що відповідає поведінці за замовчуванням у ПК Abaqus.

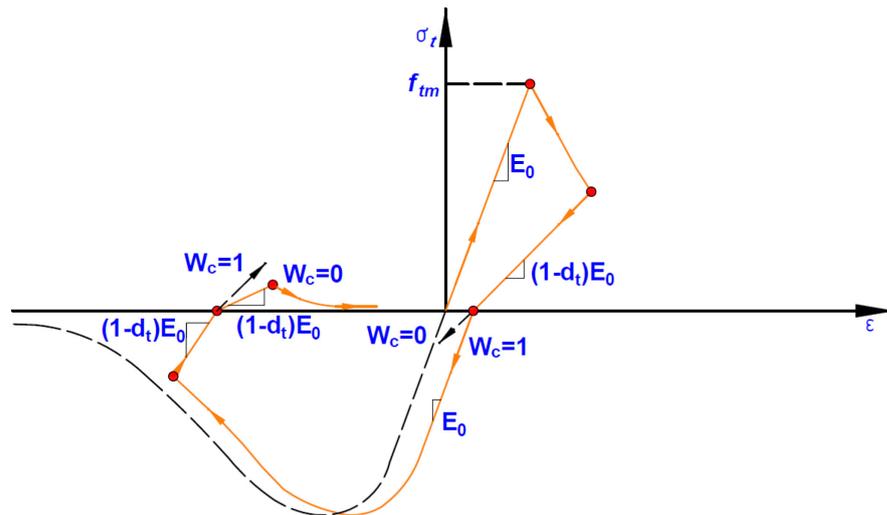


Рис. 3.15. Зміна жорсткості бетону під час циклу одноосового навантаження.

W_c - коефіцієнти відновлення жорсткості при переході від розтягу до стиску ($W_c = 1$).

W_t - коефіцієнти відновлення жорсткості при переході від стиску до розтягу ($W_t = 0$).

Для моделювання арматури та металевих конструкцій було використано критерій пластичності Мізеса. Ця модель має дві ділянки – зону пружної роботи та зону пластичності.

Моделювання дискретно розташованої арматури у залізобетонній плиті реалізовувалася за допомогою функції «embedded region» [80]. Це дозволило врахувати взаємодію арматурних стрижнів та бетону без узгодження вузлів сіток СЕ. Умови контакту між арматурою та бетоном моделюються шляхом надання визначеної жорсткості при розтягу бетону. Це враховує передачу навантаження через арматурні стрижні через тріщини.

Піщана засипка має невелику товщину і повинна враховувати перерозподіл навантажень на плиту з урахуванням винесення ґрунту. Тому моделювання піщаного середовища виконувалось пружними елементами з додатковим критерієм видалення скінченних елементів при розтягу.

Вибух в атмосфері, спричинений детонацією дрону-камікадзе, створює інтенсивну стиснуту газову зону, яка породжує ударну хвилю, що розповсюджується у всіх напрямках. Вплив навантаження від вибуху представляє собою складний процес. Як один із варіантів, цей вплив можна визначити для сферичних падаючих хвиль (атмосферний вибух) за допомогою емпіричних даних, отриманих при використанні програми Conventional Weapons Effects Program (CONWEP), яка зарекомендувала себе в задачах цього класу.

Модель CONWEP використовує принцип масштабування відстані, який базується на відстані від джерела вибуху до поверхні навантаження та кількості вибухової речовини (у тротиловому еквіваленті). Для конкретної масштабованої відстані програма дозволяє розрахувати такі дані, як максимальний надлишковий тиск, час прибуття хвилі, тривалість позитивної та негативної фаз, коефіцієнт згасання для падаючого та відбитого тиску. Для апроксимації залежності тиску від часу (P-t), CONWEP використовує експоненціальне згасання тиску та використовує рівняння, виведені Лабораторією балістичних досліджень Міністерства армії США для визначення параметрів пікового тиску, тривалості, часу прибуття та імпульсу. Далі визначається коефіцієнт загасання A :

$$P(t) = P_{SO} \left(1 - \frac{(t-t_a)}{t_d} \right) \exp \left(-A \frac{(t-t_a)}{t_d} \right) \quad (3.88)$$

де:

$P(t)$ - тиск в момент часу t , P_{SO} - пік падаючого надлишкового тиску в момент часу $t - t_a$, t_a - час приходу, A - коефіцієнт згасання.

На близьких відстанях негативна фаза незначна і для розрахункових цілей ігнорується CONWEP. Однак негативна фаза набуває більшого значення на більш віддалених відстанях. Повна історія залежності P-t, що використовується CONWEP представлена на рис. 3.16.

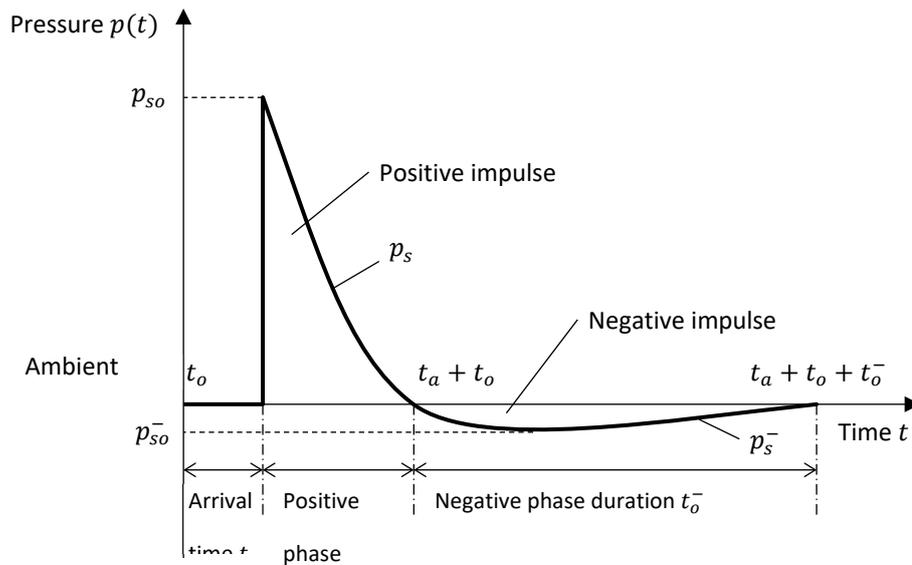


Рис. 3.16. Діаграма часової залежності вибухового тиску під час детонації (Міністерство армії США, 1990).

Моделювання було виконано на базі явного методу чисельного інтегрування в часі. Загальна кількість невідомих становила 1045539, а мінімальний крок інтегрування склав $8.6 \cdot 10^{-7}$ с.

Внаслідок проведених досліджень було встановлено, що в процесі вибуху в піщаному насипі утворився кратер. При цьому в зоні епіцентру ґрунт був повністю викинутий з поверхні плити (рис. 3.17). З цього можна зробити висновок, що в цій зоні присутність піщаного насипу невеликої товщини має незначний вплив на напружено-деформований стан конструкцій покриття від ударної хвилі вибуху.

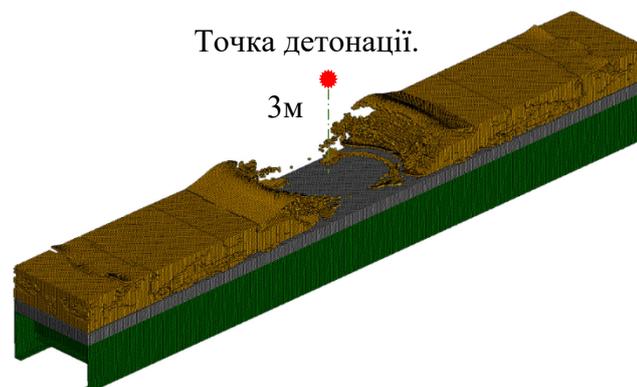


Рис. 3.17. Утворення вибухової вирви у піщаній засипці.

На початку, коли ударна хвиля досягла конструкції, в зоні епіцентру в нижній частині плити утворились тріщини (див. рис.4.12а). В наступний проміжок часу, через коливання, спричинені ударом вибухової хвилі, тріщини також з'явилися у верхній частині плити (див. рис. 3.18б).

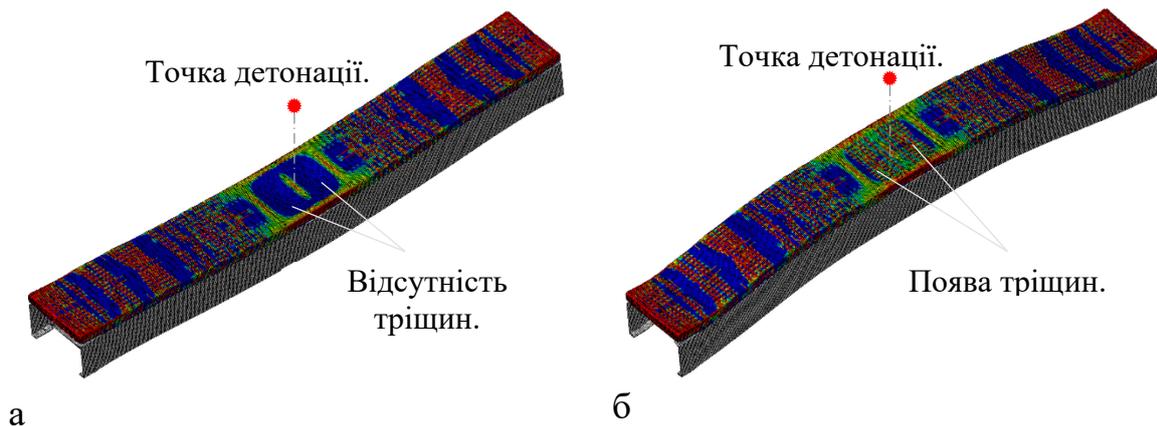


Рис. 3.18. Зони деградації бетону (утворення тріщин) внаслідок розтягу на різних часових інтервалах від початку вибуху: а) час = 0,045 с; б) час = 0,075

Аналіз розподілу тиску на плиті в часі (рис.3.19) виявив, що ударна хвиля досягає поверхні укриття в різні моменти часу. Різниця в часі становить мілісекунди. Пікові значення тиску істотно зменшуються з віддаленням від місця детонації, тому при проектуванні захисних споруд необхідно максимально віддалити місце вибуху від ключових конструкцій укриття.

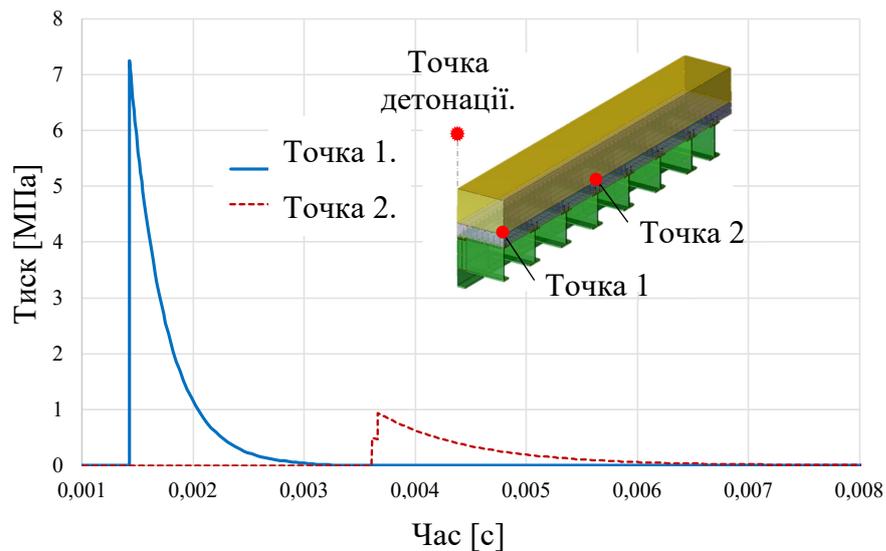


Рис. 3.19. Розподіл тиску на поверхні плити від вибухової хвилі

Визначення оптимальних відстаней від зони детонації вибухової частини до основних конструктивних елементів споруди вимагає проведення окремих досліджень за аналогічним алгоритмом. Враховуючи швидке згасання тиску від ударної хвилі в просторі, такий підхід є найбільш раціональним для мінімізації впливу вибухової ударної хвилі.

