

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ДЕРЖАВНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД
«ПРИДНІПРОВСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА
АРХІТЕКТУРИ»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

АДІЛ ДЖАББАР АББАС
Adil Jabbar Abbas

УДК 624.042.7

ДИСЕРТАЦІЯ

**СЕЙСМОСТІЙКІСТЬ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ
В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД КОНСТРУКТИВНИХ СХЕМ**

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди
19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук.

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


_____ Аділ Джаббар Аббас

Науковий керівник: Нікіфорова Тетяна Дмитрівна, доктор технічних наук,
професор

Дніпро – 2021

АНОТАЦІЯ

Аділ Джаббар Аббас. Сейсмостійкість багатоповерхових будівель в залежності від конструктивних схем. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (19 – Архітектура та будівництво). – Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Міністерства освіти і науки України, Дніпро, 2021.

Дисертацію присвячено розв'язанню актуальної науково-практичної задачі забезпечення сейсмостійкості багатоповерхових будівель в залежності від конструктивних схем та зміни сейсмічності будівельного майданчика.

Обґрунтовано актуальність наукової проблеми, сформульовані мета та задачі дослідження, охарактеризована наукова новизна та практичне значення роботи, представлена її загальна характеристика та зв'язок з науковими програмами та темами.

У дисертаційній роботі наведений короткий огляд досліджень щодо забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, що проектуються в сейсмічних районах. Розглянуті загальні конструктивні вимоги забезпечення сейсмічної стійкості будівель, проаналізовані способи підвищення сейсмостійкості будівель та методи розрахунку будівель на сейсмічні впливи.

Проведений аналіз сучасних нормативних документів різних країн, результатів теоретичних досліджень, наведених літературних джерел показав, що на даний час активно ведеться робота з удосконалення методів розрахунку конструкцій будівель на дію сейсмічних навантажень і підвищення сейсмостійкості будівель.

Сейсмостійке проектування будівель засноване на силовому розрахунку та урахування землетрусу статичними еквівалентними силами, які розраховуються шляхом використання пружних спектрів реакцій (лінійно-спектральний метод),

що пов'язують закон руху ґрунту з абсолютним прискоренням моделі у вигляді нелінійного осцилятора.

Розрахунок конструкцій з урахуванням пластичної і нелінійної поведінки і навіть з урахуванням руйнування окремих елементів конструкцій будівлі вимагає використання більш складних механіко-математичних моделей і теорій. Необхідно враховувати і перерозподіл зусиль по конструкції, пов'язаних з появою в ній зон пластичних деформацій. Однак у всіх випадках критерієм для оцінки несучої здатності конструкції є принцип зіставлення зовнішніх і внутрішніх зусиль.

В існуючих дослідженнях, практично відсутня інформація щодо залежності вартості заходів сейсмозахисту існуючих будівель від зміни сейсмічності будівельного майданчика, мало робіт присвячено вивченню поведінки будівель з нерегулярним розподілом маси, жорсткості або опору протистояти сейсмічним навантаженням.

Тому, науковий інтерес у вирішенні задач забезпечення сейсмостійкості багатоповерхових будівель представляють задачі вибору раціонального та ефективного способу підвищення їх сейсмостійкості при реконструкції та залежності вартості заходів сейсмозахисту існуючих будівель від зміни сейсмічності будівельного майданчика; дослідження впливу нерегулярності конструктивної схеми будівлі на сейсмічну стійкість.

На основі аналізу основних методів для вирішення завдань оцінки сейсмічного впливу на несучу здатність будівель проаналізовані найбільш поширені методи та обґрунтований метод нелінійного статичного розрахунку сейсмічної стійкості багатоповерхових будівель із нерегулярною конструктивною схемою для дослідження їх поведінки при сейсмічних впливах.

Сучасна теорія сейсмостійкості та норми проектування пропонують два основні методи розрахунку будівельних конструкцій: спектральний метод (інженерний) і прямий динамічний метод.

Як правило, розрахунок будівель і споруд на сейсмічні впливи виконується

в частотній області лінійним спектральним методом з визначенням максимальних сейсмічних навантажень із спектрів відгуку в залежності від частот і форм власних коливань конструкції. Найбільш поширеним способом відображення коливань ґрунту є використання акселерограмм землетрусів для чисельного аналізу сейсмічної реакції нелінійних систем на основі нелінійного динамічного методу (прямого інтегрування). Зазначений метод є найбільш точним для визначення необхідних сил і деформацій в елементах конструкцій при сейсмічних впливах, але головним недоліком даного методу є висока трудомісткість, правильність розробки розрахункової моделі та інтерпретації отриманих результатів. Тому, для оцінки сейсмічної поведінки багатоповерхових будівель із нерегулярною конструктивною схемою поза межами пружності пропонується метод статичного нелінійного розрахунку. Метод дозволяє врахувати нелінійні властивості конструкцій не в вигляді коефіцієнта до інерційних сил (як це виконується при спектральному методі розрахунку конструкцій будівель), а безпосередньо за несучою здатністю будівлі.

Розроблено методику та алгоритм чисельного моделювання будівель нерегулярної конструктивної схеми при розрахунках на сейсмічні впливи на основі методу статичного нелінійного розрахунку, реалізованого в програмному комплексі ETABS (Nonlinear v8.08). Методика ґрунтується на визначенні нелінійних переміщень будівлі з використанням спектру несучої здатності будівлі. Виконане чисельне моделювання та аналіз сейсмічної поведінки п'яти варіантів моделей будівлі з нерегулярною конструктивною схемою.

Аналіз спектрів несучої здатності моделей будівлі нерегулярної конструктивної схеми показав, що будівлі з нерегулярною конструктивною схемою в плані мають нижчу здатність протистояти поперечним навантаженням у порівнянні з регулярною конструктивною схемою. Також було виявлено, що каркасні будівлі з нерегулярною конструктивною схемою при сейсмічних впливах можуть працювати в пружній стадії, це залежить від місця розташування

нерегулярності в плані будівлі, а також від пластичних властивостей матеріалів конструкцій будівлі.

Наведені результати впливу реконструкції на напружено-деформований стан об'єкту та пошук найбільш раціонального і ефективного способу підвищення сейсмостійкості будівлі незавершеного будівництва та розробки методики порівняльного аналізу різних варіантів підвищення сейсмостійкості будівлі та оцінка її практичного використання.

Для підвищення сейсмостійкості існуючої будівлі з монолітного залізобетонного каркасу в якості додаткових елементів жорсткості, прийняті вертикальні в'язеві панелі. В'язеві панелі виконані з металопрокату і жорстко зв'язані з елементами каркасу приварюванням тяжів до сталевих траверс закріплених на колонах. Додаткові в'язеві панелі встановлюються безперервно по всій висоті будівлі між суміжними колонами та розташовані симетрично від центра ваги будівлі.

Для порівняльного аналізу ефективності підвищення сейсмостійкості будівлі однотипними конструкціями (в'язевими панелями) досліджувались розрахункові моделі будівлі з нерегулярною та регулярною схемами розташування колон в плані з різним варіантами розташування в'язевих панелей, розташованих попарно на різних відстанях від центра ваги будівлі в поздовжньому, поперечному або в обох напрямках.

За результатами досліджень виявлені закономірності зміни напружено-деформованого стану конструкцій каркасу існуючої будівлі при дії сейсмічного навантаження в залежності від місця розташування в'язевих панелей жорсткості в плані відносно центра ваги будівлі, визначене необхідне армування конструкцій каркасу для забезпечення нормативних вимог сейсмосахисту будівлі та виконаний аналіз ефективності варіантів у порівнянні з вихідною розрахунковою моделлю будівлі.

Аналіз ефективності варіантів розміщення в'язевих панелей в плані будівлі показав, що при розробці проектів підвищення сейсмостійкості існуючих

будівель необхідно прагнути до розташування додаткових елементів жорсткості ближче до центра ваги будівлі і уникати їх крайніх положень та при можливості, вживати заходів з покращення регулярності конструктивної схеми. Для порівняння та вибору раціонального варіанту розташування конструкцій підвищення сейсмостійкості будівель запропонована спрощена методика оцінки загального ефекту від їх влаштування та на її основі визначений найбільш раціональний варіант для існуючої будівлі, що досліджувалась.

З введенням в дію нових норм проектування «Будівництво в сейсмічних районах України» значно розширилися сейсмонебезпечні території із загальним збільшенням їх розрахункової сейсмічності і сталося включення до сейсмонебезпечних зон 6-ти бальних територій.

Наводяться результати зміни напружено-деформованого стану конструкцій багатоповерхової будівлі та методика врахування впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на конструктивні та техніко-економічні характеристики будівлі.

Отримані залежності зміни напружено-деформованого стану конструкцій багатоповерхової будівлі в залежності від зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику дають змогу отримати економічні показники для будівель, які мають однакову конструктивну надійність в різних сейсмічних умовах.

У дисертаційній роботі вирішена важлива науково-практична задача, яка полягає в дослідженні сейсмічної поведінки багатоповерхових будівель при підвищенні сейсмостійкості існуючих будівель, зміні сейсмічності будівельного майданчика, нерегулярності конструктивної схеми та розробці науково обґрунтованих положень та методів їх розрахунку.

Найбільш важливі наукові та практичні результати, висновки і рекомендації полягають у наступному:

1. На основі аналізу сучасного стану забезпечення сейсмічної стійкості будівель та методів розрахунку будівель при сейсмічних впливах обґрунтований

метод нелінійного статичного розрахунку сейсмічної стійкості багатоповерхових будівель із нерегулярною конструктивною схемою для дослідження їх поведінки при сейсмічних впливах.

2. Вперше розроблений алгоритм та методологія визначення сейсмостійкості будівель із нерегулярною конструктивною схемою при дії сейсмічного навантаження на основі методу нелінійного статичного розрахунку. Метод пов'язує несучу здатність будівлі, представлену як залежність переміщення верху будівлі від зсувної сили в основі з сейсмічним впливом, представленим у вигляді спектру реакції.

3. На основі розробленої методики вперше отримані криві спектрів несучої здатності моделей багатоповерхових каркасних будівель із нерегулярною конструктивною схемою при сейсмічному впливі та визначена їх несуча здатність з урахування нелінійної поведінки ґрунтів основи та фізичної нелінійності матеріалів конструкцій.

4. Отримані закономірності зміни напружено-деформованого стану конструкцій каркасу існуючої будівлі (на прикладі будівлі незавершеного будівництва) при дії сейсмічного навантаження в залежності від місця розташування в'язевих панелей жорсткості з підвищення їх сейсмостійкості, визначене необхідне армування конструкцій каркасу для забезпечення нормативних вимог сейсмозахисту будівлі та виконаний аналіз ефективності варіантів у порівнянні з вихідною розрахунковою моделлю будівлі.

5. Дістала подальшого розвитку методика врахування впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на конструктивні та техніко-економічні характеристики будівлі та на її основі встановлено, що при переході будівельного майданчика з несейсмічної зони до 6-ти бальної вартість витрат на матеріали (бетон та арматура) конструктивних елементів збільшується майже в 2 рази.

Ключові слова: сейсмічний вплив, напружено-деформований стан, сейсмічна стійкість, спектр несучої здатності, будівлі, реконструкція.

SUMMARY

Adil Jabbar Abbas. Earthquake resistance of multi-storey buildings depending on design layouts. – Qualifying Scientific Paper as a Manuscript.

Thesis for a PhD Degree in Engineering, Major 05.23.01 «Building Designs, Buildings and Structures» (19 - Architecture and Civil Engineering). – Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture of the Ministry of Education and Science of Ukraine, Dnipro, 2021.

The Thesis is devoted to solving the actual scientific and practical problem of ensuring earthquake resistance of multi-storey buildings depending on design layouts and changes in earthquake activity of the construction site.

The urgency of the scientific problem is substantiated, as well as the purpose and objectives of studies are formulated. The author characterized the scientific novelty and practical value of the paper, having presented its general description and links to scientific programs and topics.

The Thesis Paper provides a brief overview of research to ensure reliability and design safety of buildings being engineered in earthquake areas. The general design requirements of ensuring earthquake resistance of buildings were considered, and the ways to increase earthquake resistance of buildings, and methods to proportionate buildings for seismic impacts were analyzed.

The analysis of modern regulatory documents of different countries, results of theoretical research and cited literature showed that the work to improve methods of the building design calculation for seismic loads and to increase earthquake resistance of buildings is currently performed in active mode.

Earthquake-resistant engineering of buildings is based on force calculation and earthquake accounting by static equivalent forces, which are calculated using the elastic reaction spectra (linear-spectral method) that link the law of soil motion to the absolute acceleration of the model in the form of a nonlinear oscillator.

Design calculation with due account for the plastic and nonlinear behavior and even with an eye towards destruction of individual design elements of the building

requires the use of more complex mechanical and mathematical models and theories. It is necessary to take into account the redistribution of forces along the design associated with the appearance of zones of plastic deformation in it. However, in all cases, the criterion for assessing the load-bearing capacity of the design is the principle of comparing external and internal forces.

In existing studies, there is a near-zero information about the dependence of the cost of seismic protection measures in existing buildings on changes in earthquake activity of the construction site; not many papers have been done to study the behavior of buildings with the irregular distribution of weight, stiffness or resistance to seismic loads.

Therefore, the scientific interest in solving problems to ensure earthquake resistance of multi-storey buildings are the tasks for choosing a rational and effective way to increase their earthquake resistance during the reconstruction and dependence of the cost of seismic protection measures in existing buildings on changes in earthquake activity of the construction site; for studying influence of irregularity of the building design layout on earthquake resistance.