Дослідження показали, що незважаючи на виявлені деформації плити, за рахунок утворення деградації пружної жорсткості (утворення тріщин), конструкція захисту в цілому витримала вибухове навантаження.

Варто звернути увагу, що отримані пошкодження істотно знижують міцність плити і потребують її відновлення (рис. 3.20).

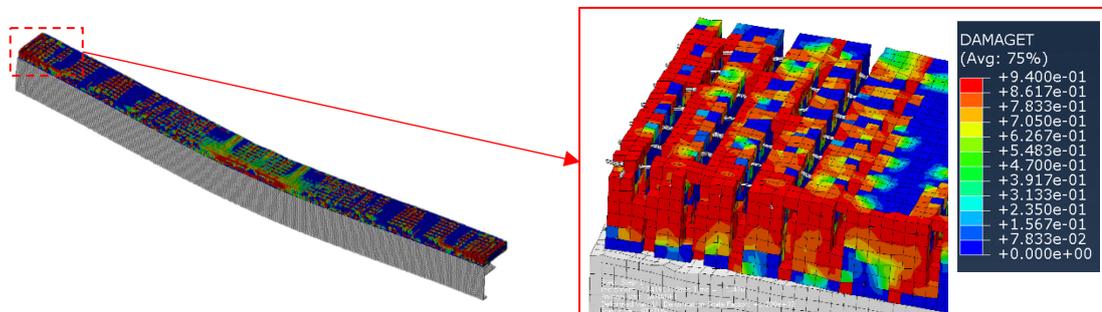


Рис. 3.20. Утворення тріщин у місці стику плити покриття зі стіною.

Висновки. Застосування прямих динамічних методів у поєднанні з нелінійними моделями деформування матеріалів дозволяє більш глибоко

досліджувати зміни в напружено-деформованому стані конструкцій від вибухового навантаження.

Встановлено, що вибрана товщина піщаного насипу має незначний вплив на зміни в напружено-деформованому стані залізобетонної плити покрівлі під час вибухового навантаження. Внаслідок вибуху утворений кратер повністю відкрив плиту в зоні епіцентру.

Результати досліджень показали, що в розглянутих умовах детонація дрону-камікадзе призвела до виникнення локальних пошкоджень в залізобетонній плиті конструкції укриття. В цілому плита зберегла просторову жорсткість і виконала своє завдання. Варто зауважити, що прогнозовані пошкодження істотно знижують міцність плити і потребують її відновлення.

Виявлено, що інтенсивність тиску вибухової ударної хвилі значно знижується по мірі віддалення від місця вибуху. Такий підхід є ефективним способом зменшення впливу вибухової ударної хвилі.

В подальшому дослідженнях автор планується проведення досліджень з метою пошуку найбільш раціональних відстаней від місця детонації до основних елементів споруди укриття та конструктивних рішень щодо їх реалізації.

ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 3

Запропоновано методику дослідження динамічної поведінки будівель із використанням прямих динамічних методів, яка дозволяє визначити реальні деформації конструкцій у часі при взаємодії через ґрунтову основу. Методика також забезпечує можливість аналізу вибухових навантажень із врахуванням нелінійної поведінки матеріалів за допомогою алгоритму CONWER (Conventional Weapons Effects Program). Використання представленої методики динамічних розрахунків на базі явних методів та алгоритму CONWER дозволило розробити безпечні конструктивні рішення, спрямовані на зменшення впливу вибухових ударних хвиль на несучі конструкції будівлі.

Показано, що явні методи інтегрування в часі є найбільш придатними для задач, пов'язаних із моделюванням динамічних навантажень на системи «основа–фундамент–будівля». У роботі доведено, що раціональне використання сучасних обчислювальних ресурсів у поєднанні з динамічними алгоритмами дозволяє суттєво підвищити ефективність досліджень і точність отриманих результатів.

Результати дослідження підтвердили, що взаємодія системи «основа–фундамент–будівля» під впливом вибухових і сейсмічних навантажень супроводжується значними змінами напружено-деформованого стану, зокрема в зонах концентрації зусиль. Це вимагає врахування різних параметрів матеріалів ґрунтів та конструкцій під час проектування будівель у сейсмонебезпечних регіонах. Впровадження розробленої методики у практику дозволить підвищити безпеку та надійність будівельних об'єктів, а також знизити ризики, пов'язані із впливом екстремальних динамічних навантажень.

РОЗДІЛ 4. ДИНАМІЧНА ВЗАЄМОДІЯ СЕКЦІЙНОГО ВИСОТНОГО БУДИНКУ З ОСНОВОЮ ТА ЗНИЖЕННЯ ДИНАМІЧНОГО ВІДГУКУ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. Моделювання сейсмічних навантажень із врахуванням ґрунтової основи.

Останнім часом у світі фіксується зростання частоти та інтенсивності проявів різних землетрусів, що спричиняють значні руйнування інфраструктури та людські жертви [124]. Прикладами є землетруси в Еквадорі, Італії, Японії, Турції та інших країнах. Ці події підкреслюють необхідність забезпечення сейсмічної безпеки будівель у зонах підвищеної сейсмічної активності. Поряд з цим в Україні фіксується загальна тенденція до підвищення сейсмічності територій, що ставить більш жорсткі вимоги до проектування будівель відносно забезпечення їх міцності та стійкості при сейсмічних впливах [15]. Це спричинило висування підвищених вимог на проектування висотних будинків.

Одним із ключових аспектів забезпечення надійності сучасних будівель, особливо у великих містах, є врахування взаємодії між будівлею, фундаментом та ґрунтовою основою. Висотні будівлі, які стають все більш поширеними у міській забудові, мають складні конструктивні схеми, що зумовлює необхідність більш детального аналізу їхньої динамічної поведінки. Умови щільної забудови, характерні для мегаполісів, створюють додаткові труднощі, оскільки динамічна взаємодія будівель через ґрунтовий масив може суттєво впливати на їхню стійкість і безпеку та спричинити резонансні явища або додаткові навантаження на конструкції сусідніх будівель.

Через високу складність розрахунків оцінка динамічної реакції висотних будівель на сейсмічні навантаження часто проводиться із використанням спрощених методів та моделей. Це може призводити до значних кількісних та якісних похибок, що негативно впливають на точність прогнозування поведінки

конструкцій [7]. З іншого боку, ускладнення розрахунків, з урахуванням реальних властивостей ґрунтової основи, потребує значних обчислювальних ресурсів і спеціалізованого програмного забезпечення. Наприклад, дослідження Бойка І.П. і Сахарова В.О. [7, 119] продемонстрували значний вплив характеристик ґрунтової основи на реакцію висотних будівель під дією динамічних навантажень. Тому для підвищення надійності та безпеки об'єктів будівництва, які розташовані в сейсмічно небезпечних районах на сьогодні актуальним є питання пошуку та використання нових сучасних підходів до інженерних методів розрахунків та моделювання системи “основа – фундамент – споруда”, які б дозволили враховувати визначальні процеси взаємодії та поведінки різних середовищ між компонентами системи. Наприклад, у роботах [86, 99] проведено чисельні дослідження поведінки системи при врахуванні нелінійних властивостей ґрунту та матеріалів, що показали суттєве покращення точності прогнозів.

Окремою проблемою є взаємовплив сусідніх секцій багатосекційних будівель або сусідніх споруд, розташованих в умовах щільної забудови. Цей аспект є особливо важливим при сейсмічних впливах, коли хвильові процеси в ґрунтовому масиві можуть призводити до резонансних явищ або додаткових навантажень на несучі конструкції. У таких випадках взаємодія будівель через ґрунтову основу потребує детального чисельного аналізу, який може бути виконаний методами скінченних елементів у в'язкопружній постановці. Одним із ефективних інструментів для таких досліджень є програмний комплекс Simulia Abaqus, який дозволяє моделювати динамічну поведінку системи з високою точністю. Наприклад, у роботі [86] моделювання системи “основа – фундамент – споруда” із використанням Abaqus показало точність у врахуванні складних взаємодій.

Відповідно до вимог будівельних норм в Україні [15], інтенсивність сейсмічних впливів призначається на основі карт загального сейсмічного районування відповідно до класу наслідків (відповідальності) будівель і ґрунтових умов майданчика. Для різних типів будівель встановлені різні методи

розрахунків, що передбачають використання як спрощених моделей, так і детальних чисельних методів для оцінки сейсмічної безпеки конструкцій. Наприклад, для висотних будівель рекомендується застосування жорстких просторових каркасів із залізобетонних елементів, які забезпечують стійкість та знижують ризики прогресуючих руйнувань. Норми проектування в Україні [15] встановлюють вимоги і до об'ємно-планувальних та конструктивних рішень залежно від сейсмічності майданчика будівництва, зокрема до типу несучого каркасу та допустимої поверховості. Також дано вказівки щодо вибору залізобетонного каркасу рамно-в'язевого з ригелями або без них.

Наукові дослідження в цьому напрямку демонструють необхідність розгляду системи “основа – фундамент – споруда” як єдиної взаємодіючої системи. Це дозволяє врахувати вплив ґрунтових умов, особливості динамічного навантаження та просторову жорсткість конструкції. Додатково, врахування нелінійних властивостей матеріалів (як у фундаменті, так і в надземній частині будівлі) є важливим для точного прогнозування напружено-деформованого стану конструкцій [119].

Таким чином, питання врахування ґрунтової основи, просторової жорсткості будівель та взаємовпливу сусідніх секцій є надзвичайно актуальними в сучасному будівництві, особливо в умовах підвищеної сейсмічності. Розв'язання цих проблем вимагає комплексного підходу, поєднання передових чисельних методів, сучасного програмного забезпечення та вдосконалення будівельних норм. Це забезпечить підвищення надійності, безпеки та довговічності сучасних висотних будівель в умовах сейсмічних впливів.

Об'єкт дослідження представляє собою реальну 21 – поверховою будівлею, запроектовану в м.Київ. Будинок складається із трьох секцій, які розділені між собою деформаційними швами. Будівля має монолітний залізобетонний каркас із ядрами жорсткості ліфтових шахт. Фундаменти - пальові, об'єднані залізничним плитним ростверком. Кожна секція будівлі змінної висоти. По периметру у підвалі виконані монолітні стіни. Таке конструктивне рішення

характерне нерівномірним розподілом просторової жорсткості та маси, що значною мірою впливає на коливання.

Розроблена скінченно-елементна модель, представлена на рис. 4.1 має 624355 елементів, 604688 вузлів, а загальна кількість невідомих становила 2586450. Ґрунтова основа представлена тривимірним об'ємним масивом відповідно до інженерно-геологічних досліджень. Для зменшення спотворення коливань, внаслідок відбиття хвиль від меж розрахункової області, габарити ґрунтового масиву навколо будинку прийняті з умови забезпечення більш ніж десятикратного поглинання хвиль. Глибина масиву прийнята за рекомендаціями [5] і становить щонайменше потрійного максимального лінійного розміру фундаменту у плані. Конструкції будинку, у т.ч. фундаментів, моделювалися скінченними елементами оболонки та стрижнів.

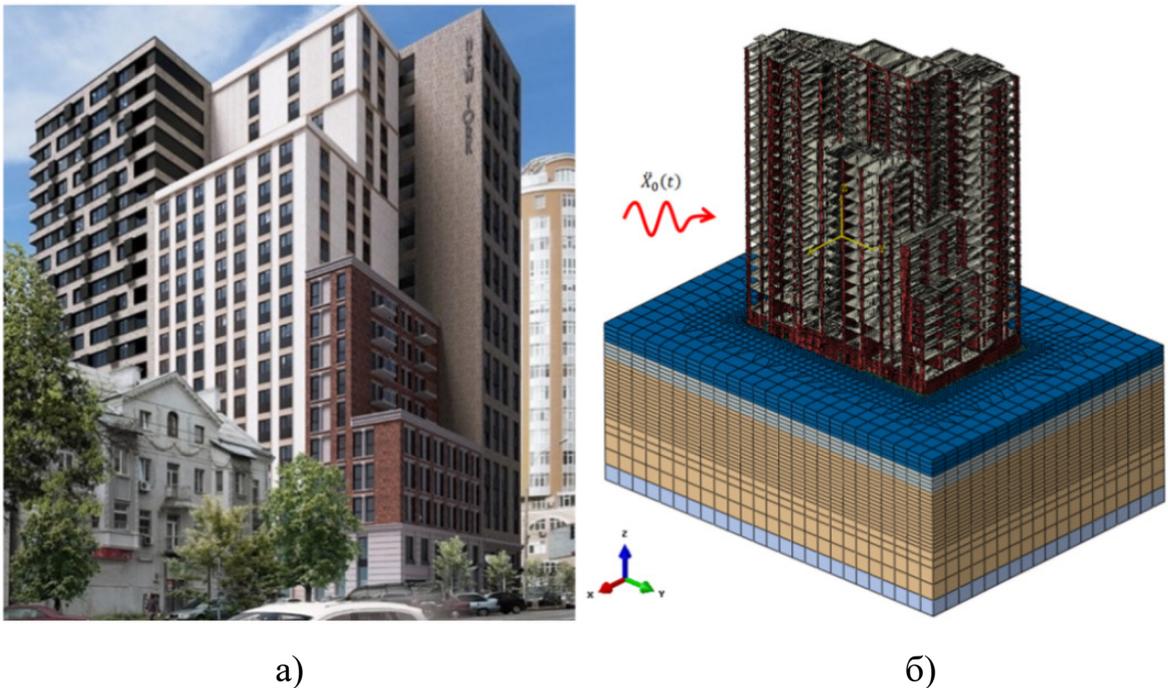


Рис. 4.1. Об'єкт дослідження : а) загальний вид; б) скінченно-елементна модель.

Під час землетрусу, в результаті руху основи з прискоренням $\ddot{x}_0(t)$, відповідно до принципу Даламбера, виникають сили інерції $-m\ddot{x}_0(t)$, під дією яких виведена з рівноваги будівля здійснює вимушені коливання. Для

дискретних систем, з урахуванням згасання згідно з гіпотезою Фойхт-Кельвіна, такі переміщення U описуються загальним рівнянням:

$$[M] \frac{d^2}{dt^2} \{U\} + [C] \frac{d}{dt} \{U\} + [K] \{U\} = \{Q(t)\} \quad (4.1)$$

де $[M]$, $[C]$, $[K]$ – відповідно матриці мас, демпфування та жорсткості.

З математичної точки зору проблема зводиться до вирішення спектральної задачі для матриць МСЕ (метод скінченних елементів) або прямого інтегрування в часі. Для розв'язання цього рівняння у цьому дослідженні було застосовано метод нормальних координат, де вектор переміщень представляється через амплітуди A_i неповного спектра своїх форм χ_i :

$$\{U\} = \sum_{i=1}^N A^i \{X_i\}, \quad (4.2)$$

де N – кількість власних форм коливань.

Спочатку виконувався модальний аналіз системи зі знаходженням власних значень та частот. Потім, за нульових початкових умов кожної складової спектру характеристики визначалися через інтеграл Дюамеля [5] на всьому проміжку часу дії сейсмічного навантаження. Ця процедура дозволяє замінити інтегрування зв'язаної системи диференціальних рівнянь руху за явною або неявною схемою значно простішим інтегруванням незалежних рівнянь [5], і таким чином зменшити кількість невідомих. При цьому параметри згасання повинні бути однаковими для будівлі та основи.

У процесі коливань у конструкціях та основі відбуваються втрати енергії. Для врахування процесів згасання при моделюванні застосована модель Релея, в якій матриця демпфування $[C]$, представляється як лінійна комбінація матриць жорсткості $[K]$ та мас $[M]$:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.3)$$

У рекомендаціях норм [15] з метою оцінки згасання використовується логарифмічний декремент коливань δ , значення якого прийнято $\delta = 0,3$. Для застосування моделі Релея параметр загальної в'язкості ξ може бути представлений через декремент коливань δ :

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \quad (4.4)$$

А загальна в'язкість ξ :

$$\xi = \xi_M + \xi_K \quad (4.5)$$

де ξ_M , ξ_K - в'язкість при масі та в'язкість при жорсткості, які у свою чергу дорівнюють:

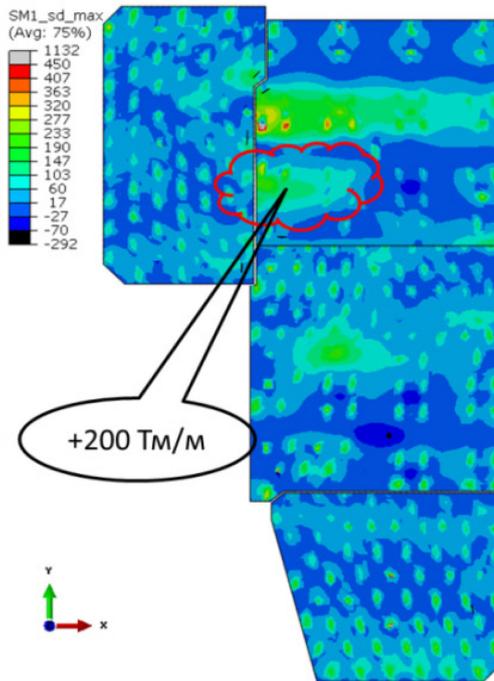
$$\alpha = 2\omega_0 \cdot \xi_M \quad (4.6) \quad \beta = \frac{2\xi_K}{\omega_0} \quad (4.7)$$

де ω_0 - кругова частота (перша власна частота будівлі, що розглядається).

Як динамічне навантаження використано трикомпонентні акселерограми зі стандартного набору [15], які масштабовані до сейсмічності майданчика будівництва в 6 балів. Акселерограми обрані з умови, щоб їх переважаючі періоди були близькі до періоду власних коливань будівлі за першою формою, який становив $T_1 = 2.57$ с. Крок дискретизації акселерограм близько 10мс, а час навантаження тривало 168 секунд. Напрямок радіальної компоненти прийнято за напрямом осі "X" глобальної системи координат скінченно-елементної моделі.

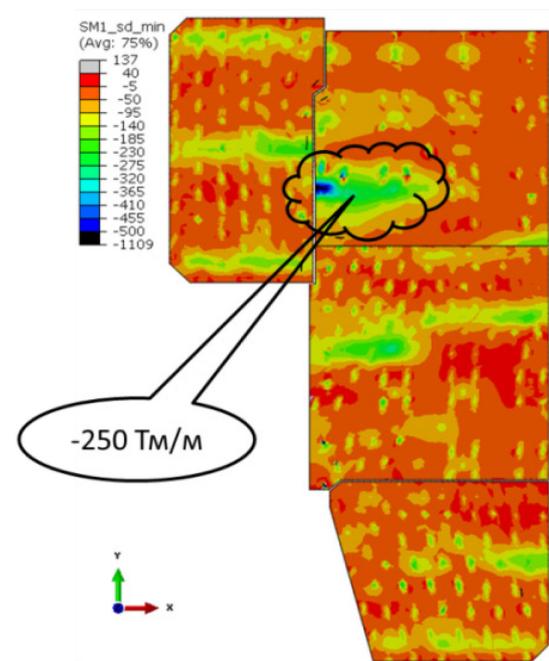
При дії сейсмічних навантажень у несучих елементах будівлі неодноразово змінюються знаки внутрішніх зусиль. Для деяких фундаментних конструкцій це призводить до виникнення зон із значними моментами різного знаку (рис. 4.2). Переважно такі зони знаходяться у місцях розташування ліфтових шахт та інших ділянок підвищеної жорсткості.

Огинаючи максимальні
згинальні моменти M_y , тм/м



а)

Огинаючи мінімальні
згинальні моменти M_y , тм/м



б)

Рис. 4.2 Розподіл огинаючих згинальних моментів у плитному ростверку при сейсмічному навантаженні: а) екстремальні максимальні значення; б) екстремальні мінімальні значення, тм/м.

Дослідження показали, що частина паль також отримує значний розтяг, у т.ч. по всій довжині (рис. 4.3). Екстремуми можуть розташовуватися нижче за оголовок, особливо за наявності слабких шарів [119]. На це необхідно звертати увагу при армуванні паль.

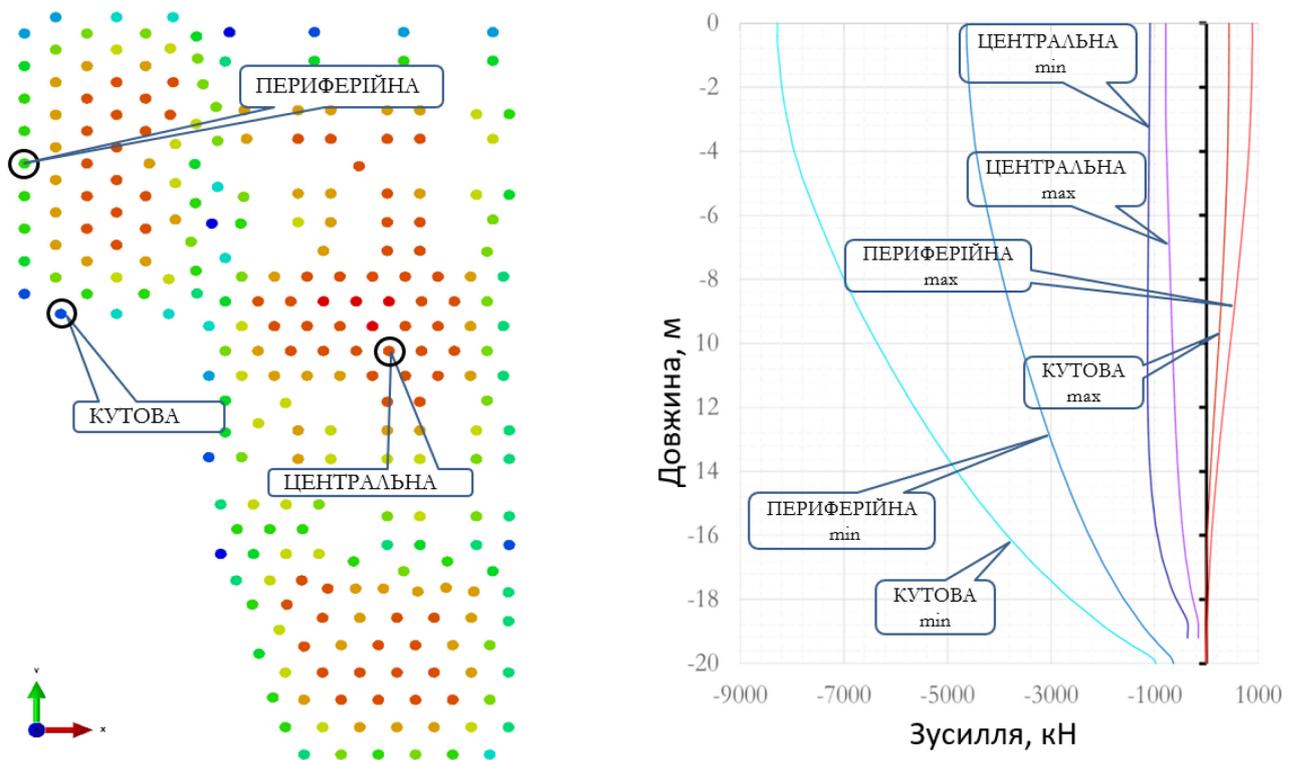


Рис. 4.3. Розподіл екстремальних максимальних значень (розтяг) зусиль від статичного та динамічного навантаження по довжині палі паль.