Based on the analysis of the main methods for solving problems to assess seismic impact on the load-bearing capacity of buildings, the most common methods were analyzed, and the method of the nonlinear static calculation of earthquake resistance of multi-storey buildings with the irregular design layout in order to study their behavior under seismic impacts was substantiated.

Modern theory of earthquake resistance and design standards offer two main methods of calculating building designs: the spectral method (engineering) and the direct dynamic method.

As a rule, the calculation of buildings and structures for seismic effects is performed in the frequency domain using the linear spectral method with the determination of maximum seismic loads from response spectra depending on frequencies and forms of natural oscillations of the design. The most common way to display soil oscillations is to use earthquake accelerometers for numerical analysis of

the seismic response of nonlinear systems based on the nonlinear dynamic method (direct integration). This method is the most accurate for determining the required forces and deformations in design elements under seismic effects, but the main disadvantage of this method is the high complexity, correct development of the calculation model and interpretation of results obtained. Therefore, in order to assess the seismic behavior of multi-storey buildings with the irregular design layout outside the elasticity, the method of the static nonlinear calculation is proposed. The method allows to take into account the nonlinear properties of designs not in the form of a coefficient to inertial forces (as is done in the spectral method of calculating building designs), but directly on the load-bearing capacity of the building.

The technique and algorithm of numerical modeling of buildings with the irregular design layout at seismic impact calculations were developed on the basis of the method of the static nonlinear calculation realized in the ETABS software package (Nonlinear v8.08). The technique is based on the determination of nonlinear displacements of the building with the use of the bearing capacity spectrum of the building. Numerical modeling and analysis of the seismic behavior of five options of models of the building with the irregular design layout were performed.

Analysis of the bearing capacity spectra of models of the building with the irregular design layout showed that buildings with the irregular design layout in the plan have a lower ability to withstand transverse loads compared to the regular design layout. It was also found that frame buildings with the irregular design layout under seismic impacts could operate in the elastic stage; this depends on the location of irregularity in the building plan, as well as the plastic properties of design materials of the building.

In the paper, there have been given the results of influence of the reconstruction on the stress-strain state of the facility and search for the most rational and effective way to increase earthquake resistance of the building in progress and develop methods for the comparative analysis of different options for increasing earthquake resistance of the building, as well as estimation of its practical use.

In order to increase earthquake resistance of the existing building based on the monolithic reinforced concrete frame, vertical braced panels were taken as additional rigidifying agents. Braced panels are made of rolled metal and rigidly connected with elements of the frame by welding tie rods to steel beams mounted on columns. Additional braced panels are installed continuously along the entire height of the building between adjacent columns, and are located symmetrically from the center of gravity of the building.

For the comparative analysis of efficiency to increase earthquake resistance of the building by identical designs (braced panels), computational models of the building with the irregular and regular layouts of the arrangement of columns in the plan were studied with various options of the arrangement of braced panels located in pairs at different distances from the center of gravity of the building in inline and cross directions, or in both ones.

According to the research results, the patterns of change in the stress-strain state of the existing building frame designs were revealed under seismic loads depending on the location of braced rigidity panels in the plan relative to the center of gravity of the building; therefore, the required reinforcement of designs of the frame was determined to ensure the regulatory requirements of seismic protection of the building, and the analysis of efficiency of options in comparison with the initial design model of the building was conducted.

The analysis of efficiency of options for placing braced panels in the building plan showed that when developing projects to increase earthquake resistance of existing buildings, it is necessary to strive for placement of additional rigidifying agents closer to the center of gravity of the building, and to avoid their extreme positions and, if possible, take measures to improve regularity of the design layout. In order to compare and choose a rational option for placement of designs to increase earthquake resistance of buildings, a simplified method of estimating the overall effect of their installation is proposed, and based on it, the most rational option for the existing building under study is determined.

Since the introduction of the new design standards *Civil Engineering in Earthquake Areas of Ukraine*, earthquake endangered areas with a general increase in their calculated earthquake activity have been significantly expanded, and the 6-point territories have been included in the list of earthquake zones.

The results of changing the stress-strain state of designs of the multi-storey building and the technique of taking into account influence of changes in the calculated earthquake activity of the construction site on design, technical and economic characteristics of the building are presented.

The obtained relations of changing the stress-strain state of designs of the multi-storey building, in dependence to changes in the calculated earthquake activity of the construction site, allow obtaining economic indicators for buildings that have the same design reliability in different seismic conditions.

The Thesis Paper solves an important scientific and practical problem, which is to study the seismic behavior of multi-storey buildings while increasing earthquake resistance of existing buildings, to change earthquake activity of the construction site and irregular design layout, and to develop scientifically sound provisions and methods for their calculation.

The most important scientific and practical results, conclusions and recommendations are as follows:

1. Based on the analysis of the current state of earthquake resistance of buildings and methods for calculation of buildings under seismic effects, the method of the nonlinear static calculation of earthquake resistance of multi-storey buildings with the irregular design layout was substantiated for studying their behavior under seismic effects.

2. For the first time, an algorithm and techniques to determine earthquake resistance of buildings with the irregular design layout under seismic loads were developed on the basis of a simplified method of the nonlinear static calculation. The method links the load-bearing capacity of the building, represented as relationship between the movement of the building top and shear force at the base, to seismic impact

presented in the form of a response spectrum.

3. Based on the developed technique, the curves of the bearing capacity spectra of models of multi-storey frame buildings with the irregular design layout under seismic impact were obtained for the first time, and their bearing capacity was determined taking into account the nonlinear behavior of base soils and physical nonlinearity of design materials.

4. The patterns of change in the stress-strain state of the existing building frame designs were obtained (using the example of the building in progress) under seismic loads depending on the location of braced rigidity panels to increase their earthquake resistance; the required reinforcement of designs of the frame was determined to ensure the regulatory requirements of seismic protection of the building, and the analysis of efficiency of options in comparison with the initial design model of the building was conducted.

5. The technique of taking into account influence of changes in the calculated earthquake activity of the construction site on design, technical and economic characteristics of the building was further developed, and based on it, it was found that in transition of the construction site from the non-seismic zone to the 6-point zone, the cost of materials (concrete and reinforcement) of design elements increases by a factor of two.

Key words: seismic impact, stress-strain state, earthquake resistance, bearing capacity spectrum, buildings, reconstruction.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

1. Bilyk S. I., Natheer Aied Athaab Al-Taie, Adil Jabbar Abbas. Temperatures affected on two hinged steel arch bridge. *International Journal of Engineering Science and Innovative Technology (IJESIT)*. July 2016, Vol.5, Issue 4, P.21–29. URL: https://www.ijesit.com/Volume%205/Issue%204/IJESIT201604_04.pdf

(Іноземне видання, входить до міжнародних науко метричних баз).

2. Bilyk S. I., Natheer Aied Athaab Al-Taie, Adil Jabbar Abbas. Fabrication of

Plate Girders and Cover-Plate Beams. *Науковий вісник будівництва*. Київ, 2016, Вип. (3) 85. С. 87–92. (Фахове видання, входить до міжнародних наукометричних баз).

3. Bilyk S. I., Natheer Aied Athaab Al-Taie, Adil Jabbar Abbas. Field Welding of Steel Girders for Bridges. *Будівельні вироби та матеріали*. Київ, 2016. Вип. (2–3) 92. С. 72–74. (Фахове видання).

4. Аббас А. Дж., Нікіфорова Т. Д., Савицький М. В. Підвищення сейсмостійкості існуючої будівлі при реконструкції. *Строительство, материаловедение, машиностроение : Сб. науч. трудов*. Дніпро, 2017. Вип. 100. С. 13–24. (Фахове видання).

5. Аббас А. Дж., Нікіфорова Т. Д., Шляхов К. В., Сопільняк А. М. Вплив сейсмічності будівельного майданчика на матеріалоемність багатоповерхової будівлі. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2019. №6 (259-260). С.10–17. URL:<http://srd.pgasa.dp.ua:8080/xmlui/handle/123456789/2511>. (Фахове видання, включене до міжнародної бази Index Copernicus).

6. Shekhorkina S.Yev., Adil Jabbar Abbas, Nikiforova T. D. Investigation of the stress-strain state of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 5. С. 176–181. (Фахове видання, включене до міжнародної бази Index Copernicus).

7. Adil Jabbar Abbas, Nikiforova Tetiana. Influence of the seismicity of the construction site on structural parameters of the buildings. *Innovative lifecycle technologies of housing, industrial and transportation objects*. Dnipro – Bratislava, 2018. P.11–20. (Іноземне видання).

8. Зезюков Д. М., Никифорова Т. Д., Адил Джаббар Аббас. Оптимальные параметры колонн при проектировании каркасных систем со сборномонолитным перекрытием. *Dynamics of the development of world science*. Perfect Publishing. Vancouver, Canada, 2019. P. 744–750. URL:<https://sci-conf.com.ua>. (Іноземне видання).

ЗМІСТ

ВСТУП.....	18
РОЗДІЛ 1 СУЧАСНИЙ СТАН ПРОБЛЕМИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СЕЙСМІЧНОЇ СТІЙКОСТІ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ	25
1.1 Сейсмічний вплив в межах України	25
1.2 Критерії забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель	30
1.3 Вплив геологічних умов на розрахункову сейсмічність майданчика будівництва	34
1.4 Конструктивні вимоги забезпечення сейсмічної стійкості будівель	38
1.4.1 Конструктивні вимоги забезпечення сейсмічної стійкості споруджувальних будівель	38
1.4.2 Вимоги щодо забезпечення сейсмічної стійкості будівель, що підлягають реконструкції	42
1.5 Методи підвищення сейсмостійкості будівель	44
1.5.1 Підвищення сейсмостійкості будівель влаштуванням монолітних залізобетонних діафрагм	49
1.5.2 Підвищення сейсмостійкості будівель влаштуванням додаткових вертикальних сталевих в'язей	52
1.6 Огляд сучасних методів розрахунку сейсмостійкості будівель	55
1.7 Короткі висновки і завдання даного дослідження	60
1.8 Список використаних джерел у розділі 1	62
РОЗДІЛ 2 МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВАХ	63
2.1 Обґрунтування чисельного методу для моделювання та аналізу сейсмічної реакції нелінійних систем	63
2.2 Динамічний розрахунок еквівалентної одномасової системи (ЕОМС) на вплив, заданий акселерограмами землетрусів	64

2.3 Графічний метод визначення нелінійних переміщень будівель з використанням спектру несучої здатності будівлі	67
2.4 Висновки по розділу 2	74
2.5 Список використаних джерел у розділі 2	75
РОЗДІЛ 3 ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ НЕРЕГУЛЯРНОСТІ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ БУДІВЛІ НА СЕЙСМОСТІЙКІСТЬ	76
3.1 Методологія визначення спектру несучої здатності каркасної багатоповерхової будівлі нерегулярної конструктивної схеми	77
3.2 Чисельне моделювання та чисельний аналіз результатів сейсмостійкості будівель із нерегулярною конструктивною схемою	80
3.2.1 Чисельне моделювання та послідовність розрахунку будівель із нерегулярною конструктивною схемою	80
3.2.2 Нелінійний статичний аналіз спектру несучої здатності будівлі	86
3.3 Висновки по розділу 3	93
3.4. Список використаних джерел у розділі 3	94
РОЗДІЛ 4 ПІДВИЩЕННЯ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ІСНУЮЧОЇ БУДІВЛІ НЕРЕГУЛЯРНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ	95
4.1 Вихідні дані та постановка задачі дослідження	95
4.2 Дослідження напружено-деформованого стану будівлі на основі статичного та динамічного розрахунків моделі будівлі	98
4.2.1 Статичний розрахунок досліджуваної моделі будівлі	98
4.2.2 Динамічний розрахунок досліджуваної моделі будівлі ...	102
4.3 Підвищення сейсмостійкості існуючої будівлі при реконструкції	107
4.3.1 Розробка розрахункових моделей будівлі з різними варіантами розташування конструкцій сейсмозахисту та аналіз їх	

ефективності на основі результатів статичних та динамічних розрахунків моделей будівлі	107
4.3.2 Методика порівняльного аналізу варіантів підвищення сейсмостійкості будівель	109
4.4 Аналіз результатів розрахунку ефективності варіантів підвищення сейсмостійкості будівлі	115
4.5 Висновки по розділу 4	116
4.6 Список використаних джерел у розділі 4	117
РОЗДІЛ 5 ВПЛИВ СЕЙСМІЧНОСТІ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА НА КОНСТРУКТИВНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БУДІВЕЛЬ.....	118
5.1 Вихідні дані та постановка задачі дослідження	118
5.2 Чисельні дослідження та методика розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій багатоповерхової житлової будівлі з різними конструктивними схемами при зміні сейсмічного навантаження	120
5.3 Оцінка впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на конструктивні характеристики будівлі	124
5.4 Оцінка впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на техніко-економічні характеристики будівлі	129
5.5 Висновки по розділу 5	136
5.6 Список використаних джерел у розділі 5	137
ВИСНОВКИ	138
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	140
ДОДАТОК А Список публікацій здобувача та відомості про апробацію результатів дисертації	153
ДОДАТОК Б Довідки про впровадження результатів дисертаційної роботи	155

ВСТУП

Актуальність теми. Двадцяте століття відзначається стрімкою урбанізацією територій більшості держав, зростанням міст і поселень, концентрацією промисловості, освоєнням нових районів, у тому числі розташованих в сейсмічних зонах. Сьогодні в багатьох країнах на території з сейсмічністю 7 - 10 балів розташовані численні міста і населені пункти, промислові об'єкти, бази відпочинку, санаторії і т. д. Вся ця порівняно густонаселена територія схильна до землетрусів, які супроводжуються руйнуваннями будівель і споруд із недостатньою сейсмостійкістю, загибеллю людей та знищенням матеріальних і культурних цінностей, накопичених працею багатьох поколінь. У зонах епіцентрів катастрофічних землетрусів нерідко порушується функціонування промисловості, транспорту, інженерних комунікацій та інших систем призначених забезпечувати життя населення, що веде до значних матеріальних збитків.