При сейсмічному впливі через ґрунтову основу виникає взаємовплив сусідніх секцій на напружено-деформований стан та коливання будівель, яке не можна врахувати при дослідженні кожної секції як окремої споруди. В результаті розрахунків було виявлено, що у процесі дії сейсмічного навантаження секції будівель коливаються з різними періодами. Аналіз взаємних коливань показав, що на 78-й секунді впливу максимальне зближення виникало для Секцій 1, 2 і становить близько 34см в напрямку осі X, що у 3 разу більше, ніж у початковому проектному рішенні (рис. 4.4). Слід зазначити, що з використання поширеного наближеного спектрального методу квадратичної комбінації (CQC) неможливо отримати такі результати що до надання рекомендацій призначення безпечних розмірів антисейсмічних деформаційних швів.

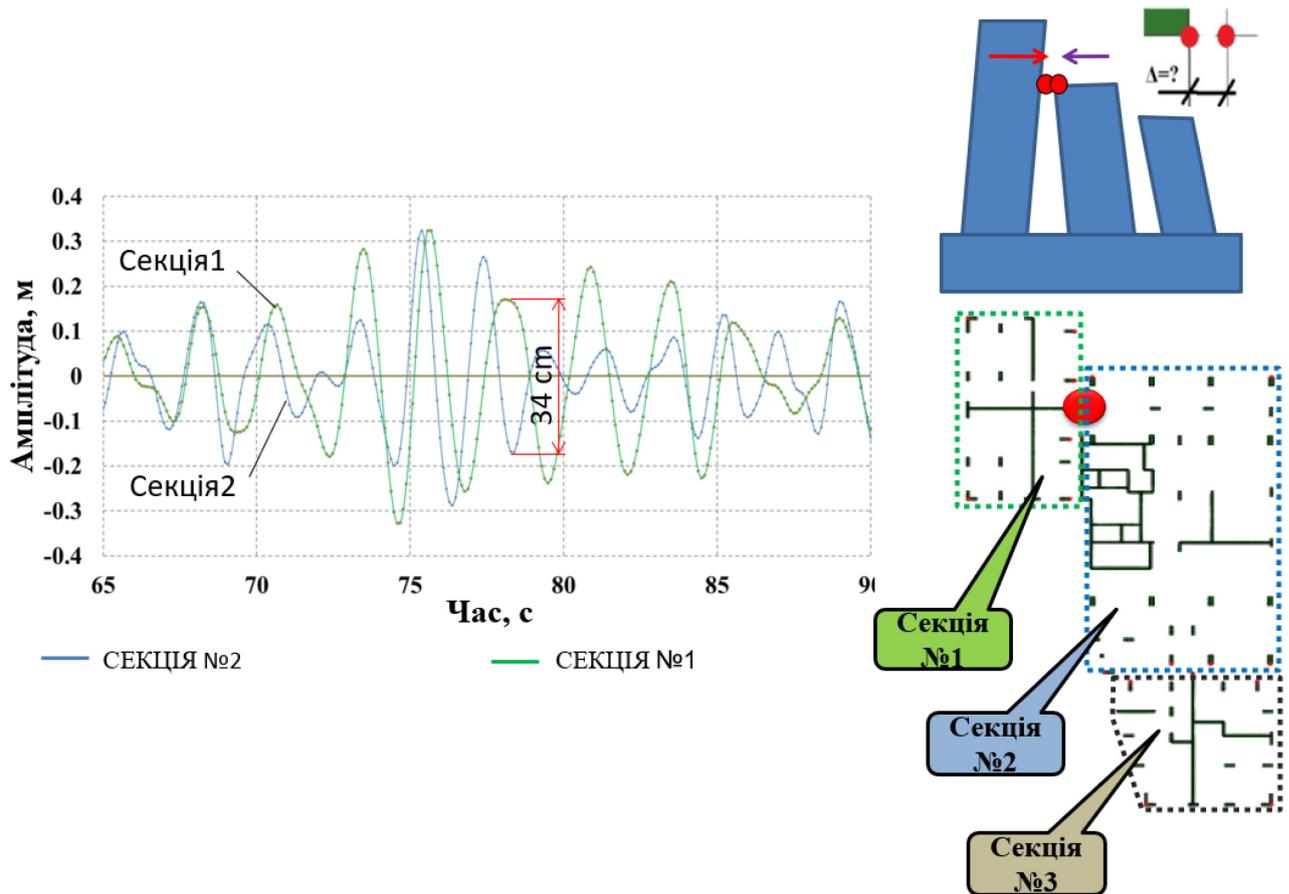


Рис. 4.4. Графік взаємного зближення сусідніх секцій №1 та №2 у напрямку осі "X" на рівні верху будівлі, м.

Висновки: Динамічна поведінка багатоповерхових будівель, запроектованих у сейсмічних районах, значною мірою залежить від таких факторів, як просторову жорсткість, розподіл мас та характеристики ґрунту. У реальних умовах конструкції сусідніх будівель зазвичай мають суттєві відмінності, зокрема різні періоди коливань. При сейсмічному впливі ці відмінності можуть призводити до зустрічного коливання секцій, і якщо деформаційний шов є недостатньо широким, це може спричинити ударні навантаження, на які конструкції не розраховані. Тому для оцінки взаємного впливу сусідніх секцій доцільно проводити дослідження всієї забудови в комплексі, застосовуючи прямі динамічні методи.

Дослідження показали, що під дією сейсмічних навантажень у палях фундаментів виникають значні зусилля розтягу та стиску. В залежності від ґрунтових умов, конструктивних особливостей та навантажень, багато паль

можуть зазнавати суттєвого розтягу, причому інколи по всій довжині. Це слід враховувати при проектуванні фундаментів.

Застосування методу нормальних координат дозволяє детально оцінити еволюцію напружено-деформованого стану конструкцій під час взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» у процесі сейсмічного впливу. Ця методика рекомендована для вирішення інженерних задач, які можуть бути розв'язані за допомогою доступних персональних комп'ютерів.

4.2. Методика зниження динамічного відгуку будівель шляхом застосування додаткових ригельних систем.

Відповідно до вимог норм проектування будівель в Україні [15], інтенсивність сейсмічних впливів у сейсмічних регіонах визначається на основі загальних сейсмічних карт регіону, враховуючи клас відповідальності будівлі та ґрунтові умови на будівельному майданчику. Крім того, залежно від типу будівлі, існують вимоги до вибору методу розрахунку сейсмічних впливів. Норми проектування будівель в Україні [15] уточнюють вимоги і до об'ємно-планувальних і конструктивних рішень залежно від сейсмічності будівельного майданчика, таких як тип несучого каркаса і допустима кількість поверхів. Наведено вимоги щодо вибору залізобетонного каркаса з ригелями чи без них. Проте будівництво залізобетонних каркасів із ригелями вимагає значно більшого обсягу матеріальних ресурсів порівняно з безригельними каркасами з плоскими плитами. Саме тому вибір типу несучого каркаса під час будівництва в сейсмічно небезпечних районах є актуальним і потребує спеціального обґрунтування.

Введення ригельних систем у конструкцію будівлі є ефективним рішенням, яке дозволяє не лише зміцнити каркас, а й суттєво змінити просторову жорсткість всієї споруди. Це, у свою чергу, впливає на власні частоти та форми коливань будівлі, що є критичними параметрами для її динамічної поведінки.

Додавання ригельних систем створює можливість регулювання динамічного відгуку будівлі, забезпечуючи ефективне відлаштування

конструкції від резонансних явищ, які можуть виникати під впливом динамічних або сейсмічних навантажень. Такий підхід сприяє підвищенню сейсмостійкості споруди та зменшенню ризику критичних пошкоджень, забезпечуючи її стабільність та довговічність навіть за умов інтенсивного сейсмічного впливу.

Для дослідження цієї проблеми було виконано оцінку динамічної реакції будівлі під впливом сейсмічного навантаження як для каркасів із ригелями, так і для безригельних несучих каркасів шляхом використання методу нормальних координат із розкладанням переміщень у неповний спектр власних форм.

Об'єктом дослідження є 21-поверховий житлово-офісний будинок у місті Києві (рис.4.4), характеристики якого вже були розглянуті в розділі 3.

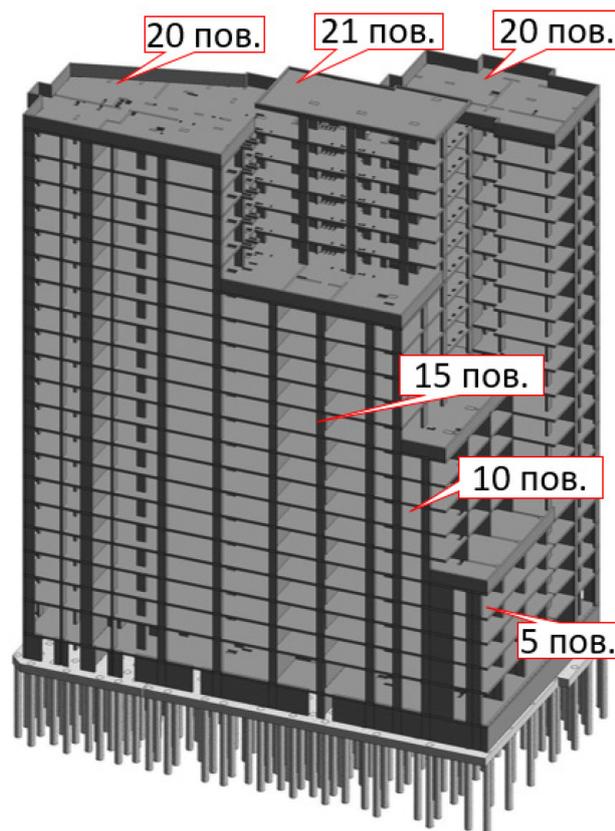


Рис. 4.5. Об'єкт дослідження: вигляд несучого каркасу.

З метою визначення змін у динамічній реакції будівлі залежно від типу несучого каркаса були виконано числове моделювання двох різних типів залізобетонного каркаса (з ригелями або без них — рис. 4.6), при цьому сейсмічне навантаження враховувало взаємодію сусідніх секцій. Розрахунки проводилися методом числового моделювання взаємодії між елементами

системи «основа-фундамент-будівля» із використанням методу скінченних елементів у в'язко-пружній постановці, за допомогою програмного комплексу Simulia Abaqus.

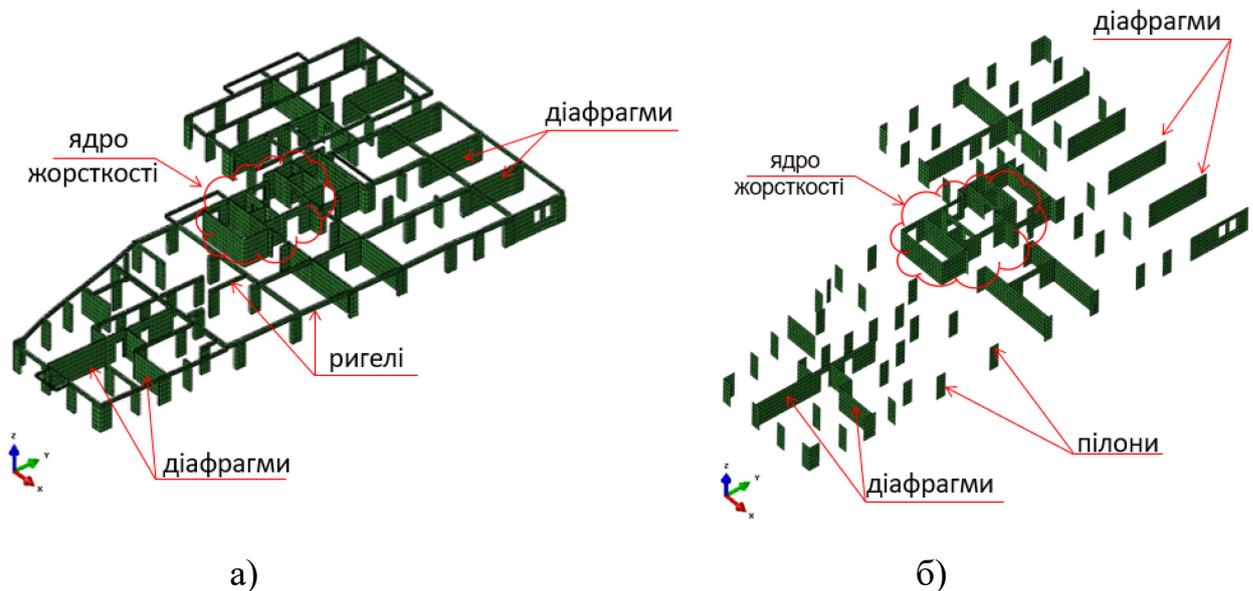


Рис. 4.6. Типи залізобетонного каркаса: а) з ригелями, б) без ригелів.

В якості динамічного навантаження використані трикомпонентні акселерограми тривалістю 168 секунд зі стандартного набору [15] які були масштабовані до 6-бальної інтенсивності майданчика будівництва. Акселерограми були вибрані таким чином, щоб їхні переважаючі періоди були близькі до періоду власних коливань будівлі за першою формою.

Загальне рівняння [37] для дискретних систем, що враховує загасання відповідно до гіпотези Фойгта-Кельвіна, описує переміщення U під час коливань наступним чином:

$$[M] \frac{d^2}{dt^2} \{U\} + [C] \frac{d}{dt} \{U\} + [K] \{U\} = \{Q(t)\} \quad (4.8)$$

де $[M]$, $[C]$, $[K]$ – відповідно матриці мас, демпфування та жорсткості.

Відомо, що для більшості задач вищі форми коливань вносять малий вклад у виконану роботу, тому їхній вплив на розв'язок є незначним. Таким чином, при моделюванні динамічних задач немає необхідності враховувати всі форми

коливань [37]. Значення мають лише нижні частоти спектра, у яких накопичується найбільша маса власних форм. Кількість використаних власних форм можна визначити на основі накопичення модальних мас [15], враховуючи заданий діапазон частот або інші критерії.

Спочатку модальний аналіз системи виконується для знаходження форм і відповідних частот. Потім, приймаючи початкові умови $\chi_0(t) = \chi_0$, для кожного з обраних спектральних компонентів, виконується пряме інтегрування на всьому періоді сейсмічного навантаження. Наприклад, це можна зробити за допомогою інтеграла Дюамеля [5]:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_0} \int_0^t X_0(\tau) e^{\zeta \omega_0(t-\tau)} \sin[\omega_0(t-\tau)] dt \quad (4.9)$$

Ця процедура дозволяє замінити складне (з використанням явної або неявної схеми) інтегрування системи диференціальних рівнянь, що описує рух системи, значно простішим інтегруванням незалежних рівнянь [5], що суттєво підвищує продуктивність під час виконання інженерних розрахунків на звичайних персональних комп'ютерах. У цьому випадку накладаються додаткові обмеження, які враховують характеристики загасання системи.

Врахування процесів демпфування здійснюється з використанням моделі Релея, в якій матриця демпфування $[C]$, представляється як лінійна комбінація матриць жорсткості $[K]$ та мас $[M]$.

Врахування додаткової жорсткості в каркасі з ригелями призвело до деяких змін у динамічних характеристиках будівлі. Зміна ваги каркаса була незначною (до 4%).

Проведений аналіз показав, що у випадку каркаса з ригелями спостерігалось збільшення першої власної частоти конструкції (до 16%). Значення переміщень були значно більшими в кутових секціях будівлі для першої та другої форми коливань. Особливий інтерес викликає той факт, що каркас із ригелями характеризувався поступальними коливаннями, тоді як безригельний каркас — згинально-крутильними коливаннями. Починаючи з третьої форми, для каркаса з ригелями коливаються всі три секції. Однак для

безригельного каркаса третя форма коливань все ще в основному демонструє згинально-крутильні коливання у кутових секціях будівлі, тоді як середня секція починає демонструвати значні коливання лише з четвертої форми.

Застосування додаткової жорсткості завдяки ригелям дозволяє досягти невеликого збільшення власних частот, що на практиці може допомогти контролювати резонансні частоти. Крім того, додаткова просторова жорсткість значно знижує згинально-крутильну компоненту для низьких частот, що призводить до кращої динамічної стійкості будівлі в цілому. Проте слід зазначити, що ефективність впливу на динамічну відповідь будівлі значною мірою залежить як від переважаючих частот сейсмічного навантаження, так і від характеристик (включаючи жорсткість) ґрунтової основи.

Аналіз напружень у несучих елементах каркаса показав, що зміна типу каркаса впливає на розподіл зусиль. Під дією сейсмічного навантаження на рівні четвертого поверху нормальні напруження в пілонах у випадку каркаса з ригелями були на 20-45% більше, ніж у безригельному випадку (Рис. 4.6).

Варто зазначити, що пілони, розташовані по периметру, мають більш рівномірні напруження в каркасі з ригелями. У безригельному каркасі пілони мають значну концентрацію напружень, що сприяє появі незворотних деформацій.

ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 4

Результати виконаного дослідження підтверджують важливість комплексного підходу до аналізу динамічної поведінки багатосекційних висотних будівель у сейсмічно небезпечних районах. Для аналізу динамічної взаємодії системи «основа – фундамент – будівля» застосовано метод нормальних координат із використанням багатокomпонентних акселерограм у ролі сейсмічного навантаження, що дозволило значно скоротити обчислювальні витрати та забезпечити високу точність розрахунків на персональних комп'ютерах. Моделювання враховувало взаємодію сусідніх секцій будівлі через

грунтову основу, що дозволило визначити особливості їх взаємних коливань і впливу на напружено-деформований стан конструкцій. Особливу увагу приділено зміні просторової жорсткості будівлі залежно від типу несучого каркаса (з ригелями та без них).

Розроблено методику дослідження, яка дозволяє знизити сейсмічний вплив на динамічний відгук несучих конструкцій будівель шляхом введення додаткових ригельних систем з відлаштуванням конструкції від резонансних явищ. Введення ригельних систем у конструкцію будівель забезпечило зміну переважаючих форм коливань зі згинально-крутильних на поступальні, що позитивно впливає на підвищення міцності та динамічної стійкості висотних будівель при сейсмічних впливах. Важливо зазначити, що введення ригелів також дозволило більш рівномірно розподілити напруження в пілонах по периметру будівлі, що також сприяє підвищенню її динамічної стійкості, навіть за умови локального збільшення напружень.

Методика дослідження будівель на сейсмічні навантаження із застосуванням методу нормальних координат рекомендована для впровадження в практику проектування висотних будівель у сейсмічно небезпечних районах. Використання запропонованих підходів та моделей зменшує ризики прогресуючого руйнування будівель і підвищує їхню довговічність. Таким чином, розроблені рішення сприяють удосконаленню методів проектування висотних будівель у сейсмічно активних регіонах.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Запропоновано нову реалізацію математичної моделі для оцінки взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою в широкому діапазоні навантажень. Модель враховує властивості структурної міцності ґрунтів і описує процеси зміни об'єму ґрунту під час навантаження або циклічного навантаження-розвантаження, демонструючи добру збіжність із результатами лабораторних досліджень. Вона базується на результатах стандартних компресійних випробувань ґрунтів або випробувань у межах робочих тисків. Використання моделі є особливо доцільним для незв'язних ґрунтів при проектуванні фундаментів висотних будівель і промислових споруд, де середній тиск під подошвою фундаменту перевищує 0,25–0,3 МПа.

2. Показано, що розроблена методика моделювання враховує змінну глибину стисненої товщі ґрунтів основи та знижує вплив граничних умов. Її застосування в процесі проектування дозволило скоротити довжину паль і зменшити армування фундаментів до 40% в окремих зонах, забезпечуючи економічний ефект за умови дотримання допустимих значень осідання споруд.

3. Представлена методика дослідження будівель на сейсмічні навантаження з використанням прямих динамічних методів, яка дозволяє визначити реальні деформації конструкцій у часі з урахуванням взаємодії через ґрунтову основу. Це має особливе значення для врахування взаємодії сусідніх секцій будівлі, зокрема для визначення безпечних розмірів деформаційних швів. Показано, що моделювання за явною схемою також дозволяє аналізувати взаємодію вибухової ударної хвилі з конструкціями, із врахуванням нелінійної поведінки матеріалів та алгоритму CONWEP. Це дає змогу досліджувати механізми руйнування та зміни напружено-деформованого стану елементів конструкцій при вибухах поблизу будівлі та проектувати безпечні конструктивні рішення для захисту від дронів-камікадзе.

4. Запропоновано методику, яка дозволяє знизити динамічний відгук при сейсмічних впливах шляхом зміни динамічних властивостей будівель через введення додаткових ригельних систем. Це дає змогу змінювати резонансні частоти, зменшувати крутильні коливання та забезпечувати більш рівномірний розподіл напружень у несучих конструкціях..

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Акі К., Річардс П. Кількісна сейсмологія: у 2 т. / К. Акі, П. Річардс. — Москва: Мир, 1983.
2. Баженов В.А., Гуляр А.І., Козак А.Л., Рутковський В.А., Сахаров А.С. Чисельне моделювання руйнування залізобетонних конструкцій методом скінченних елементів / В.А. Баженов, А.І. Гуляр, А.Л. Козак, В.А. Рутковський, А.С. Сахаров. — Київ: Наукова думка, 1996. — 232 с. — ISBN 66-00-0024-2.
3. Бербушенко В.П., Марущак О.В. Про деякі аспекти вибухів у ґрунтах штучних споруд // Наука та прогрес транспорту. Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту. — 2013. — Вип. 2 (44). — С. 129–135. — ISSN 1993-9175.
4. Бишоп А.В. Механіка ґрунтів / А.В. Бишоп, Д.Ф. Скіннер. — Москва: Стройиздат, 1969. — 416 с.
5. Бірбраєр А.Н. Аналіз конструкцій на сейсмостійкість : монографія / А.Н. Бірбраєр. — Санкт-Петербург : Наука, 1998. — 255 с.
6. Бойко І.П. Свайні фундаменти на нелінійно-деформівній основі: дис. докт. техн. наук: спец. 05.23.02 "Основи та фундаменти" / Іван Петрович Бойко. — Київ: Київський інженерно-будівельний інститут, 1988. — 372 с.
7. Бойко І.П., Сахаров В.О. Дослідження взаємодії багатопверхових будівель як елементів системи "основа – фундамент – наземні конструкції" при статичних та динамічних навантаженнях [Analysis of the interaction of the high-rise buildings as elements in the system "soil base - foundation – above ground constructions" under static and dynamic load] // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – Вінниця: UNIVERSUM, 2009. – № 1(6). – С. 53–59.
8. Вербицький С.Т., Кендзера О.В., Вербицький Ю.Т., Стасюк А.Ф., Олещук Є.І. Цифровий автоматичний сейсмограф DAS-03 / С.Т. Вербицький, О.В. Кендзера, Ю.Т. Вербицький, А.Ф. Стасюк, Є.І. Олещук // Будівельні

конструкції. — Вип. 60. — Будівництво в сейсмічних районах України. — Київ: НДІБК, 2004. — С. 342–347.