У сейсмонебезпечних регіонах розташовується велика кількість житлового фонду. При цьому особливу групу складають 4-5-поверхові будинки перших масових серій та об'єкти незавершеного будівництва житлово-громадського призначення, які побудовані без урахування антисейсмічних заходів або за заниженими вимогами їх сейсмостійкості. Тому, в умовах гострого дефіциту землі міських територій та її подорожчання, такі об'єкти представляють інтерес с точки зору підвищення їх поверховості при реконструкції.

Завдання забезпечення житлових будівель властивістю безупинно зберігати працездатність протягом усього терміну експлуатації є найголовнішим завданням будівництва. Це завдання надзвичайно складне, особливо в сейсмонебезпечних районах, так як рівень несучої здатності, як окремих конструкцій, так і будівель в цілому, при впливі на них сейсмічних навантажень, може змінюватися стрибкоподібно, миттєво, без будь-якої закономірності. Така зміна носить випадковий характер, а ступінь втрати несучої здатності залежить

від характеру отриманих ушкоджень. Крім того, такі фактори, як фізичний знос конструкцій, накопичення ушкоджень, корозія арматури та ін., також сприяють зниженню рівня несучої здатності будівлі. У багатьох випадках до цього додаються несприятливі умови майданчика: погані ґрунти, близькість тектонічних розломів, складний рельєф і т.ін. Відомі випадки, коли інтенсивність руйнівних землетрусів була вищою за прогнозовану. Недосконалість прогнозів пояснюється як недостатністю знань про процеси, так і техногенною діяльністю людини: створенням водосховищ, видобутком нафти, газу, твердих корисних копалин, закачуванням рідких промислових відходів тощо.

Наслідки ряду катастрофічних землетрусів наочно показали, що практично неможливо досягти абсолютної безпеки, а з економічної точки зору – недоцільно вимагати її повного забезпечення. Питання безпеки в будівництві знаходяться в певному протиріччі з питаннями його економічності: з одного боку – забезпечення абсолютної безпеки вимагає надзвичайно великих витрат, а з іншого – недостатня надійність конструкцій або будівлі в цілому в разі землетрусу загрожує як чисто економічними, так і неекономічними втратами.

На сьогодні в Україні і світі активно ведеться робота з удосконалення методів розрахунку конструкцій на дію сейсмічних впливів і підвищення сейсмостійкості існуючих будівель і споруд. Проте, в існуючих дослідженнях, практично відсутня інформація щодо залежності вартості заходів сейсмозахисту будівель при їх реконструкції від зміни сейсмічності будівельного майданчика та класу наслідків будівлі.

Тому науковий інтерес у вирішенні задач забезпечення сейсмостійкості існуючих житлових будівель представляють задачі вибору найбільш раціонального та ефективного способу підвищення сейсмостійкості існуючих об'єктів при їх реконструкції та оцінка впливу зміни сейсмічності майданчику на конструктивні та економічні параметри заходів сейсмозахисту будівель.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема

дисертації відповідає напрямам науково-технічної політики держави відповідно до Проект Закону України від 28.11.2017 № 7221 «Про внесення змін до Закону України «Про Загальнодержавну цільову програму захисту населення і територій від надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру на 2013-2017 роки, № 4909-VI від 7 червня 2012 року».

Дисертаційна робота виконана в Державному вищому навчальному закладі «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» відповідно до тематики наукових розробок кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій в рамках держбюджетної теми: «Інноваційні конструкції і матеріали для будівництва будівель та споруд» (номер державної реєстрації №0116U006046).

Мета і завдання дослідження.

Метою роботи є розробка методів розрахунку багатоповерхових будівель для оцінки їх сейсмостійкості з використанням дискретних скінченно елементних (СЕ) і континуальних динамічних розрахункових моделей.

Для досягнення поставленої мети поставлені та вирішені наступні завдання дослідження:

1. Аналіз сучасного стану забезпечення сейсмічної стійкості будівель та методів розрахунку будівель при сейсмічних впливах.

2. Вибір і обґрунтування методу розрахунку сейсмічної стійкості багатоповерхових будівель нерегулярної конструктивної схеми для дослідження їх поведінки при сейсмічних впливах.

3. Розробка алгоритму та чисельної методики визначення несучої здатності багатоповерхових будівель нерегулярної конструктивної схеми при дії сейсмічного навантаження.

4. Розробка методики раціонального проектування підвищення сейсмостійкості існуючих будівель при їх реконструкції та оцінки ефективності заходів сейсмосахисту будівель.

5. Розробка методики врахування впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на конструктивні та техніко-економічні

характеристики будівлі.

Об'єкт дослідження – процес поведінки багатоповерхових будівель в залежності від конструктивних схем при сейсмічних впливах.

Предмет дослідження – закономірності впливу нерегулярності конструктивних схем будівель на їх сейсмостійкість та зміни сейсмічності майданчику на конструктивні та техніко-економічні характеристики конструктивних елементів.

Методи дослідження: теорія сейсмостійкості будівель, сейсмічного мікрорайонування; спектральний метод; методи нелінійних статичних розрахунків; методи теорії опору залізобетону та будівельної механіки; метод скінченних елементів, математичні методи опрацювання результатів досліджень; методи чисельного моделювання та порівняльного аналізу.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в отриманні нових науково-обґрунтованих результатів, які визначають напружено-деформований стан багатоповерхових будівель при сейсмічних впливах в залежності від конструктивної схеми, зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчика, і в сукупності визначають сейсмічну стійкість будівель при землетрусах, а саме:

– вперше розроблено методологію та алгоритм визначення сейсмостійкості будівель із нерегулярною конструктивною схемою при дії сейсмічного навантаження на основі методу нелінійного статичного розрахунку;

– вперше отримані криві спектрів несучої здатності для моделей багатоповерхових каркасних будівель із нерегулярною конструктивною схемою при сейсмічному впливі та отримані уявлення про закономірності зміни спектрів несучої здатності будівлі з урахуванням нелінійної поведінки ґрунтів основи та фізичної нелінійності матеріалів конструкцій;

– отримали подальшого розвитку уявлення про закономірності зміни напружено-деформованого стану конструкцій існуючої будівлі незавершеного будівництва при дії сейсмічного навантаження в залежності від місця

розташування в'язевих панелей жорсткості в плані відносно центра ваги будівлі при підвищенні її сейсмостійкості;

– отримали подальшого розвитку закономірності впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчика на конструктивні та техніко-економічні характеристики заходів сейсмосахисту будівель.

Практичне значення отриманих результатів полягає у спрямованості дослідження на вирішення задачі забезпечення сейсмостійкості багатоповерхових будівель, а саме у розроблені методики розрахунку сейсмічної стійкості багатоповерхових будівель нерегулярної конструктивної схеми; чисельної методики визначення несучої здатності багатоповерхових будівель нерегулярної конструктивної схеми та дії сейсмічного навантаження; методики врахування впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на конструктивні та техніко-економічні характеристики будівлі; методики раціонального проектування підвищення сейсмостійкості існуючих будівель при їх реконструкції та оцінки ефективності заходів сейсмосахисту будівель.

Результати досліджень використані: ТОВ «ЮДК» при розробці «Альбому технічних рішень застосування конструкцій із блоків автоклавного газобетону при проектуванні житлових та громадських будинків в районах сейсмічністю 6, 7 та 8 балів», ТОВ «Фундаментстроймакс» при дослідженні впливів згенерованих акселерограм по отриманим різними методами спектрам відгуку при однакових геологічних майданчиках для будівель різних конструктивних схем Дослідження використовувались при наданні послуг «71350000-6 (Побудова швидкісної моделі, розрахунок частотних характеристик ґрунтової товщі промайданчика ВП РАЕС, розробка розрахункових акселерограм і спектрів відгуку на ґрунті для проектного та максимального розрахункового землетрусів за даними інструментальних спостережень)», а також використовуються в навчальному процесі Державного вищого навчального закладу «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» при підготовці здобувачів вищої освіти за напрямком 192 – Будівництво та цивільна

інженерія, спеціальність «Промислове та цивільне будівництво» при викладанні дисципліни «Особливості проектування будівель і споруд в умовах сейсмічності».

Перераховані приклади практичного впровадження результатів підтверджено відповідними документами, наведеними в Додатку до дисертації.

Особистий внесок здобувача. Всі викладені в дисертаційній роботі ідеї, наукові розробки, положення, аналітичні залежності та чисельні моделі, чисельні експериментальні дослідження і практичні результати отримані автором особисто.

Особистий внесок здобувача в наукових працях, опублікованих у співавторстві полягає в наступному: [1] – обробка результатів чисельного експерименту; [2] – узагальнено особливості розрахунку зварних сталевих балок коробчастого і двотаврового перерізу; [3] – аналіз конструктивних особливостей сталевих елементів балок при зварюванні; [4] – систематизація методів підвищення сейсмостійкості існуючих будівель, дослідження напружено-деформованого стану елементів каркасу будівлі для різних варіантів підвищення сейсмостійкості будівлі. Спрощена методика оцінки загальної ефективності підвищення сейсмостійкості існуючих будівель; [5] – дослідження впливу підвищення розрахункової сейсмічності на економічні параметри багатоповерхової будівлі. Виявлені закономірності зміни вартості бетону та арматури багатоповерхової будівлі в залежності від сейсмічності будівельного майданчика; [6] – узагальнення конструктивних особливостей забезпечення просторової жорсткості багатоповерхової будівлі; розробка чисельної моделі будівлі для дослідження напружено-деформованого стану; [7] – чисельні дослідження впливу сейсмічності будівельного майданчика на зміну конструктивних характеристик будівлі; встановлені числові значення конструктивних характеристик багатоповерхової будівлі при зміні розрахункової сейсмічності будівельного майданчику; [8] – чисельний аналіз напружено-деформованого стану каркасних систем різної поверховості;

встановлена оптимальна область використання звичайних бетонів і бетонів підвищеного класу міцності для колон каркасу багатоповерхових будівель.

Апробація матеріалів дисертації. Основні положення і результати дисертаційної роботи доповідалися, обговорювалися та отримали позитивну оцінку на науково-технічних семінарах кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій ПДАБА (м. Дніпро, 2017-2019 рр.); 9-th All-Ukrainian Scientific-Technical Conference «Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation Engineering: Problems, innovations and implementation of Eurocodes in Ukraine» (м. Дніпро, 2016 р.); науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 2016 р.); 6-ій міжнародній науково-практичній конференції «Створення високотехнологічних соціоекокомплексів в Україні на основі концепції збалансованого (стійкого) розвитку», (м. Львів, 2017 р.); міжнародній науково-технічній конференції «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-цивільного, промислового і транспортного призначення» (м. Львів, 2018 р.); 4-ій міжнародній інтернет-конференції «Dynamics of the development of world science» (Канада, м. Ванкувер, 2019 р.).

Публікації. Основні положення, результати та висновки дисертаційної роботи відображені в 8 наукових працях, у тому числі: 5 – у наукових фахових виданнях рекомендованих МОНУ (з них 3 – у виданнях, які включені до міжнародних наукометричних баз); 3 – публікації у іноземному виданні.

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається зі вступу, п'яти розділів, висновків, списку використаних джерел та двох додатків. Повний обсяг дисертації становить 159 сторінок, у тому числі: обсяг основного тексту 110 сторінок, список використаних джерел 13 сторінок із 117 найменувань, 2 додатки на 7 сторінках, 58 рисунків та 16 таблиць.

РОЗДІЛ 1

СУЧАСНИЙ СТАН ПРОБЛЕМИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СЕЙСМІЧНОЇ СТІЙКОСТІ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

1.1 Сейсмічний вплив в межах України

За даними сейсмічного моніторингу головного центру спеціального контролю [1], кожен рік в сейсмічно небезпечних районах земної кулі в середньому виникає від 500 до 800 землетрусів з магнітудами від 5 до 5,9 балів, близько 100-120 випадків з магнітудами від 6 до 6.9 балів, від 15 до 18 землетрусів з магнітудами в діапазоні від 7 до 7.9 балів та протягом останніх 50 років кожні два роки реєструється принаймні один руйнівний землетрус з магнітудою більше 8 балів. Сильні землетруси з магнітудою від 5 до 9 призводять до великих руйнувань та людських жертв. Землетруси утримують сумну першість серед усіх стихійних лих за економічними збитками до яких вони призводять, і одне з перших місць за кількістю людських жертв. За всю історію людства понад 80 млн. чоловік загинули від землетрусів і їх прямих наслідків – пожеж, цунамі, обвалів тощо.

За останні 15 років територія України зазнавала впливу 30 сейсмічних випадків з магнітудами від 1,0 до 4,9 балів (рис. 1.1). З них 15 випадків сталися на території України, інші – на територіях Туреччини (рис 1.2), Греції, Хорватії (рис. 1.3), Угорщини, Італії (рис 1.4), Румунії. Основними джерелами сейсмічних впливів для України є зона Вранча в Карпатах та Чорне море, геологічні структури яких генерують землетруси.