9. Вербицький С.Т., Сапужак І.Я., Стасюк А.Ф., Вербицький Ю.Т. Апаратно-програмний комплекс DAS-04 для моніторингу небезпечних геодинамічних процесів та природних явищ / С.Т. Вербицький, І.Я. Сапужак, А.Ф. Стасюк, Ю.Т. Вербицький // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції "Моніторинг небезпечних геологічних процесів та екологічного стану середовища". — Київ: ВПЦ "Київський університет", 2006. — С. 159–161.

10. Вінніков Ю.Д. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі / Ю.Д. Вінніков. — Полтава: ПНТУ, 2004. — 237 с.

11. Волощенко О.І., Кушніренко М.Г., Черних І.В. Удосконалення методики розрахунку конструкцій покриття закритих польових фортифікаційних споруд для забезпечення живучості військ у сучасному збройному конфлікті / О.І. Волощенко, М.Г. Кушніренко, І.В. Черних // Опір матеріалів і теорія споруд. Науково-технічний збірник. — 2021. — № 106. — С. 282–295.

12. Вялов С.С. Реологія мерзлих ґрунтів / С.С. Вялов; за ред. В.М. Разбігіна. — Москва: Стройиздат, 2000. — 463 с.

13. Гольдштейн М.М. Механічні властивості ґрунтів / М.М. Гольдштейн. — Москва: Стройиздат, 1971. — 368 с.

14. Далматов Б.І. Механіка ґрунтів. Ч. 1. Основи геотехніки. — М.—СПб.: Вид-во АСВ, 2000. — 201 с.

15. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. — Київ: Мінрегіон України, 2014. — 58 с.

16. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. — Київ: Мінінфраструктури України, 2023. — 78 с.

17. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. — Київ: Держстандарт України, 1996. — 56 с.

18. ДСТУ Б-В.1.1-28:2010. Шкала сейсмічної інтенсивності. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. — 14 с.
19. Дубовий С.В. Явні та неявні схеми в числовій динаміці механічних систем / С.В. Дубовий. — Київ: Техніка, 2021. — 450 с.
20. Зоценко М.Л., Коваленко, В.І., Яковлев, А.В., Петраков, О.О., Швець, В.Б., Школа О.В., Біда, С.В., Винников, Ю.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник / За ред. М.Л. Зоценка. — 2-е вид., перероб. і доп. — Полтава: ПНТУ, 2003. — 446 с.
21. Казагранде А. Про властивості критичної щільності ґрунтів / А. Казагранде // Основания и фундаменты. — 1940. — Т. 8, № 4. — С. 113–129.
22. Катценбах Р., Шмітт А., Рамм Х. Основні принципи проектування і моніторингу висотних будівель Франкфурта-на-Майні. Випадки з практики [Текст] / Р. Катценбах, А. Шмітт, Х. Рамм // Реконструкція міст і геотехнічне будівництво. — 2005. — № 9. — С. 80–99. — Режим доступу: <http://georeconstruction.net/journals/09/files/09007.pdf>.
23. Качинський Н.А. Фізика ґрунтів / Н.А. Качинський. — 3-тє вид., перероб. і доп. — Москва: Наука, 1970. — 456 с.
24. Кендзера А.В., Скляр А.М., Роман А.А. та ін. Про можливість використання емпіричних передаточних функцій середовища при мікрорайонуванні території зі складною геологічною будовою / А.В. Кендзера, А.М. Скляр, А.А. Роман та ін. // Оцінка ефекту сильних сейсмічних впливів. — 1989. — С. 45–53.
25. Кендзера А.В., Стародуб Г.Р., Скляр А.М., Роман А.А. Деякі аспекти сейсмічного районування слабоактивних територій / А.В. Кендзера, Г.Р. Стародуб, А.М. Скляр, А.А. Роман // Вивчення сейсмічних коливань ґрунтів і споруд. — Москва: Вид-во МГК при Президії АН СРСР, 1989. — С. 76–82. (Сейсмічні дослідження № 11).
26. Корнієнко М.В., Карпенко Д.А. Про можливість використання існуючих програмних комплексів чисельного моделювання роботи буронабивної палі з розширенням в лесових ґрунтах, що просідають під дією

власної ваги / М.В. Корнієнко, Д.А. Карпенко // Науково-технічний збірник “Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві”. — Вінниця: Вінницький національний технічний університет, 2008. — Том 5, № 1. — С. 74–78.

27. Коцюруба В.І., Білик А.С., Веретнов А.О., Гайдарли Г.С., Борта Р.М., Тертишний Б.І. Методика розрахунків та обґрунтування вимог до інженерного захисту об’єктів критичної інфраструктури від БПЛА типу баражуючий боеприпас / В.І. Коцюруба, А.С. Білик, А.О. Веретнов, Г.С. Гайдарли, Р.М. Борта, Б.І. Тертишний // Опір матеріалів і теорія споруд. Науково-технічний збірник. — 2023. — № 109. — С. 164–183.

28. Коцюруба В.І., Даценко І.П., Дачковський В.О., Черевко Р.М., Полюляк В.М., Іващук О.А., Фурман І.І. Вплив повітряної ударної хвилі на укриття / В.І. Коцюруба, І.П. Даценко, В.О. Дачковський, Р.М. Черевко, В.М. Полюляк, О.А. Іващук, І.І. Фурман // Опір матеріалів і теорія споруд. Науково-технічний збірник. — 2022. — № 105. — С. 133–144.

29. Красников Н.Д. Динамічні властивості ґрунтів і методи їх визначення / Н.Д. Красников. — Ленінград: Стройиздат, 1970. — 240 с.

30. Ляховицький Ф.М. та ін. Інженерна геофізика / Ф.М. Ляховицький та ін. — Москва: Недра, 1989. — 252 с.

31. Маслов М.М. Основи механіки ґрунтів та інженерної геології / М.М. Маслов. — Москва: Вища школа, 1968. — 631 с.

32. Медведєв С.В. Інженерна сейсмологія / С.В. Медведєв. — Москва: Держбудвидав, 1962. — 284 с.

33. Моргун А.С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів [Електронний ресурс] / А.С. Моргун. — Вінниця: ВНТУ, 2017. — Режим доступу: <https://ir.lib.vntu.edu.ua/bitstream/handle/123456789/19658/Моргун%20А.%20С.%20Нелінійні%20проблеми%20механіки%20ґрунтів.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.

34. Немчинов Ю.І., Мар’єнков М.Г., Хавкін А.К., Бабик К.М. Проектування будівель із заданим рівнем забезпечення сейсмостійкості (з

урахуванням рекомендацій Єврокоду 8, міжнародних стандартів і вимог ДБН) / Ю.І. Немчинов, М.Г. Мар'єнков, А.К. Хавкін, К.М. Баби́к // Будівельні конструкції. — Київ, 2012. — № 76. — С. 6–8.

35. Никонов А.А. Найсильніший у Східній Європі Карпатський землетрус 26 жовтня 1802 року: нові матеріали та оцінки / А.А. Никонов // Доповіді РАН. — 1996. — Т. 347, № 1. — С. 99–102.

36. Оцінка впливу ґрунтових умов на сейсмічну небезпеку: Методичний посібник із сейсмічного мікрорайонування / Відп. ред. О.В. Павлов. — Москва: Наука, 1988. — 223 с.

37. Перельмутер А.В. Розрахункові моделі конструкцій та можливості їх аналізу : монографія / А.В. Перельмутер. — Київ : ВПП «Компас», 2001. — 352 с.

38. Петренко О.М. Числові методи для механіки складних систем / О.М. Петренко. — Київ: Наукова думка, 2018. — 380 с.

39. Рекомендації з сейсмічного мікрорайонування при інженерних вишукуваннях для будівництва. — Москва: ПНДПС, 1985. — 49 с.

40. Ремез Н.С. Взаємодія вибухових хвиль з ґрунтами і елементами техноурбосистем : монографія / Н.С. Ремез ; КПІ ім. Ігоря Сікорського. — Київ : Центр учбової літератури, 2019. — 334 с.

41. Ромашко-Майструк О.В., Ромашко В.М. Основні особливості деформування бетону за дії динамічних навантажень / О.В. Ромашко-Майструк, В.М. Ромашко // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — 2023. — № 205. — С. 45–58. — DOI: 10.18664/1994-7852.205.2023.288924.

42. Сагалова Є.А. До питання про сейсмічне районування території Буковини / Є.А. Сагалова // Сейсмічність України. — Київ: Наукова думка, 1969. — С. 70–81.

43. Сахаров В.О. Взаємодія інженерних конструкцій з нелінійною основою при сейсмічних навантаженнях: дис. докт. техн. наук: спец. 05.23.02 "Основи та фундаменти" / Володимир Олександрович Сахаров. — Київ, 2015. — 396 с.

44. Сахаров В.О. Застосування спектральних супере-лементів в задачах динаміки системи «основа – фундамент – будівля» / В.О. Сахаров // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. — 2015. — Т. 1, № 202. — С. 35–44.

45. Сахаров О.С. Моментна схема МСЕ для кругового скінченного елемента // Опір матеріалів і теорія споруд: науково-технічний збірник / Відп. ред. В.А. Баженов. — Київ: КНУБА, 2015. — Вип. 94. — С. 147–156.

46. Сидоров Н.І., Спідін В.П. Сучасні методи визначення характеристик механічних властивостей ґрунтів / Н.І. Сидоров, В.П. Спідін. — Львів: Стройиздат, 1972. — 136 с.

47. СНиП 2.02.05-87. Фундаменти машин з динамічними навантаженнями. — Москва: Держбуд СРСР, 1988. — 52 с.

48. Тарасевич Ю.І. Глинисті мінерали: будова, властивості, методи дослідження / Ю.І. Тарасевич. — Київ: Наукова думка, 1983. — 220 с.

49. Флорін В.А. Основи механіки ґрунтів: У 2-х т. / В.А. Флорін. — Москва: Держбудвидав, 1959–1961. — Т. 1, 1959. — 368 с.; Т. 2, 1961. — 367 с.

50. Харитонов О.М., Костюк О.П., Кутас В.В., Пронишин Р.С., Руденська І.М. Сейсмічність території України / О.М. Харитонов, О.П. Костюк, В.В. Кутас, Р.С. Пронишин, І.М. Руденська // Геофізичний журнал. — 1996. — Т. 18, № 1. — С. 3–15.

51. Цитович Н.А. Механіка ґрунтів / Н.А. Цитович. — 4-е вид., перероб. і доп. — Москва: Вища школа, 1963. — 437 с.

52. Цитович Н.А. Механіка ґрунтів: Короткий курс / Н.А. Цитович. — Москва: Вища школа, 1983. — 288 с.

53. Швець В.Б., Бойко, І.П., Винников, Ю.Л., Зоценко, М.Л., Петраков, О.О., Солодянкін, О.В., Шаповал, В.Г., Шашенко, О.М., Біда, С.В. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти / В.Б. Швець та ін. — Дніпропетровськ: Видавництво "Пороги", 2012. — 446 с.

54. 11. Technical Manual TM 5-855-1. Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons. Washington, DC: Department of the Army, 1986. 292 с.

55. 12. Hyde D. W. CONWEP User's Manual: Collection of Conventional Weapons Effects Calculations. Vicksburg, MS: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, 1992. 74 с

56. Arai H., Suzuki K. Unidirectional incident wave for an electromagnetic wave simulation using the finite-difference time-domain method [Электронный ресурс] / H. Arai, K. Suzuki // Japan Journal of Industrial and Applied Mathematics. — 2021. — Vol. 38. — P. 85–100. — Режим доступа: <https://link.springer.com/article/10.1007/s40042-021-00085-3>.

57. ASCE/SEI 59-11. Blast Protection of Buildings. — Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2011. — 68 p.

58. Baker E.L., Murphy D., Stiel L.I., Wrobel E. Theory and calibration of JWL and JWLБ thermodynamic equations of state [Электронный ресурс] / E.L. Baker, D. Murphy, L.I. Stiel, E. Wrobel // WIT Transactions on the Built Environment. — 2010. — Vol. 113. — P. 147–157. — Режим доступа: https://www.researchgate.net/publication/271440250_Theory_and_calibration_of_JWL_and_JWLБ_thermodynamic_equations_of_state.

59. Banerjee A., Dhar S., Acharyya S., Datta D., Nayak N. Determination of Johnson–Cook material and failure model constants and numerical modelling of Charpy impact test of armour steel // Materials Science and Engineering A. — 2015. — Vol. 640. — С. 200–209. DOI: 10.1016/j.msea.2015.06.067.

60. Barden L., Sides, K. The Collapse Mechanism of Partially Saturated Soils / L. Barden, K. Sides // Engineering Geology. — 1970. — Vol. 4, No. 1. — pp. 49–60.

61. Bažant Z.P., Jirásek M. Nonlocal integral formulations of plasticity and damage: Survey of progress // Journal of Engineering Mechanics. — 2002. — Vol. 128, No. 11. — С. 1119–1149.

62. Ben-Haim Y. WEI/WUV for Assessing Force Effectiveness: Managing Uncertainty with Info-Gap Theory / Y. Ben-Haim // Military Operations Research. — 2018. — Vol. 23, No. 4. — P. 37–49.

63. Biot M.A. General Theory of Three-Dimensional Consolidation / M.A. Biot // Journal of Applied Physics. — 1941. — Vol. 12, No. 2. — pp. 155–164.

64. Bishop A.W. The Principle of Effective Stress / A.W. Bishop // Teknisk Ukeblad. — 1959. — Vol. 106, No. 39. — pp. 859–863.

65. Bishop A.W. The Strength of Soils as Engineering Materials / A.W. Bishop // Géotechnique. — 1966. — Vol. 16, No. 2. — pp. 91–130.

66. Bisyk S.P., Chepkov I.B., Vaskivskiy M.I., Davydovskiy L.S., Slyvinskiy O.A., Aristarkhov O.M. Methods for Modelling Air Blast on Structures in LS-DYNA. Comparison and Analysis / S.P. Bisyk, I.B. Chepkov, M.I. Vaskivskiy, L.S. Davydovskiy, O.A. Slyvinskiy, O.M. Aristarkhov // Weapons and Military Equipment. — 2019. — № 1(21). — C. 22–31. — DOI: 10.34169/2414-0651.2019.1(21).22-31.

67. Bisyk S.P., Davydovskiy L.S., Hutov I., Aristarkhov O. Comparison of Numerical Methods for Modeling the Effect of Explosion on Protective Structures / S.P. Bisyk, L.S. Davydovskiy, I. Hutov, O. Aristarkhov // Trans & Motauto World. — 2019. — Vol. IV, No. 1. — C. 20–23.

68. Bjerrum L. The Time-Settlement Relationship of Consolidating Clays / L. Bjerrum // Proceedings of the American Society of Civil Engineers. — 1967. — Vol. 93, No. SM4. — pp. 1–49.

69. Bolisetti C., Coleman J. Advanced Seismic Soil Structure Modeling / C. Bolisetti, J. Coleman // U.S. Department of Energy Office of Nuclear Energy. — 2015.

70. Boyd J.P. Spectral Methods in Fluid Dynamics / J.P. Boyd. — Berlin: Springer, 2013. — 400 p.

71. Boyko I.P., Sakharov O.S., Sakharov V.O. Behavior of the multi-story building under seismic loads with the account of the viscoplasticity of the soil base: conference / I.P. Boyko, O.S. Sakharov, V.O. Sakharov // Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. — Paris, 2013. — Vol. 2. — P. 1443–1446.

72. Brown P., Smith J., Lee M. State of the Art; Evaluation and Interpretation of Soil Consolidation Tests / P. Brown, J. Smith, M. Lee // Advances in Geotechnical Engineering. — 2020. — Vol. 16, No. 2. — pp. 179–202.

73. Cao Y., Zhen Y., Song M., Yi H., Li F., Li X. Determination of Johnson–Cook parameters and evaluation of Charpy impact test performance for X80 pipeline

steel // *International Journal of Mechanical Sciences*. — 2020. — Vol. 179. — Article 105627. DOI: 10.1016/j.ijmecsci.2020.105627.

74. Capillary Pressure // *Encyclopedia of Soil Science*. — New York: CRC Press, 2002. — pp. 123–127.

75. Chapman D.L. On the rate of explosion in gases [Электронный ресурс] / D.L. Chapman // *Philosophical Magazine*. — 1899. — Vol. 47. — P. 90–104. — Режим доступа: <https://zenodo.org/record/1431245>.

76. Chen L., Fang Q., Jiang X. Q., Zhang Y. X. Combined effects of high temperature and high strain rate on normal weight concrete // *International Journal of Impact Engineering*. — 2015. — Vol. 86. — C. 40–56.

77. Chen W., Song B. High Strain Rate Behavior of Materials / W. Chen, B. Song. — Elsevier, 2019. — ISBN 978-0-12-800057-1. — DOI: 10.1016/B978-0-12-800057-1.00001-8.

78. Chepkov I.B., Bisyk S.P., Vaskivskiy M.I., Davydovskiy L.S., Korbach V.H., Vysotskiy O.M., Zakharevych D.M. Theoretical Assessment of Mine Resistance of the Kozak-2 Multi-Purpose Tactical Vehicle / I.B. Chepkov, S.P. Bisyk, M.I. Vaskivskiy, L.S. Davydovskiy, V.H. Korbach, O.M. Vysotskiy, D.M. Zakharevych // *Weapons and Military Equipment*. — 2016. — № 1(9). — C. 26–31. — DOI: 10.34169/2414-0651.2016.1(9).26-31.

79. Chiou J.-S., You J.-Q. Three-dimensional finite element analysis of laterally loaded bridge caisson foundations in gravelly soil // *Acta Geotechnica*. — 2020. — Vol. 15, No. 12. — C. 3151–3166. — Режим доступа: <https://link.springer.com/article/10.1007/s11440-020-00979-9>.

80. Dassault Systèmes Simulia Corp. ABAQUS Analysis User's Manual, Version 6.12. — Providence, Rhode Island : Dassault Systèmes Simulia Corp., 2012.

81. Ding J.H., Li B.J., Du E.X., Wang W.Y., Zhao T. Analysis and Prediction of Foundation Settlement of High-Rise Buildings under Complex Geological Conditions / J.H. Ding, B.J. Li, E.X. Du, W.Y. Wang, T. Zhao // *World Journal of Engineering and Technology*. — 2017. — Vol. 5. — P. 445–454

82. Fang Q., Huan Y., Chen L., Zhang Y. X. Explicit analysis elements of strain rate type RC beam-column and its implementation in ABAQUS software // *Engineering Mechanics*. — 2013. — Vol. 30, No. 5. — C. 49–55.

83. Feng X.T., Zhang, C., Li, S. Theory of Effective Stress in Soil and Rock and Implications for Fracturing Processes: A Review // *Geosciences*. — 2021. — Vol. 11, No. 3. — Article 119.

84. Goršek A., Beguš S. Simulation of a Mine Blast Effect on the Occupants of an APC / A. Goršek, S. Beguš // *Proceedings of the 6th European LS-DYNA Users' Conference*. — 2007. — P. 1–8.

85. Grassl P., Jirásek M. Damage-plastic model for concrete failure // *Intern. J-l of Solids and Structures*. — 2006. — Vol. 43, No. 22–23. — C. 7166–7196.

86. Greco F., Cuomo M. Nonlinear finite element analysis of soil-structure interaction under seismic loading // *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. — 2013. — Vol. 42. — P. 1239–1255. DOI: 10.1002/eqe.2279.

87. Guyan R.J. Distributed mass matrix for plate element bending / R.J. Guyan // *AIAA Journal*. — 1965. — Vol. 3, Issue 3. — P. 567–568. doi: 10.2514/3.2922.

88. Hairer E., Wanner G. Solving Ordinary Differential Equations II: Stiff and Differential-Algebraic Problems / E. Hairer, G. Wanner. — Berlin: Springer, 2010. — 614 p.

89. High Strain Rate Testing of Materials [Электронный ресурс] / *Advances Engineering* // *Advances Engineering*. — 2020. — Режим доступа: <https://advances.com/wp-content/uploads/2020/04/High-Strain-Rate-Testing-of-Materials.pdf>.

90. Johnson R., Green P. Permeability Characterization of Clay Under Different Hydraulic Gradient / R. Johnson, P. Green // *Contemporary Issues in Geoenvironmental Engineering*. — 2020. — pp. 29–48.

91. Johnson, G.R., Cook, W.H. A constitutive model and data for metals subjected to large strains, high strain rates and high temperatures // *Proceedings of the 7th International Symposium on Ballistics*. — 1983. — P. 541–547.

92. Johnson, G.R., Cook, W.H. Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures and pressures // *Engineering Fracture Mechanics*. – 1985. – Vol. 21, No. 1. – P. 31–48.

93. Jouguet É. Sur la propagation des réactions chimiques dans les gaz [Электронный ресурс] / É. Jouguet // *Journal de mathématiques pures et appliquées*. — 1906.— Vol. 6. — P. 5–85. — Режим доступа: http://sites.mathdoc.fr/JMPA/PDF/JMPA_1906_6_2_A1_0.pdf.

94. Katzenbach R., Arslan U., Moormann C. Pile-soil interaction in piled raft foundations on soft soil // *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. — 2003. — Режим доступа: <https://www.issmge.org/uploads/publications/96/98/p4-rolf-katzenbach.pdf>.

95. Kingery C.N., Bulmash G. Airblast Parameters from TNT Spherical Air Burst and Hemispherical Surface Burst: Technical Report ARBRL-TR-02555 / C.N. Kingery, G. Bulmash. — Aberdeen Proving Ground, Maryland: Ballistic Research Laboratory, 1984. — 225 p.

96. Králik J., Baran M. Numerical analysis of the exterior explosion effects on the buildings with barriers [Электронный ресурс] / J. Králik, M. Baran // *Applied Mechanics and Materials*. — 2013. — Vol. 390. — P. 230–237. — Режим доступа: <https://www.scientific.net/AMM.390.230>.

97. Lambe T.W., Whitman, R.V. "Soil Mechanics" / T.W. Lambe, R.V. Whitman. — New York: John Wiley & Sons, 1969. — 553 p.

98. Lee E.L., Hornig H.C., Kury J.W. Adiabatic Expansion of High Explosive Detonation Products / E.L. Lee, H.C. Hornig, J.W. Kury // Lawrence Livermore National Laboratory, University of California, Livermore. — Report UCRL-50422. — 1968. — 45 p.

99. Lee J., Fenves G.L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures // *Journal of Engineering Mechanics*. – 1998. – Vol. 124. – P. 892–900.

100. Lia M., Lub X., Lua X., Yea L. Influence of soil-structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings / M. Lia, X. Lub, X. Lua, L. Yea //

Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. — 2014. — Vol. 6, Issue 5. — P. 477–485. doi: 10.1016/j.jrmge.2014.04.006.

101. Likos W.J., Lu, N. Hysteresis of Capillary Cohesion in Unsaturated Soils / W.J. Likos, N. Lu // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. — 2004. — Vol. 130, No. 6. — pp. 646–655.

102. Lu G., Fall M. State-of-the-Art Modelling of Soil Behaviour Under Blast Loading // Geotechnical and Geological Engineering. — 2018. — Vol. 36, No. 6. — P. 3331–3355. — DOI: 10.1007/s10706-018-0560-5.

103. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E. A plastic-damage model for concrete // International Journal of Solids and Structures. — 1989. — Vol. 25, No. 3. — C. 299–329.

104. Mandal J., Goel M.D., Agarwal A.K. Underground Structures Subjected to Various Blast Loading Scenarios: A Scoping Review [Электронный ресурс] / J. Mandal, M.D. Goel, A.K. Agarwal // Archives of Computational Methods in Engineering. — 2022. — Vol. 29. — P. 2491–2512. — Режим доступа: <https://doi.org/10.1007/s11831-021-09682-4>.