Відповідальна за більшість землетрусів сейсмоактивна зона Вранча, розташована на ділянці стику Південних (румунських) та Східних (українських) Карпат, є унікальною на Європейському континенті. В її межах осередки землетрусів розташовані в консолідованій корі, а також у верхній мантії на

глибинах 80-160 км. Найбільшу небезпеку становлять ті, що виникають на великих глибинах. Вони спричиняють землетруси потужністю до 8-9 з епіцентрами в Румунії, Болгарії та Молдові. Велика глибина цих землетрусів обумовлює їхнє відносно слабке затухання з відстанню, і таким чином прилегла частина України потрапляє в 4-6-бальну ділянку впливу цієї зони.

Головний центр спеціального контролю / Моніторинг / Сейсмічний моніторинг / Моніторинг України

МОНІТОРИНГ УКРАЇНИ

Моніторинг Земної Кулі

Моніторинг України



Дата\Час	Широта	Довгота	Магнітуда	Місце джерела	I felt earthquake
11.08.2020 16:05:53	+48.63	+24.52	2.3	Івано-Франківська область	<input checked="" type="checkbox"/> Залишити повідомлення
27.07.2020 13:45:04	+48.72	+24.48	2.5	Івано-Франківська область	<input checked="" type="checkbox"/> Залишити повідомлення
26.07.2020 02:48:30	+48.1	+22.96	1.9	Закарпатська область	<input checked="" type="checkbox"/> Залишити повідомлення
23.07.2020 20:49:57	+48.55	+27.32	2.0	Чернівецька область	<input checked="" type="checkbox"/> Залишити повідомлення
29.06.2020 11:41:40	+48.58	+27.42	2.4	Чернівецька область	<input checked="" type="checkbox"/> Залишити повідомлення
25.06.2020 16:19:01	+48.33	+23.23	2.3	Закарпатська область	<input checked="" type="checkbox"/> Залишити повідомлення
25.06.2020 11:43:16	+48.26	+23.62	1.1	Закарпатська область	<input checked="" type="checkbox"/> Залишити повідомлення

Рисунок 1.1 – Дані головного центру спеціального контролю сейсмічного моніторингу території України [1]

За останні 100 років в зоні Вранча сталося більше 50 землетрусів з магнітудою більше 6, а катастрофічні землетруси 1940 року та 1977 року мали магнітуду більше 7,0 балів. На думку українських геофізиків, південно-західна частина України, що підпадає під безпосередній вплив зони Вранча, потенційно може бути віднесена до 8-бальної зони.

Серед приморських територій варто відокремити Одесу, яка знаходиться під впливом кількох сейсмонебезпечних зон. Лише за останні 10 років навколо Одеси було зафіксовано 3 землетруси з потужністю від 3,7 до 4,9. Також і Крим традиційно належить до регіонів з високою сейсмічною небезпекою. На території Кримського півострова останніми роками зафіксовано понад 30 землетрусів потужністю від 4 до 7. Водночас, Південно-Азовська сейсмоактивна зона виділена відносно недавно. У 1980-90-х тут було зафіксовано кілька землетрусів інтенсивністю 5-5,9. Але за археологічними даними встановлено сліди давніх землетрусів інтенсивністю до 9 балів з періодичністю близько 1000 років. Також, у платформній частині України виділено ряд потенційно сеймотектонічних зон з інтенсивністю від 4 до 5,5 балів.

Отже, зонами традиційного сейсмічного впливу в Україні є Закарпаття, Крим, Прикарпаття (Чернівці, Львів, Івано-Франківськ і Тернопіль), Одеська та Кропивницька області, Хмельницька, Донецька та Вінницька області. Також поодинокі сейсмічні випадки були зареєстровані в Полтавській та Дніпровській областях.

Загалом, до зони сейсмічного ризику відноситься близько 25% території України. Сейсмічні регіони України включають більше 120 тис. кв. км території, а це приблизно 20 % загальної площі [2]. В них проявляються землетруси, що мають інтенсивність 6-9 балів за 12-ти бальною шкалою EMS-98 [3], що використовується в європейських країнах. На сейсмічно небезпечних територіях проживає 10,84 млн. людей (близько 22 % від усього населення країни), у тому числі: в зонах 6-ти бальної сейсмічної активності – 7,89 млн. людей (16%), 7-ми бальної – 2,16 млн. людей (4,4%), 8-9-ти бальної – 0,79 млн. людей (1,6%). В

більшості випадків це курортні або туристичні території, які розташовані в приморських та гірських районах країни. Як відомо, такі зони користуються великим попитом серед забудовників, тому мають високу вартість й обмежені розміри будівельного майданчика. Через це виникає потреба збільшувати кількість поверхів й шукати максимально прийнятні конструктивні рішення.



Рисунок 1.2 – Наслідки землетрусу у Туреччині (жовтень 2020 р., фото: Фото: REUTERS/Tuncay Dersinlioglu)



Рисунок 1.3 – Наслідки землетрусу у Хорватії, м. Петрія (грудень 2020 р.)



Рисунок 1.4 – Наслідки землетрусу в Італії (жовтень 2017 р., фото: Amichai Stein)

З введенням у дію нових норм проектування «Будівництво в сейсмічних районах України» [4] значно розширилися сейсмонебезпечні території із загальним збільшенням їх розрахункової сейсмічності та відбулося включення до сейсмонебезпечних 6-ти бальних територій, тому виникла проблема забезпечення або підвищення сейсмостійкості вже існуючих будівель.

У сейсмонебезпечних регіонах розташовується велика кількість житлового фонду. При цьому особливу групу складають 4-5-поверхові будинки перших масових серій та об'єкти незавершеного будівництва житлово-громадського призначення, які побудовані без урахування антисейсмічних заходів або за заниженими вимогами їх сейсмостійкості. Тому, в умовах гострого дефіциту землі міських територій та її подорожчання, такі об'єкти представляють також інтерес з точки зору підвищення їх поверховості при реконструкції.

Завдання забезпечення житлових будівель властивістю безупинно зберігати працездатність протягом усього терміну експлуатації є найголовнішим завданням будівництва. Це завдання надзвичайно складне, особливо в сейсмонебезпечних районах, так як рівень несучої здатності, як окремих

конструкцій, так і будівель в цілому, при впливі на них сейсмічних навантажень, може змінюватися стрибкоподібно, миттєво, без будь-якої закономірності. Така зміна носить випадковий характер, а ступінь втрати несучої здатності залежить від характеру отриманих ушкоджень. Крім того, такі фактори, як фізичний знос конструкцій, накопичення ушкоджень, корозія арматури та ін., також сприяють зниженню рівня несучої здатності будівлі. У багатьох випадках до цього додаються несприятливі умови майданчика: погані ґрунти, близькість тектонічних розломів, складний рельєф і т.д. Відомі випадки, коли інтенсивність руйнівних землетрусів була вищою за прогнозовану. Недосконалість прогнозів пояснюється як недостатністю знань про процеси, так і техногенною діяльністю людини: створенням водосховищ, видобутком нафти, газу, твердих корисних копалин, закачуванням рідких промислових відходів тощо.

Наслідки ряду катастрофічних землетрусів наочно показали, що практично неможливо досягти абсолютної безпеки, а з економічної точки зору – недоцільно вимагати її повного забезпечення. Питання безпеки в будівництві знаходяться в певному протиріччі з питаннями його економічності: з одного боку – забезпечення абсолютної безпеки вимагає надзвичайно великих витрат, а з іншого – недостатня надійність конструкцій або будівлі в цілому в разі землетрусу загрожує як чисто економічними, так і неекономічними втратами. Тому завдання визначення раціонального рівня і способів забезпечення достатньої сейсмостійкості будівель є одним з перспективних напрямків у галузі досліджень з сейсмічної безпеки.

1.2 Критерії забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель

Надійність, у тому числі довговічність і живучість будівлі, забезпечуються одночасним виконанням вимог, які висуваються до вибору матеріалів, конструктивних і об'ємних рішень, до методів розрахунку, та проектування.

Ключовим при проектуванні будівлі в сейсмічних районах є визначення

класу наслідків (відповідальності) будівель і споруд. Згідно ДБН В.1.2-14:2018 [5] класи відповідальності будівель і споруд визначаються рівнем можливих матеріальних збитків або соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або із втратою цілісності об'єкта. Тобто, мається на увазі можливі наслідки знищення чи припинення експлуатації вже побудованого об'єкту і, відповідно, потенційну ступінь відповідності суб'єктів, що приймають участь у будівництві.

Клас наслідків (відповідальності) об'єктів будівництва – ключовий показник, на основі якого замовником будівництва визначається категорія складності об'єкту будівництва.

Існують три класи відмови (відповідальності) будівлі або споруди:

СС3 – значні наслідки;

СС2 – середні наслідки;

СС1 – незначні наслідки.

Клас наслідків (відповідальності) об'єктів будівництва наведені в табл. 1.1.

Вважається, що на об'єкті постійно є люди, якщо він заповнений не менш ніж вісім годин на добу і не менш ніж 150 днів на рік. Людьми, що періодично відвідують об'єкт, вважаються ті, що заповнюють його не більше восьми годин на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік. Можливою небезпекою для життєдіяльності людей є ймовірне порушення нормальних умов життєдіяльності більш ніж на три доби.

До будівель і споруд класу СС3, як правило, відносять найбільш відповідальні об'єкти, відмова яких призводить до наслідків загальнодержавного рівня, й має найбільш значну кількість матеріальних збитків та людських жертв.

До будівель і споруд класу СС2, як правило, відносять об'єкти що не належать до класу СС3, мають регіональний та місцевий рівні наслідків, в тому числі великі готелі, гуртожитки та житлові, громадські або багатофункціональні будівлі заввишки до 100 м.

До будівель і споруд класу СС1 відносять найменш відповідальні об'єкти,

що мають місцеве значення, та ті що не увійшли до категорій СС2, СС3.

Також, незалежно від класифікації ознак слід встановлювати клас наслідків (відповідальності) не менше: СС3 – для об'єктів (будівель і споруд) підвищеної небезпеки, визначений в залежності з законодавством; СС2- для висотних житлових та громадські будівлі висотою 73,5 – 100 м; СС3 - для висотних житлових та громадських будівель висотою понад 100 м.

Таблиця 1.1 – Характеристики можливих наслідків відмови будівлі та споруди (табл. 1 [5])

Клас наслідків відмови (відповідальності) об'єкта	Характеристики можливих наслідків відмови об'єкта				
	Можлива небезпека, кількість осіб			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, комунікацій, зв'язку, енергетики, інших інженерних мереж, рівень
	Для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті	Для здоров'я і життя людей, які періодично перебувають на об'єкті	Для життєдіяльності людей, які знаходяться зовні об'єкта		
СС3 значні наслідки	понад 400	понад 1000	понад 50 000	понад 50 000	Загально державний
СС2 середні наслідки	від 50 до 400 включно	понад 100 до 1000 включно	понад 100 до 50 000 включно	понад 2 500 до 50 000 включно	Регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	до 50 включно	до 100 включно	до 100 включно	до 2 500 включно	Об'єктовий

Залежно від наслідків, які можуть бути викликані відмовою, розрізняють три категорії відповідальності конструкцій та їх елементів:

А – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до повної

непридатності експлуатації будівлі (споруди) в цілому або значної її частини, до цієї категорії можна віднести колони, діафрагми жорсткості.

Б – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до повної непридатності експлуатації будівлі (споруди) або відмови інших конструкцій, які не належать до категорії А. До неї можна віднести перекриття.

В – конструкції, відмови яких не призводять до порушення функціонування інших конструкцій або їх елементів, до неї належать не несені огорожувальні конструкції.

Визначення категорії відповідальності конструкції є дуже важливим при проектуванні будівель і споруд, тому що вони впливають на запас надійності, а й відповідно на вартість. У табл. 1.2 наведено залежність значень коефіцієнту надійності γ_n в залежності від категорії відповідальності конструкції.

Таблиця 1.2 – Залежність значень коефіцієнту надійності γ_n від категорії відповідальності конструкції (табл. 5 [5])

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення γ_n , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		перша група граничних	друга група граничних станів	перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів
СС3	А	1,250	1,000	1,050	0,975	1,050
	Б	1,200		1,000		
	В	1,150		0,950		
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950	0,975
	Б	1,050		0,950		
	В	1,000		0,925		
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

Якщо у нормах проектування певних типів будівель або споруд не наведено конкретних рекомендацій щодо розподілу конструкцій за категоріями відповідальності відповідно класів наслідків (відповідальності), дозволяється їх

відносити до категорії Б.

З табл. 1.2 видно, що зі зміною розрахункової категорії відповідальності конструкції, відбувається збільшення коефіцієнту надійності на 5%, що призведе до значних змін вартості спорудження будівлі.

Дуже важливо правильно визначити клас наслідків будівлі й категорію відповідальності конструкцій або їх елементів, тому що на основі цих даних обирають відповідну конструктивну схему й закладають запас надійності, для забезпечення необхідної несучої здатності конструкцій та відповідної їх вартості без перевитрат матеріалів [6].

1.3 Вплив геологічних умов на розрахункову сейсмічність майданчика будівництва

У відповідності з ДБН В.1.1-12 нормативну інтенсивність сейсмічних впливів в балах макросейсмічної шкали для району будівництва приймають на основі переліку населених пунктів України (Додаток А [4]) і комплекту карт загального сейсмічного районування (ЗСР-2004) території України (Додаток Б [4]).

Комплект включає карти:

- карти ЗСР: А; В; С - для всієї території України у масштабі 1:2 500 000;
- детальні карти ЗСР: А0; А; В; С - для територій АР Крим та Одеської області у масштабі 1:1 000 000 (врізки до карт ЗСР-2004 території України).

При цьому зазначена на картах сейсмічна інтенсивність відноситься до ділянок із середніми за сейсмічними властивостями ґрунтами.

Комплект карт ЗСР-2004 території України складається з трьох карт:

- карта ЗСР - 2004 - А відповідає 10 %-ій ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей 1 раз на 500 років. Карту слід застосовувати при проектуванні будівель і споруд класу наслідків

(відповідальності) СС1 згідно з ДБН В.1.2-14 [5], а також класу наслідків (відповідальності) СС2 - для будівель заввишки до 73,5 м;

- карта ЗСР-2004-В відповідає 5 % ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 1000 років. Карту слід застосовувати при проектуванні будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС2 згідно з ДБН В.1.2-14 - для будівель заввишки від 73,5 м до 100 м, а так само об'єктів, які належать до потенційно небезпечних, але не ідентифікуються як об'єкти підвищеної небезпеки відповідно до Закону України «Про об'єкти підвищеної небезпеки» №2245-III від 18.01.2001 р. [7];

- карта ЗСР-2004-С відповідає 1 % ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 5000 років. Карту слід застосовувати при проектуванні будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС3 згідно з ДБН В.1.2-14 [5];

- детальна карта ЗСР-2004-А0 відповідає 39 % ймовірності перевищення нормативної сейсмічної протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 100 років. Відповідні карти слід застосовувати при проектуванні тільки в АР Крим та Одеській області для будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС1 згідно з ДБН В.1.2-14 і категорії складності І відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.2-16 [6].

Великий вплив на величину сейсмічного навантаження мають геологічні умови будівельного майданчика, тому що в процесі землетрусу будівля коливається сумісно з основою. Вплив основи на інтенсивність сейсмічних коливань будівлі, котра залежить не тільки від конструкції й динамічних характеристик, а й від геологічної будови основи й характеристик порід, що її складають, тому при розрахунках необхідно розглядати будівлю з урахуванням властивостей ґрунтової основи.

Так, наприклад, великий вплив на розрахунковий бал має рівень ґрунтових

вод, літологічний склад порід, однорідність, умови залягання ґрунтів, а також характер рельєфу (наявність крутих схилів також збільшує сейсмічний ефект) [8]. Як правило, на скельних ґрунтах сейсмічний ефект на один бал знижується, на пухких, особливо зволжених ґрунтах на 1 бал підвищується.

За відсутності карт сейсмічного мікрорайонування для об'єктів класу наслідків СС1, СС2 допускається спрощене визначення сейсмічності майданчика будівництва на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань згідно табл. 1.3.

Зменшення нормативної сейсмічності майданчика будівництва, зазначеної на картах ЗСР або затверджених картах СМР, за матеріалами загальних інженерно геологічних вишукувань із застосуванням табл. 1.3, не допускається.

Уточнення сейсмічності майданчиків будівництва, нормативна бальність яких визначається за картами ЗСР-2004-В та ЗСР-2004-С, а також майданчиків, розташованих поблизу меж зон зміни бальності, виконується обов'язково на основі спеціальних досліджень.

У випадку неоднорідного складу ґрунти майданчика будівництва відносяться до найбільш несприятливої категорії ґрунту за сейсмічними властивостями.

В табл. 1.3 показано як в залежності від виду ґрунту може змінюватися розрахунковий бал інтенсивності землетрусу. Швидкість поширення сейсмічних хвиль залежить від виду ґрунтової основи, нормативної сейсмічності майданчика будівництва та категорії ґрунту за сейсмічними властивостями.

На майданчиках сейсмічністю 9 балів з несприятливими ґрунтовими умовами, а також на ґрунтах IV категорії за сейсмічними властивостями, не допускається багатоповерхова житлова забудова, будівництво промислових підприємств і енергетичних об'єктів, не пов'язаних з обслуговуванням населення, яке проживає у даній місцевості, а також будівництво об'єктів з постійним або тимчасовим перебуванням у них 50 або більше осіб (школи, дитячі садки, лікарні, торгові центри, театри, кінотеатри тощо).

Таблиця 1.3 – Нормативна сейсмічність майданчика будівництва в залежності від категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями (табл. 5.1 [4])

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунти	Нормативна сейсмічність майданчика будівництва за сейсмічності району, бали				Швидкості поширення сейсмічних хвиль в ґрунті , V_s м/с
		6	7	8	9	
I	Скельні ґрунти усіх видів невивітрілі та слабовивітрілі; великоуламкові ґрунти щільні, маловологі з магматичних порід, які вміщують до 30 % піщано-глинистого заповнювача	5	6	7	8	$V_s > 800$
II	Скельні ґрунти вивітрілі і сильновивітрілі; великоуламкові ґрунти, за винятком віднесених до I категорії; піски гравіюваті, великі та середньої крупності, щільні та середньої щільності, мало вологі та вологі; піски дрібні і пилюваті, щільні і середньої щільності маловологі; пилювато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L < 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ – для глин і суглинків, та $e < 0,7$ – для супісків	6	7	8	9	$500 < V_s < 800$
III	Піски рихлі незалежно від ступеня вологості та крупності; піски гравіюваті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності; піски дрібні та пилюваті, щільні та середньої щільності, вологі та водонасичені; пилювато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L > 0,5$; пилювато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L < 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ – для глин і суглинків та $e < 0,7$ – для супісків	7	8	9	10	$200 < V_s < 500$
IV	Піски рихлі водонасичені, схильні до розрідження; насипні та гумусні ґрунти; пливуни, біогенні ґрунти та намули	За результатами спеціальних досліджень				$V_s < 200$

Розраховуючи існуючі об'єкти на ділянках зі складними та особливими умовами експлуатації, що призводять до значних нерівномірних деформацій основи і споруди (карст, підробка, вплив котловану тощо), слід враховувати їх

деформовані схеми. При цьому вертикальну складову сейсмічної дії необхідно враховувати в розрахунках несучих вертикальних конструкцій будівель і споруд жорсткої або комбінованої конструктивних схем за наявності значної нерівномірності деформативності ґрунтів основи.

1.4 Конструктивні вимоги забезпечення сейсмічної стійкості будівель

1.4.1 Конструктивні вимоги забезпечення сейсмічної стійкості споруджувальних будівель

Аналіз наслідків землетрусів дозволив виявити залежність між пошкодженнями будівель та їх конфігурацією в плані: чим складніше план, тим вище вірогідність порушення цілісності будівлі, розривів конструкцій та в'язей між ними [3]. Перш за все в місцях зміни напрямів стін. Пошкодження, в першу чергу, концентруються у внутрішніх та зовнішній кутах. Причин виникнення подібних ефектів багато. Це може бути закручування будівлі, викликане неспівпаданням центів мас і жорсткостей, або крутильних коливальних процесів у ґрунті основи, виникненням пошкоджень у конструкціях та їх в'язях внаслідок нерівномірних осідань ґрунту основи та розвиток тривалих процесів усадки та повзучості матеріалів і т.д.

Сейсмостійкість будівель і споруд забезпечується двома шляхами: зниженням сейсмічних навантажень і необхідної міцності конструкції. Це досягається при дотриманні загальних вимог при проектуванні сейсмічно стійких будівель і споруд.

Об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі повинне задовольняти вимогам розділів 5 та 7 [4] та при проектуванні несучих конструкцій будівлі із залізобетону повинні виконуватись вимоги норм ДБН В 2.6-98 [9] і ДСТУ Б В.2.6-156 [10]:

- необхідно приймати об'ємно-планувальні та конструктивні рішення такими, що забезпечують, як правило, симетричність і регулярність у плані та по

висоті будівлі мас, жорсткостей та навантажень на перекриття;

- підходити до вибору будівельного майданчика (за даними мікрорайонування) з мінімальним ризиком виникнення резонансних явищ при землетрусах, що майже не можливо в умовах щільної міської забудови;

- конфігурацію будівлі і розташування вертикальних несучих елементів приймати такими, щоб перші дві форми коливань були поступальними (не крутильними);

- застосовувати матеріали, конструкції та конструктивні схеми, що забезпечують найменші значення сейсмічних навантажень (легкі матеріали, сейсмоізоляцію, та інші системи динамічного регулювання сейсмічного навантаження);

- створювати можливість розвинення у певних елементах конструкцій допустимих непружних деформацій;

- виконувати розрахунки конструкцій будівель і споруд з урахуванням нелінійного деформування конструкцій;

- передбачати конструктивні заходи, що забезпечують стійкість і геометричну незмінність конструкцій при розвиненні в елементах і з'єднаннях між ними не пружних деформацій, а також таких, що виключають можливість їх крихкого руйнування:

- забезпечувати раціональне розміщення інженерного обладнання з урахування його впливу на рівень сейсмічного навантаження.

Поверховість (висота) будівель не повинна перевищувати значень, вказаних у табл. 1.4. Висота дошкільних дитячих закладів не повинна перевищувати двох поверхів, шкільних закладів і лікарень – трьох поверхів. Хірургічні та реанімаційні відділення в лікарнях слід розміщувати на нижніх двох поверхах. Тому що такі будівлі мають найбільший клас відповідальності і, в разі виникнення землетрусу, повинні функціонувати аби надати першу допомогу потерпілим.

Довжина секцій всіх типів будівель, крім дерев'яних та зі стінами з ніздрюватих бетонних блоків, не повинна перевищувати за нормативної

сейсмічності 7 і 8 балів – 80 м, 9 балів – 60 м, дерев'яних та зі стінами з ніздрюватого бетону – відповідно, 40 м і 30 м.

Довжина секцій будівель зі сталевим каркасом за нормативної сейсмічності 7, 8 і 9 балів не повинна перевищувати 150 м. При цьому довжина секцій всіх типів будівель зі сталевим каркасом повинна відповідати вимогам норм для несейсмічного будівництва.

Висота поверху багатопверхових житлових і громадських будівель приймається не більше 4 м.

Під першим поверхом в даних нормах мається на увазі об'єм, обмежений перекриттям, що лежить вище позначки заземлення будівлі в ґрунті. У кількості поверхів враховується також неповний поверх (машинні відділення ліфтових шахт тощо) у випадках, якщо його маса становить понад 30 % нижче розташованого ярусу.

Будівлі повинні мати правильну форму в плані. Суміжні ділянки будівлі вище або нижче планувальної позначки не повинні мати перепадати по висоті понад 5 м. Будівлі слід розділяти антисейсмічними швами на відсіки. Якщо сходові клітки та ліфтові шахти каркасних будівель із заповненням, яке включається в роботу каркасу, необхідно влаштовувати у вигляді ядер жорсткості, що сприймають сейсмічне навантаження або у вигляді вбудованих конструкцій з поверховою розрізкою, які не впливають на жорсткість каркаса. Для будівель заввишки до п'яти поверхів за розрахунковою сейсмічністю 7 і 8 балів сходові клітки і ліфтові шахти допускається влаштовувати в межах плану будівлі у вигляді конструкцій, відокремлених від каркаса будівлі. В інших випадках необхідно забезпечити стійкість і роздільну роботу таких конструкцій.

Глибину закладання фундаментів рекомендують збільшувати шляхом улаштування підвальних поверхів.

Для будівель вище 12 поверхів обов'язкове влаштування підвалу під усією будівлею. Зі світового досвіду наслідків землетрусів, відомо, що каркасні будівлі найбільше сейсмічно стійкі.

Таблиця 1.4 – Поверховість житлових і громадських будівель в залежності від сейсмічності будівельного майданчика (табл. 1.7 [4])

Ч.ч.	Несучі конструкції будівлі	Кількість надземних поверхів при розрахунковій сейсмічності будівельного майданчика, балів			
		6	7	8	9
1	Сталевий каркас	нс	нс	16	12
2	Залізобетонний каркас: -в'язевий або рамно-в'язевий із вертикальними залізобетонними діафрагмами, в'язями або ядрами жорсткості	нс	16	12	9
	- рамний із діафрагмами зі штучної кладки	нс	9	7	5
	- рамний без діафрагм	12	7	5	3
	-безригельний із залізобетонними діафрагмами ядрами жорсткості	16	12	9	7
	- безригельний без діафрагм	7	4	3	2
3	Стіни з монолітного залізобетону	нс	24	20	12
4	Стіни великопанельні залізобетонні	нс	20	16	10
5	Каркасно-кам'яні	нс	10	7	5
6	Стіни з великих бетонних або віброцегляних блоків: - дворядної розрізки, з'єднаних між собою за допомогою закладних деталей або арматурних випусків	9	5	4	2
	- дворядної розрізки, посилені суцільним вертикальним армуванням	нс	9	7	4
7	Стіни комплексної конструкції з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	12	5	4	3
8	Стіни з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	9	4	3	2
9	Стіни комплексної конструкції з використанням стінових дрібних блоків з ніздрюватих бетонів	4	2	2	1
10	Стіни дерев'яні щитові, рубані, брущаті	нс	3	2	1

Примітка: позначення "нс" в таблиці 1.4 вказує на те, що будівлі проектується за вимогами, як для несейсмічних районів.

У багатоповерхових каркасних будівлях системою, що сприймає горизонтальне сейсмічне навантаження, може слугувати просторовий каркас із жорсткими рамними вузлами, просторовий каркас із жорсткими рамними

вузлами із заповненням, яке приймає участь у сприйнятті сейсмічного навантаження, каркас із вертикальними в'язями, діафрагмами або ядрами жорсткості, без ригельний каркас.

У поздовжньому напрямку каркаси можуть виконуватись із встановленням в'язей поміж стійками. Жорсткість покриття забезпечується встановленням горизонтальних і вертикальних в'язей між фермами і ригелями, надійним закріпленням плит покриття і профільованого настилу до прогінних конструкцій.