105. Matache L., Puică C., Rotariu A., Trană E., Bucur F. Numerical simulation of military ground vehicle's response to mine-blast load [Электронный ресурс] / L. Matache, C. Puică, A. Rotariu, E. Trană, F. Bucur // U.P.B. Scientific Bulletin, Series D. — 2018. — Vol. 80, No. 4. — P. 189–200. — Режим доступа: https://www.scientificbulletin.upb.ro/rev_docs_arhiva/fulleb4_276587.pdf.

106. Meng Z., Zang, M., Wang, H., Zhao, Y. Microstructure and Mechanical Properties of Expansive Clay under Drying–Wetting Cycle / Z. Meng, M. Zang, H. Wang, Y. Zhao // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. — 2023. — Vol. 149, No. 4. — Article 04023016.

107. Mesri G., Godlewski, P.M. Time- and Stress-Compressibility Interrelationship / G. Mesri, P.M. Godlewski // Journal of the Geotechnical Engineering Division. — 1977. — Vol. 103, No. GT5. — pp. 417–430.

108. Mitchell J.K., Soga, K. Fundamentals of Soil Behavior / J.K. Mitchell, K. Soga. — 3rd Edition. — Hoboken: John Wiley & Sons, 2005. — 577 p.

109. Mohamed F., Zauba A., Al-Rawi A., El-Badawy Sayed A. Investigation on Air-Blast Explosion Effect on Reinforced Concrete Buildings (Case Study) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-2058537/v1>.

110. Mougeotte C., Carlucci P., Recchia S., Ji H. Novel Approach to Conducting Blast Load Analyses Using Abaqus/Explicit-CEL / C. Mougeotte, P. Carlucci, S. Recchia, H. Ji // U.S. Army – ARDEC, Picatinny Arsenal. — Presented at the 2010 SIMULIA Customer Conference, Providence, RI, May 25–27, 2010.

111. Ngo T., Mendis P., Gupta A., Ramsay J. Blast loading and blast effects on structures – an overview / T. Ngo, P. Mendis, A. Gupta, J. Ramsay // *Electronic Journal of Structural Engineering*. — 2007. — Vol. 7. — P. 76–91.

112. Numerical Particle-Scale Study of Swelling Pressure in Clays // *Géotechnique*. — 2022. — Vol. 72, No. 3. — pp. 231–245.

113. NVIDIA Corporation. GPU-Accelerated Computing for Engineers: Technical White Paper. — NVIDIA Corporation, 2022. — 15 p.

114. Pan Z., Jiang N., Zhou J., Zhang P. Dynamic behavior of detonation waves in millimeter-scale tubes: Unraveling the influence of tube diameter, initial pressure, and mixture [Электронный ресурс] / Z. Pan, N. Jiang, J. Zhou, P. Zhang // *Experiments in Fluids*. — 2024. — Vol. 65. — Article 13. — Режим доступа: <https://doi.org/10.1007/s00348-023-03744-2>.

115. Popek J., Kacprzyk Z. Numerical Evaluation of Craters Produced by Explosions on the Soil Surface / J. Popek, Z. Kacprzyk // *Acta Physica Polonica A*. — 2015. — Vol. 128, No. 2. — P. 315–319.

116. Prueter P.E. Using explicit finite element analysis to simulate blast loading on hazardous chemical storage tanks [Электронный ресурс] / P.E. Prueter // The Equity Engineering Group, Inc. — Режим доступа: https://ifwe.3ds.com/modules/custom/ifwe/ifwe_specific/dynamic_infographic/pdfs/Equity_Engineering.pdf.

117. Rayleigh J.W. The Theory of Sound [Электронный ресурс] / J.W. Rayleigh. — London: Macmillan, 1877. — Vol. 1. — 480 p.

118. Sakharov V. Dynamic behaviour of Zymne Monastery Cathedral on soil base with consideration of non-linear deformation of materials / V. Sakharov // *Advances in Mechanics: Theoretical, Computational and Interdisciplinary Issues*. — 2016. — P. 503–506. doi: 10.1201/b20057-107.

119. Sakharov V.O. An investigation of system “soil base-foundation-structure” response to seismic forces with provision for nonlinear properties of materials // *Матеріали X наукової конференції “Konstrukcje zespolone” – Польща, Зелена Гура: 26–27 червня 2014 р. – Зелена Гура: Університет Зеленої Гури, 2014. – С. 407–425.*

120. Schofield A.N., Wroth, C.P. "Critical State Soil Mechanics" / A.N. Schofield, C.P. Wroth. — London: McGraw-Hill, 1968. — 310 p.

121. Shao L., Guo, X., Wen, T., Zhao, B. Effective Stress and Effective Stress Equation // *Desiderata Geotechnica*. — 2019. — Vol. 106, No. 39. — pp. 175–192.

122. Shukla P.J., Desai A.K., Modhera C.D. Dynamic Response of Cut and Cover Tunnel Section under Blast Loading / P.J. Shukla, A.K. Desai, C.D. Modhera // *Innovative Infrastructure Solutions*. — 2020. — Vol. 6, No. 1. — Article 27.

123. Sirigiri, V.K.R., Gudiga, V.Y., Gattu, U.S., Suneesh, G., Buddaraju, K.M. A review on Johnson Cook material model // *Materials Today: Proceedings*. — 2022. — Vol. 62. — P. 3450–3456. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.02.016>.

124. Situation Assessment Report: Mw 6.0 Earthquake in Italy [Електронний ресурс] / ReliefWeb. — 2016. — Режим доступу: <https://reliefweb.int/attachments/eec544e0-2663-32b0-8876-5937aa698c33/Situation%20Assessment%20Report-EQ%20Italy.pdf>.

125. Skempton A.W., Bjerrum, L. A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay // *Géotechnique*. — 1957. — Vol. 7, No. 4. — pp. 168–178.

126. Smith J., Brown L. Effects of Hydraulic Gradient and Clay Type on Permeability of Clay Minerals / J. Smith, L. Brown // *Minerals*. — 2019. — Vol. 10, No. 12. — Article 1064.

127. Smith J., Johnson L. Simplified Methods in Atmospheric Forecasting / J. Smith, L. Johnson // *Journal of Applied Meteorology*. — 2020. — Vol. 59, No. 3. — P. 215–230.

128. Sow S., Radulescu M.I. Minimum tube diameters for steady propagation of gaseous detonations [Электронный ресурс] / S. Sow, M.I. Radulescu // *Shock Waves*. — 2014. — Vol. 24. — P. 447–457. — Режим доступа: <https://doi.org/10.1007/s00193-014-0505-8>.

129. Staat M. An Extension Strain Type Mohr–Coulomb Criterion / M. Staat // *Rock Mechanics and Rock Engineering*. — 2021. — Vol. 54. — pp. 6207–6233.

130. Swisdak M.M. Simplified Kingery Airblast Calculations [Электронный ресурс] / M.M. Swisdak // Naval Surface Warfare Center, Indian Head Division. — Proceedings of the Twenty-Sixth DoD Explosives Safety Seminar Held in Miami, FL, 16–18 August 1994. — 1994. — Режим доступа: <https://apps.dtic.mil/sti/pdfs/ADA526744.pdf>.

131. Terzaghi K. From Theory to Practice in Soil Mechanics: Selections from the Writings of Karl Terzaghi / K. Terzaghi. — New York: John Wiley and Sons, 1960. — 509 p.

132. Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics / K. Terzaghi. — New York: John Wiley & Sons, 1943. — 510 p.

133. Terzaghi K., Peck, R.B., Mesri, G. "Soil Mechanics in Engineering Practice" / K. Terzaghi, R.B. Peck, G. Mesri. — 3rd Edition. — New York: John Wiley & Sons, 1996. — 592 p.

134. Trajkovski J. Blast response of light armoured vehicles (LAVs) with flat and V-hull floor [Электронный ресурс] / J. Trajkovski // *Thin-Walled Structures*. — 2021. — P. 1–15. — Режим доступа: https://www.academia.edu/69756634/Blast_response_of_Light_Armoured_Vehicles_LAVs_with_flat_and_V_hull_floor.

135. Trzciński M., Cudziło W., Paszula J. A comparison of methods for detonation pressure measurement [Электронный ресурс] / M. Trzciński, W. Cudziło, J. Paszula // *Shock Waves*. — 2017. — Vol. 27. — P. 807–815. — Режим доступа: <https://doi.org/10.1007/s00193-017-0761-5>.

136. Unified Facilities Criteria (UFC). Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. — UFC 3-340-02. — 5 December 2008. — P. 1443–1446.

137. Vannucci P., Masi F., Stefanou I. A comparative study on the effects of blast actions on a monumental structure [Электронный ресурс] / P. Vannucci, F. Masi, I. Stefanou // Archive ouverte HAL. — 2017. — Режим доступа: <https://hal.science/hal-01720557/document>.

138. Wang L., Kong D. Study on Pressure Reconstruction Method of Explosion Shock Wave // Journal of Applied Fluid Mechanics. — 2023. — Vol. 16, No. 7. — P. 1442–1454. DOI: 10.47176/JAFM.16.07.1690. ISSN 1735-3572.

139. Wang Z., Hao H., Lu Y. A three-phase soil model for simulating stress wave propagation due to blast loading [Электронный ресурс] / Z. Wang, H. Hao, Y. Lu // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. — 2004. — Vol. 28. — P. 33–56. — Режим доступа: <https://doi.org/10.1002/nag.325>.

140. Wang Z., Hu Z., Liu K., Chen G. Application of a material model based on the Johnson–Cook and Gurson–Tvergaard–Needleman model in ship collision and grounding simulations // Ocean Engineering. — 2020. — Vol. 205. — Article 106768. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2020.106768.

141. Wu T.H. Soil Strength Properties and Their Measurement / T.H. Wu // Transportation Research Board Special Report. — 2023. — Vol. 247. — pp. 532–545.

142. Yang J., Chen L., Wu S. One-Dimensional Consolidation Analysis of Saturated Soft Clay Based on Water Content Variation / J. Yang, L. Chen, S. Wu // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. — 2015. — Vol. 141, No. 5. — Article 04015011.

143. Zhang X., Wang Y., Li Q. Experimental Insights into Consolidation Rates During One-Dimensional Consolidation Tests / X. Zhang, Y. Wang, Q. Li // Géotechnique. — 2017. — Vol. 67, No. 3. — pp. 243–255.

144. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics / O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor. — Amsterdam: Elsevier, 2013. — 752 p.

**ДОДАТОК А. Довідка про впровадження результатів дисертаційної роботи
Литвина О.В.**

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи

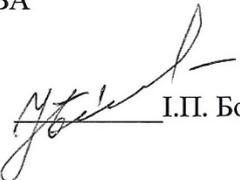
Литвин Олександр Володимирович

«Взаємодія висотних будівель з ґрунтовою основою при динамічних впливах».

Ми, що нижче підписалися, представник Замовника ТОВ «КСМ-ГРУП» директор Серая В.Г., професор кафедри геотехніки Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА), доктор технічних наук, професор Бойко І.П. та асистент кафедри геотехніки Київського національного університету будівництва і архітектури Литвин О. В. склали цей акт у тому, що розрахунки та розробки проектних рішень фундаментів на об'єкті: «Будівництво житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення на вул. Академіка Заболотного, 148 у Голосіївському районі м. Києва. 4-й пусковий комплекс.» у період з 12.01.2021р. по 28.05.2023р. виконані аспірантом Литвин О.В. із використанням розробленої нової методики по визначенню зон порушеної структури зі зміненими властивостями в палевій основі під фундаментами, дозволило обрати раціональні розміри паль

Це, в свою чергу забезпечило суттєве зниження собівартості проектного рішення.

Від КНУБА

Док. техн. наук,  І.П. Бойко
проф.

Асистент  О.В. Литвин

Від ТОВ «КСМ-ГРУП»

Директор  В.Г. Серая