Діафрагми, в'язі та ядра жорсткості, які сприймають горизонтальне навантаження, повинні бути суцільними за всією висотою будівлі та розташовуватись в обох напрямках рівномірно та симетрично відносно її центра ваги. Максимальна відстань між діафрагмами, як правило, не повинна перевищувати 12 м.

У місцях перетину поперечних стін із поздовжніми стінами повинні влаштовуватись антисейсмічні шви на всю висоту будівлі.

Заповнення, яке приймає участь у роботі каркаса, розраховується і конструюється, як діафрагма жорсткості. Не несучі заповнення відокремлюється від елементів каркаса антисейсмічними швам.

1.4.2 Вимоги щодо забезпечення сейсмічної стійкості будівель, що підлягають реконструкції

Проектування та будівництво сейсмостійких будівель та споруд обов'язкове при освоєнні нових територій, де є ризик виникнення землетрусу. Проте, велика кількість об'єктів житлового фонду в сейсмонебезпечних регіонах не відповідають діючим нормативам будівництва та вимогам безпеки у зв'язку зі збільшенням розрахункової сейсмічності та фізичним зносом.

Згідно з ДБН В.1.1-12 [4] вимоги відновлення, підсилення та реконструкції поширюються на будівлі:

- а) які отримали пошкодження під час землетрусу;
- б) збудовані без відповідних антисейсмічних заходів або при їх

недостатності, а також у випадках зміни розрахункової сейсмічності території;

в) які реконструюються.

Відновлення, підсилення та реконструкція будівель або споруд виконується:

а) для переобладнання з метою часткової або повної зміни об'ємно-планувального рішення або функціонального призначення;

б) для підвищення сейсмостійкості або приведення у відповідність до вимог діючих норм;

в) при підвищенні експлуатаційних навантажень на несучі елементи будівлі або споруди;

г) при закінченні нормативного терміну експлуатації.

При виборі способів підсилення не сейсмостійких будівель необхідно керуватися загальними принципами проектування споруд для сейсмічних районів, викладених у [4]. Елементи будівлі з недостатньою несучою здатністю виявляються за розрахунками.

Відновлення, підсилення та реконструкція несучих конструкцій може мати наступні рівні:

- відновлення стану конструкцій до рівня, який передував пошкодженню;
- підвищення сейсмостійкості до рівня вище початкового;
- підсилення несучих конструкцій до рівня, відповідного вимогам чинних будівельних норм.

Рівень відновлення, підсилення та реконструкції призначається замовником залежно від відповідальності будівлі та її функціонального призначення, а також на підставі результатів обстеження і вказується в завданні на проектування.

Проект підвищення сейсмостійкості будівель і споруд слід розробляти на основі проектної документації та матеріалів детального натурного обстеження ґрунтової основи та конструктивних елементів будівлі.

Визначення несучої здатності конструкцій повинно здійснюватися за

результатами їх обстеження та оцінки технічного стану шляхом виконання розрахунку будівлі на розрахункову сейсмічну дію з урахуванням даних інструментальних вимірів фактичної міцності матеріалів конструкції. При цьому розрахункове значення міцності матеріалів повинно визначатися на основі статистичного аналізу "розкиду" їх величин в межах поверху будівлі, як мінімальне значення в інтервалі нормального розподілу із забезпеченістю 0,95 [5, 11, 12]. Узагальнення найбільш поширених способів відновлення, підсилення та реконструкції існуючих будівель наведено в табл. 1.5.

Підсилення конструкцій повинно призначатися на основі оцінки несучої здатності головних конструктивних елементів, відповідальних за загальну стійкість будівлі або споруди.

При оцінці несучої здатності конструкцій слід враховувати:

- просторову роботу будівлі;
- дійсну роботу вузлів сполучення елементів конструкцій, у тому числі каркасу та стінового заповнення;
- перерозподіл зусиль в елементах конструкцій за рахунок розвитку пластичних деформацій, в тому числі тріщиноутворення;
- відповідність конструктивної та розрахункової схем;
- спільну роботу елементів каркаса та перекриття;
- податливість ґрунтової основи.

При реконструкції існуючих будівель, особливо у випадках прибудов і надбудов, прийняті технічні рішення повинні забезпечувати сейсмостійкість усієї будівлі в цілому.

1.5 Методи підвищення сейсмостійкості будівель

При проектуванні будинків і споруд, призначених для будівництва в сейсмічних районах, їх сейсмостійкість традиційно забезпечується шляхом підвищення несучої здатності конструкцій за рахунок збільшення розмірів

несучих елементів і міцності матеріалів, а також ряду конструктивних заходів. Все це вимагає значних додаткових витрат будівельних матеріалів і засобів.

Таблиця 1.5 – Способи відновлення, підсилення та реконструкції існуючих будівель

Тип к-цій	Спосіб реконструкції			
	Відновлення	Підсилення	Підвищення сейсмостійкості до нормативного рівня	Заміна, демонтаж
Основа	Ін'єктування	Ін'єктування	Додаткове ущільнення. Водозниження	-
Фундаменти	Ін'єктування. Улаштування гідроізоляції.	Улаштування обойм для розвантажувальних конструкцій	Влаштування обойм для розвантажувальних конструкцій. Зміна розрахункової схеми	Розширення підосви фундаментів
Стіни та каркаси	Ін'єктування. Нанесення армооболонок, штукатурок	Покращення регулярності розподілу жорсткості. Підсилення стін (оболонки, шпонки, скобки, стяжки), рам (обойми). Підсилення в'язів між стінами.	Покращення регулярності розподілу жорсткості. Підсилення вертикальних в'язей жорсткості. Вертикальний натяг. Влаштування ядер жорсткості та розвантажувальних поясів. Зміна конструктивної схеми.	Демонтаж верхніх поверхів
Перекрыття	Ін'єктування	Улаштування армованих стяжок. Збільшення перерізу конструкцій.	Збільшення жорсткості перекрыття та анкерування їх у поясах стін. Тяжі, зтяжки, шпренгелі. Зміна конструктивної схеми.	Заміна перекрыття
Покрівля	Відновлення окремих елементів	Збільшення перерізу конструкцій.	Зміна конструктивної схеми	Заміна елементів конструкцій

Збільшення розмірів конструкцій або міцності матеріалів призводить до збільшення жорсткості і ваги будівлі, що, в свою чергу, викликає зростання

інерційного (динамічного) навантаження. У зв'язку з цим сформувався напрямок в будівництві по підвищенню і забезпеченню сейсмостійкості будівель, названий активним способом сейсмічного захисту (має додаткове джерело енергії). Цей спосіб передбачає зниження величини інерційних сейсмічних навантажень на будівлі за рахунок регулювання їх динамічних характеристик під час коливального процесу (на основі експериментальних досліджень), що дозволяє управляти механізмом деформування будівлі при землетрусах. Регулювання динамічних параметрів здійснюється для того, щоб уникнути резонансного збільшення амплітуд коливань або, принаймні, знизити резонансні ефекти. Це досягається відповідним вибором динамічної жорсткості і частот (періодів) власних коливань будівлі.

На даний час існують традиційні та спеціальні методи підвищення сейсмостійкості будівель.

Традиційні методи сейсмічного захисту будівель набули широкого поширення в різних країнах, схильних до сейсмічної небезпеки, і є загальновизнаними. Для підвищення сейсмостійкості будівель та споруд, як правило, використовують наступні технічні заходи [13-19]:

а) зміна об'ємно-планувальних рішень шляхом поділу будівель складних конструктивних схем на відсіки простої форми антисейсмічними швами, розбирання верхніх поверхів будівлі, влаштування додаткових елементів жорсткості для забезпечення симетричного розташування жорсткості у межах відсіку та зменшення відстані між ними;

б) підсилення стін, рам, вертикальних в'язів для забезпечення сприйняття зусиль від статичних і розрахункових сейсмічних дій;

в) збільшення жорсткості дисків перекриття та надійності з'єднання їх елементів, улаштування або підсилення антисейсмічних поясів;

г) забезпечення надійних в'язів між стінами різних напрямків, між стінами та перекриттями;

д) підсилення елементів з'єднання збірних конструкцій стін;

е) посилення конструктивної схеми будівлі, в тому числі шляхом введення системи додаткових конструктивних елементів;

ж) зменшення сейсмічних навантажень, у тому числі шляхом зниження маси будівлі;

з) використання гасників коливань, сейсмоізоляції та інших методів регулювання сейсмічної реакції;

і) зміну функціонального призначення (зниження рівня відповідальності).

За останнє десятиріччя в країнах, схильних до сейсмічної небезпеки (Японія, США, Нова Зеландія, країни СНД та інші) запропоновані десятки різних технічних рішень спеціальної сейсмічного захисту будівель і інженерних споруд, багато з яких реалізовані на практиці.

До технічних рішень спеціальної сейсмічного захисту будівель відносяться пасивні або активні системи сейсмічного захисту будівель [20-25].

Пасивні системи сейсмоізоляції, в свою чергу, поділяються на дві групи:

- адаптивні (системи сейсмогасіння) – динамічні гасителі коливань та системи демпфування, в яких механічна енергія перетворюється в інші види енергії, що призводить до перерозподілу механічної енергії від захисної конструкції до гасителя.

- стаціонарні (системи сейсмоізоляції) – використовуються для зниження механічної енергії шляхом відведення частот коливання споруди від переважаючих частот сейсмічного впливу. Це досягається шляхом уведення певного ізолюючого шару поміж будівлею і основою.

До активного сейсмосахисту відносяться:

- системи сейсмоізолюючих поясів, що ковзають;
- системи в'язів, що вимикаються;
- кінематичні опори;
- конструктивні системи з підвищеними дисипативними властивостями.

Загальна класифікація систем сейсмічного захисту наведена у [20].

Значний ефект гасіння коливань можна досягти шляхом використання

спеціальних поглиначів енергії (демпферів), що володіють підвищеними дисипативними властивостями. Розсіювання енергії в них відбувається за рахунок роботи сил деформування, сухого або в'язкого тертя.

Свинцеві демпфери – системи ізоляції фундаменту, базові ізолятори або також відомі як сейсмичні ізолятори складаються з багат шарового каучукового та сталевих підшипника зі сталевими фланцевими пластинами для кріплення до конструкції.

Гума в ізоляторі виконує роль пружини. Він дуже м'який з боків, але дуже жорсткий по вертикалі. Висока вертикальна жорсткість досягається завдяки наявності тонких шарів гуми, посилені сталевими прокладками. Ці дві характеристики дозволяють ізолятору рухатися в бік із відносно низькою жорсткістю, але несуть значне осьове навантаження завдяки високій вертикальній жорсткості. Свинцевий сердечник забезпечує демпфування, пластично деформуючись, коли ізолятор рухається збоку під час землетрусу.

Демпфери в'язкого тертя, в поєднанні з гнучкими опорними елементами забезпечують високу сейсмостійкість споруди.

Демпфери сухого тертя найбільш зручні з точки зору практичної реалізації. Для створення демпферів сухого тертя найчастіше пропонується використовувати виконані з різних матеріалів, що труться пари: метал по металу, бетон по бетону, полімерні прокладки різного типу по металу або одне за одним. Для створення необхідних сил тертя потрібно забезпечити або високий коефіцієнт сухого тертя, або значне обтиснення пар, що труться. Ідея принципу полягає в цілеспрямованому проектуванні ослаблених елементів споруди, які будуть в першу чергу пошкоджуватися при землетрусах. Пошкодження зазначених елементів має забезпечити збереження основних несучих конструкцій споруди в цілому і ефективність ремонтно-відновлювальних робіт.

Використання вищезазначених систем є ефективним способом зменшення амплітуди коливання будівель при землетрусі, різноманітних вібраційних динамічних та вітрових навантаженнях. Системи дають можливість здійснювати

сейсмічний захист будівель без підвищення жорсткості конструкції та площі поперечного перерізу. Проектування кожної системи інерційного демпфування індивідуальне для кожної будівлі, що безсумнівно, є суттєвим недоліком та обмежує масове їх застосування.

Розглянуті системи сейсмосахисту характеризуються великою різноманітністю конструктивних рішень, кожне з яких має свої переваги та недоліки. Практично жоден із розглянутих способів сейсмосахисту в чистому вигляді не застосовується. Більш раціональним є сумісне застосування різних систем, що дозволяє поєднувати їх переваги та зменшити недоліки, властиві окремо кожній із систем.

1.5.1 Підвищення сейсмостійкості будівель влаштуванням монолітних залізобетонних діафрагм

Діафрагми зводяться в тому випадку, коли розрахунок з урахуванням сейсміки на дію фактичних навантажень показав недостатню міцність раніше встановлених устоїв, колон, діафрагм та їх кріплень до колон. При цьому в будівлі повинні бути місця, що дозволяють влаштовувати діафрагми на всю висоту будівлі, розташовуючи їх симетрично відносно осі, що проходить через центр ваги будівлі.

Діафрагми не повинні знижувати експлуатаційні якості будівлі. В іншому випадку каркас посилюється за допомогою сталевих в'язей.

Діафрагми встановлюються по осях колон. Колони, що примикають до діафрагм, посилюються або обоймами з кутиків, або залізобетонними обоймами. При обоймах з кутиків сталеві перемички обойм зварюються із закладними деталями діафрагми.

При залізобетонних обоймах зв'язок діафрагми з колонами здійснюється шляхом закладки горизонтальних стрижнів в залізобетонну обойму на довжину не менше 40 см. При цьому бетонування обойми проводиться одночасно з

бетонуванням діафрагми.

Діафрагми поперечного напрямку з'єднуються з вище розташованих ригелями за допомогою дюбелів або цангових болтів, що вставляються в отвори, просвердлені в нижній грані ригеля. Ці дюбелі або болти з'єднуються із закладними деталями у вигляді поздовжніх кутиків, розташованих поверху діафрагми. З нижче розташованими ригелями поперечні діафрагми з'єднуються шляхом приварки вертикальних стрижнів до кутиків, встановлюваним поперек ригеля після розчищення в цих місцях долівки. Кутики з'єднуються з ригелем за допомогою дюбелів або цангових болтів аналогічно верхнім з'єднанням, або шляхом влаштування в ригелі глухих отворів з установкою в них стрижнів, зварених з кутиками, і подальшим зачekanенням.

Діафрагми поздовжнього напрямку з'єднуються з вище і нижче розташованими міжколонними плитами шляхом пропуску вертикальних стрижнів в отвори, пробиті в плитах через поздовжні порожнечі. Якщо діафрагма проходить приблизно над порожнечею плити, отвори для вертикальний стрижнів пробиваються через сусідні порожнечі. У місцях примикання до плити діафрагми повинні мати відповідні уширення для розміщення цих стрижнів (рис. 1.5).

Аналогічні монолітні діафрагми встановлюються і в існуючих будинках, що підсилюються для районів з сейсмічністю в 8 балів.

Умови застосування діафрагм аналогічні звичайним умовам застосування діафрагм в каркасних будівлях із збірних та монолітних залізобетонних конструкцій. Як поперечні, так і поздовжні діафрагми розраховуються на сейсміку як складова частина каркасу [24].

Для підвищення розрахункової сейсмічності будівель із в'язевим каркасом в якості додаткових елементів жорсткості, поряд з монолітними діафрагмами, можуть бути використані вертикальні сталеві в'язі.

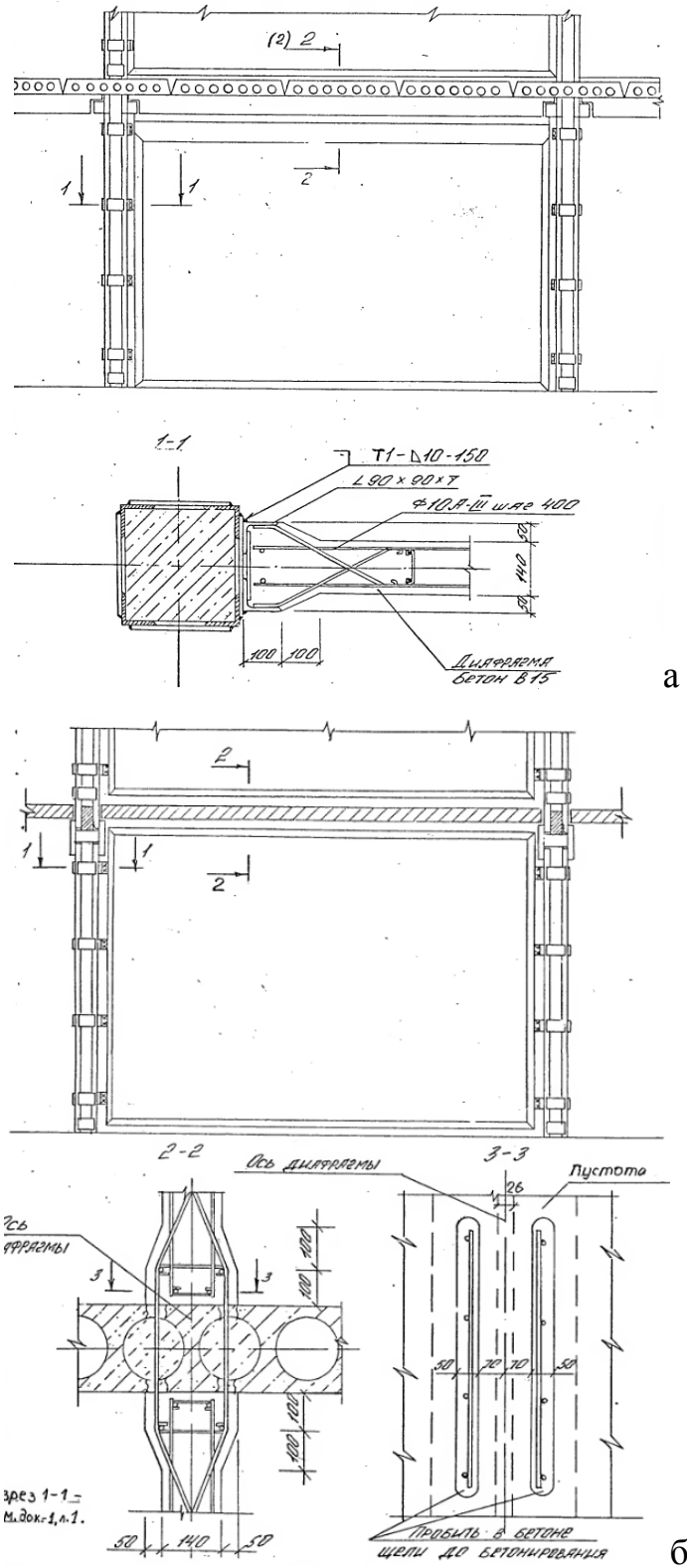


Рисунок 1.5 – Підсилення каркасу будівлі монолітними діафрагмами при підвищенні сейсмостійкості будівлі [24]:

а - в поперечному напрямку; б - в поздовжньому напрямку

1.5.2 Підвищення сейсмостійкості будівель влаштуванням додаткових вертикальних сталевих в'язей

Застосування додаткових вертикальних сталевих в'язей для підсилення каркасу може бути використано при порівняно невеликому збільшенні горизонтального сейсмічного навантаження і складності установки в будівлі додаткових залізобетонних діафрагм.

Вертикальні стояки жорсткості у вигляді сталевих в'язей що сприймають горизонтальне навантаження, повинні бути безперервними по всій висоті будівлі та розташовуватись симетрично щодо центра ваги будівлі

При використанні додаткових сталевих в'язей необхідне посилення в'язевих колон і в ряді випадків – посилення фундаментів цих колон.

Додаткові сталеві в'язі встановлюються між суміжними колонами поздовжнього, або поперечного ряду на всіх поверхах. В'язі можуть бути порталного або трикутного обрисів (рис. 1.6) залежно від висоти поверху і прольоту.

В'язі являють собою двогілкову конструкцію з кутиків, гілки якої рознесені на ширину перерізу колони і з'єднані між собою сталевими балками коробчастого і двотаврового перерізу. Аналіз конструктивних особливостей сталевих елементів балок при зварюванні та особливості розрахунку зварних сталевих балок коробчастого і двотаврового перерізу наведено в роботах [25, 26, 27].

Кріплення в'язей здійснюється приваркою їх через фасонки до колони. Колона посилюється обіймою з 4-х кутиків (по кутах), з'єднаних планками. У нижній (на плиті перекриття) і верхньої (в рівні низу консолей) зонах посилення замість сталевих з'єднувальних планок в напрямку установки в'язей приварюються фасонки із сталевого листа, до яких кріпляться гілки вертикальних зв'язків. Для з'єднання верхньої і нижньої зон посилення колони фасонки цих зон з'єднуються між собою кутиками пропущеними через пробиті в

торцевих ділянках пустотних плит (або в полиці сантехнічної плити) отвори (рис. 1.7).

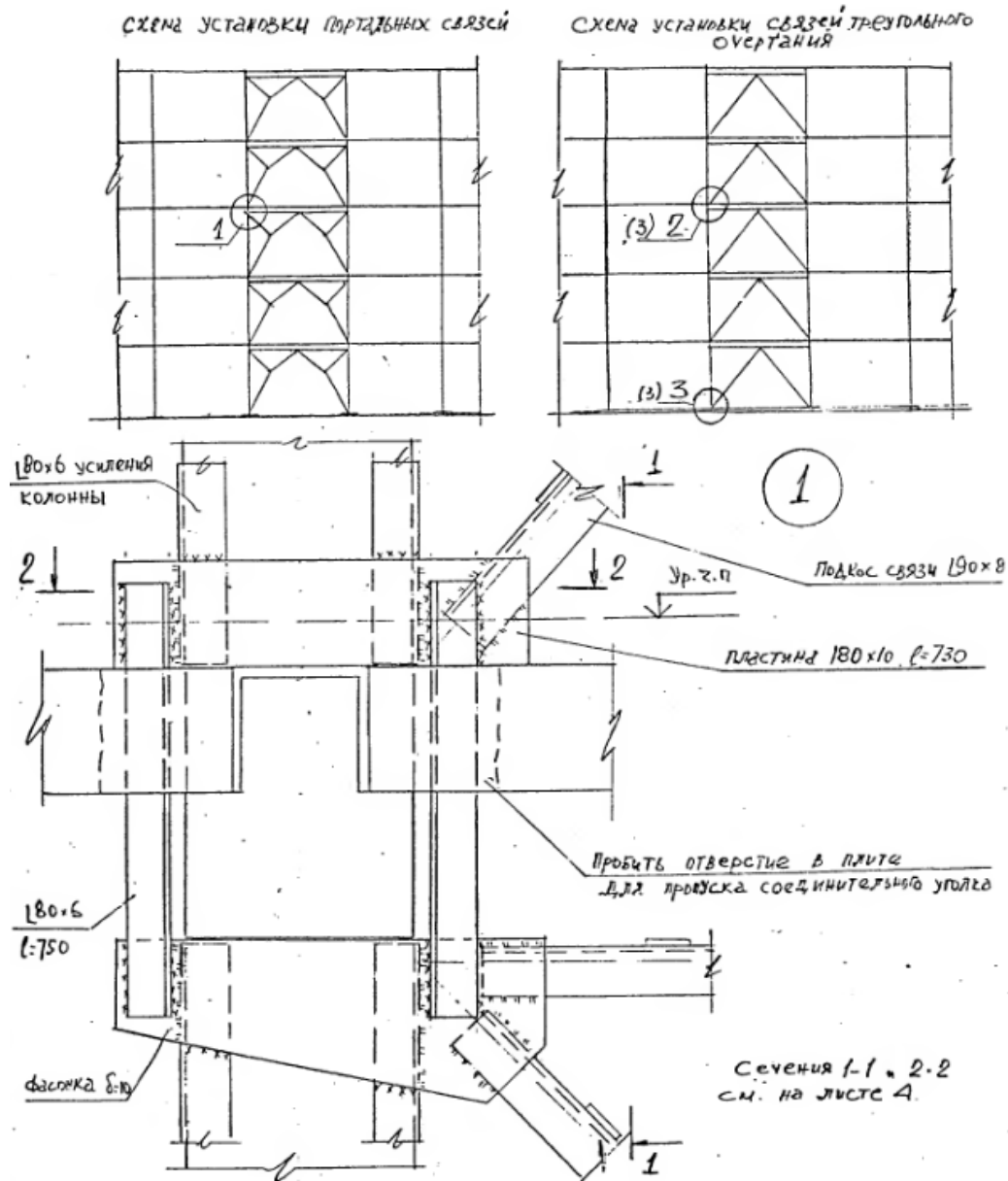


Рисунок 1.6 – Влаштування сталевих вертикальних в'язей при підвищенні сейсмостійкості будівлі [24]

У в'язях нижніх поверхів передача зусиль може бути здійснена безпосередньо на фундамент колони через опорну пластину, встановлену на обрізі фундаменту і прикріплену до фундаменту за допомогою анкерів,

пропущених в отвори, попередньо розсвердлений у фундаменті на довжину анкерування, і замуrowаних у них розчином на основі епоксидних клеїв, або цангових болтів.

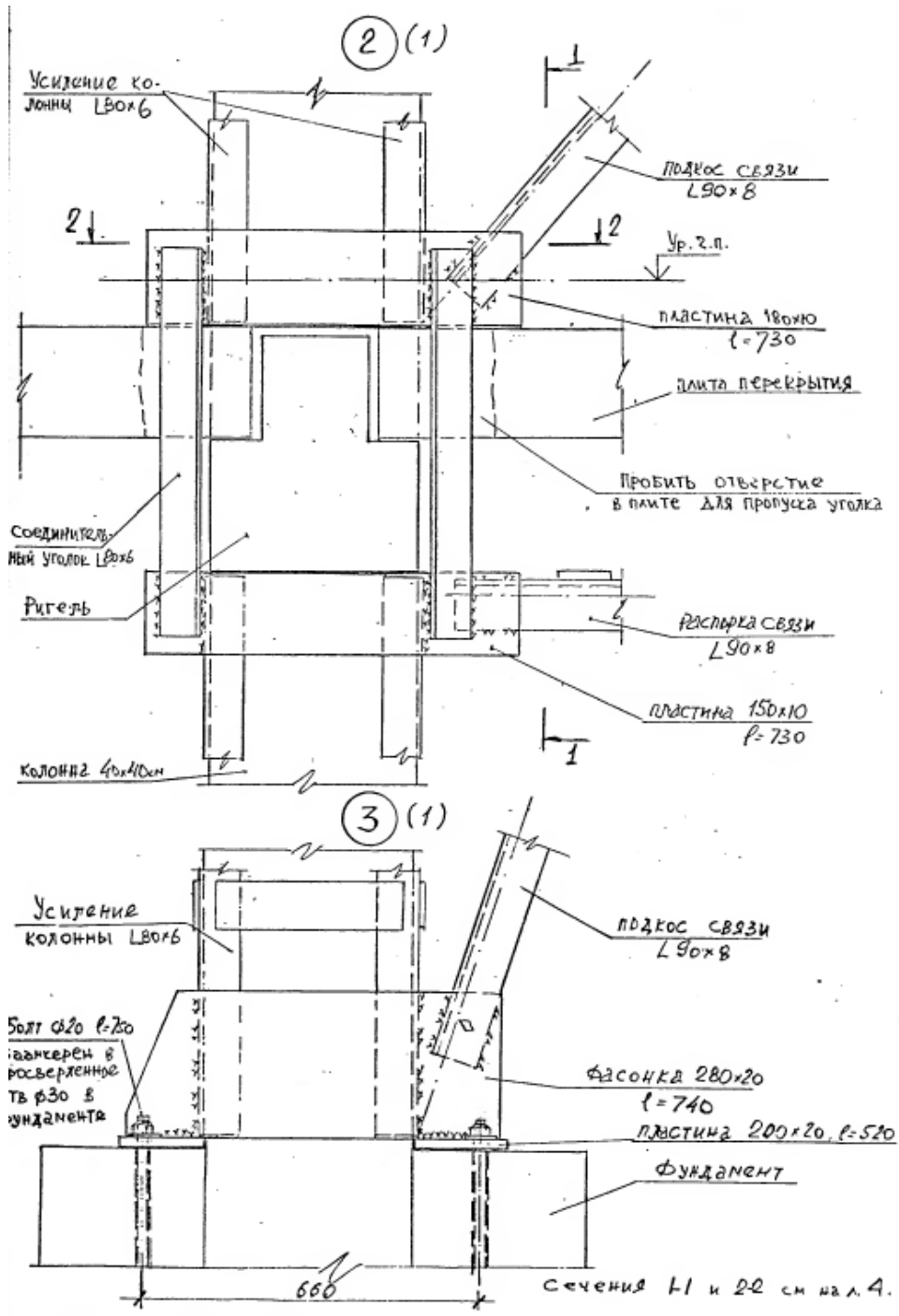


Рисунок 1.7 – Вузлы кріплення сталевих вертикальних в'язей при підвищенні сейсмостійкості будівлі [24]

1.6 Огляд сучасних методів розрахунку сейсмостійкості будівель

В даний час сейсмостійке проектування будівель засноване на силовому розрахунку та урахування землетрусу статичними еквівалентними силами, які розраховуються шляхом використання пружних спектрів реакцій (лінійно-спектральний метод), що пов'язують закон руху ґрунту з абсолютним прискоренням моделі у вигляді нелінійного осцилятора [28].

Загальноприйнятий розрахунок будівель на сейсмостійкість заснований на зіставленні зусиль (або напружень), що викликаються зовнішнім навантаженням, з гранично допустимими величинами внутрішніх сил (або напружень), які можуть бути сприйняті у відповідних перерізах конструкцій. Залежно від того, чи розглядається тільки пружна робота матеріалу або враховуються також і його пластичні деформації, змінюються значення гранично допустимих внутрішніх зусиль в перерізах конструкцій.

Розрахунок конструкцій з урахуванням пластичної і нелінійної поведінки і навіть з урахуванням руйнування окремих елементів конструкцій будівлі вимагає використання більш складних механіко-математичних моделей і теорій.

Необхідно враховувати і перерозподіл зусиль по конструкції, пов'язаних з появою в ній зон пластичних деформацій. Однак у всіх випадках критерієм для оцінки несучої здатності конструкції є принцип зіставлення зовнішніх і внутрішніх зусиль.

Чинні будівельні норми [4] вимагають виконувати розрахунки споруд на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічного впливу із використанням:

- спектрального методу (СМ);
- прямого динамічного методу (ПДМ) із застосуванням інструментальних записів прискорень ґрунту при землетрусах або набору синтезованих акселерограм;
- нелінійного статичного розрахунку (НСР), що застосовується за необхід-

ності врахування нелінійної реакції конструкцій або в якості альтернативи нелінійному динамічному розрахунку.

При спектральному методі, визначаючи розрахункові значення горизонтальних сейсмічних навантажень при ширині будівлі B , яка в три і більше разів менша від двох інших її розмірів (H і L) допускається приймати розрахункову схему у вигляді багатомасової пружно-деформованої перехресної системи із зосередженими у вузлах масами, розташованими на рівні перекриття (рис. 1.9, а) але як правило, рекомендується використовувати просторові розрахункові динамічні моделі (РДМ) із зосередженими у вузлах масами (рис. 1.9 б).

На різних етапах у створенні лінійно-спектральної теорії розрахунку на сейсмічні впливи взяли участь вчені з різних країн світу. Слід зазначити роботи Дж. Л. Альфорда (J. L. Alford) [29], Дж. А. Блюма (J. A. Blume) [30], Г. Дж. Ал-Сулаймані (G. J. Al-Sulaimani) [31], Х. Беньюффа (H. Benioff) [32], Н. М. Ньюмарка (N. M. Newmark) [33, 34] і Дж. Ф. Халла (J. F. Hall) [33], Р. В. Клафа (R. W. Clough) [35, 36] і Дж. Пензена (J. Penzien) [36], Б. Мохраза (B. Mohraz) [37] та інших.

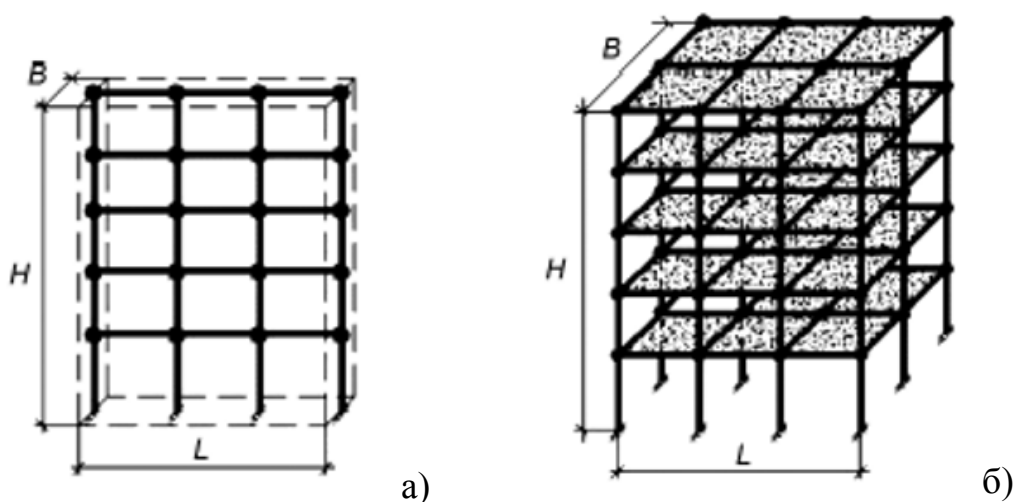


Рисунок 1.9 – Розрахункові моделі будівель:

а – багатомасова перехресна система; б – просторова динамічна модель

На створення і розвиток різних аспектів теорії сейсмостійкості споруд за останні століття працювали багато вітчизняних та зарубіжних вчених в галузі будівництва, механіки та інженерної сейсмології. У їх числі Н. Ньюмарк [33, 34], Я. М. Айзенберг [38, 39], А. А. Амосов [40, 41], С. Б. Синіцин [41], О. В. Кендзера [42, 43], В. В. Кулябко [44, 45], А. Н. Бірбраєв [46], С. О. Слободянюк [47, 48], В. А. Амбарцумян [49], В. В. Болотін [50, 51], І. І. Гольденблат [52], О. С. Городецький [53], Н. А. Ніколаєнко, С. В. Поляков [14, 17], Ю. І. Немчинов [54, 57], М. Г. Мар'єнков [54, 57, 58], К. Н. Бабік [54], С. В. Медведєв, С. С. Дарбинян, А. М. Уздін [55], К. В. Єгупов [56, 59, 60], Г. Н. Карцівадзе [61], І. Л. Корчинський [62], М. А. Марджанішвілі, Ш. Г. Напетварідзе [63], А. Г. Назаров, В. А. Ржевський, Е. Е. Хачіян [64], Дж. Блум [30], А. К. Чопра [65-68] та інші.

При прямих динамічних розрахунках будівель і споруд значення сейсмічних навантажень, переміщень і деформацій конструкцій необхідно визначати з урахуванням особливостей нелінійного деформування конструкцій і ґрунту основи, що є складною інженерною задачею.

З бурхливим розвитком інформаційних технологій, ЕОМ і чисельних методів вирішення задач будівельної механіки виникла можливість аналізувати і моделювати складні змінні в часі процеси, що відбуваються в конструкціях будівлі протягом життєвого циклу [69-74]. При цьому існує практично необмежена можливість моделювання цих процесів. Одним з аналізів в СЕ-моделюванні є порівняно новий прямий динамічний аналіз (розрахунок), в якому використовується пряме інтегрування рівнянь руху без будь-яких перетворень рівнянь. Приклад застосування цього способу для розрахунку системи з двома ступенями свободи наведено в підручнику [75].

Для чисельного інтегрування рівнянь руху можуть бути використані і інші прямі методи, зокрема, метод Ньюмарка, який отримав широке застосування в динамічних розрахунках [76 -79].

Поряд з описаними вище підходами до розрахунку споруд на вплив

акселерограм, може бути використаний і більш загальний підхід, заснований на застосуванні МСЕ до завдань розрахунку споруд на сейсмічні впливи [80].

Застосування методу скінченних елементів у сейсмічних розрахунках і подальшому його розвитку присвячені роботи О. С. Городецького [75, 80 - 83], М. С. Барабаш [82, 83, 84], Ю. І. Немчинова [54, 57], М.Г. Мар'єнкова [54, 57, 58], К. В. Єгупова [56, 59, 60, 88, 90-94], Ю. В. Гензерського [75], К. М. Бабіка [54], О. В. Кендзери [42, 43], А. В. Банаха [95], В. А. Банаха [96], Я. В. Башинського [28], В. А. Амбарцумяна [49], В. В. Болотіна [50, 51] та інших.

Розвитку формування розрахункових моделей, розрахунку конструкцій будівель і споруд, дослідженню несучої здатності будівельних конструкцій при сейсмічних впливах присвячені роботи Ю. І. Немчинова [54, 57], М. Г. Мар'єнкова [54, 57, 58], В. С. Дорофєєва [85 - 93], В. В. Кулябка [44, 45], К. В. Єгупова [90-94], К. М. Бабіка [54], О. В. Кендзери, М. С. Барабаш [82, 83, 84], В. К. Єгупова [92, 94], І. В. Шеховцова, А. М. Бамбури, С. В. Петраш, М. В. Савицького, А. В. Банаха [95], В. А. Банаха [96], С. М. Карпенка [97], Є. В. Кліменка, Т. Н. Азізова, О. І. Лапенка та інші.

Багато будівель, побудованих в Україні, мають асиметричні плани поверхів і асиметричний фасад по висоті. Загалом, ці зміни в нормативних документах із забезпечення сейсмічної стійкості будівель називаються нерегулярностями, які впливають на здатність конструкцій розсіювати енергію, що генерується в результаті землетрусів. Аналіз публікацій українських та зарубіжних вчених показав, що вивчення впливу нерегулярності конструктивної схеми в плані та по висоті будівель на сейсмічну поведінку зустрічається рідко.

Дослідженнями впливу нерегулярності конструктивних схем на сейсмічну стійкість будівель присвячені роботи вчених О. В. Мурашко, В. С. Дорофєєва [85], О. С. Губанова, І. Бенрадї (I. Benradi), С. Чінтанакдї (С. Chintanapakdee) [65], А. К. Чопра (А. К. Chopra) [65-68], К. Трюнга (К. Le-Trung) [74].

Ці вчені вивчали поведінку будівель з симетричною (регулярною) структурою, вводючи по висоті будівлі різні розподіли маси, жорсткості та

міцності, так звані вертикальні нерівності. Дослідження виконувались на основі порівняльного аналізу результатів за допомогою лінійного динамічного розрахунку, нелінійного динамічного розрахунку та нелінійного статичного аналізу або аналізу спектру відгуку для оцінки напружено-деформованого стану конструкцій будівлі при сейсмічних впливах та можливих механізмів відмов, які можуть виникнути.

Однак дослідження будівель, що мають нерегулярний розподіл маси, жорсткості або опору у плані будівлі, є мало вивченим.

Розрахунки таких будівель повинні виконуватись на основі нелінійного статичного розрахунку (НСР) при трьох взаємно ортогональних напрямках дії сейсмічних сил. НСР є інструментом оцінки несучої здатності конструкцій. Він передбачає монотонне навантаження нелінійних багатомасових систем (БМС) набором розподілених сейсмічних горизонтальних сил до досягнення визначених меж переміщень у вибраному рівні. БМС може бути навантажена аж до руйнування з метою оцінки її кінцевих деформацій і несучої здатності. Загальний вигляд алгоритму визначення спектру несучої здатності (СНЗ) методом нелінійного статичного розрахунку наведений на рис. 1.10.

НСР є першим етапом двоетапної процедури, в результаті якої отримують криву (спектр) несучої здатності БМС. Спектр несучої здатності (СНЗ) представляє відношення зсуву основи при сейсмічному впливі до горизонтальної реакції (переміщення) будівлі, будується в координатах «спектральне прискорення - спектральне переміщення» з використанням залежностей «поперечна сила - переміщення» для кожного рівня по висоті будівлі.

Отриманий СНЗ використовується для визначення нелінійних переміщень еквівалентної одномасової системи (ЕОМС) при визначеному сейсмічному впливі шляхом нелінійного динамічного розрахунку ЕОМС. Таким чином, замінюючи БМС на ЕОМС, уникають необхідності нелінійного динамічного розрахунку вихідної БМС.

Крім того на основі СНЗ визначають коефіцієнти податливості, а також

коефіцієнти редукції (зниження сейсмічної реакції) будівель при сейсмічних впливах.

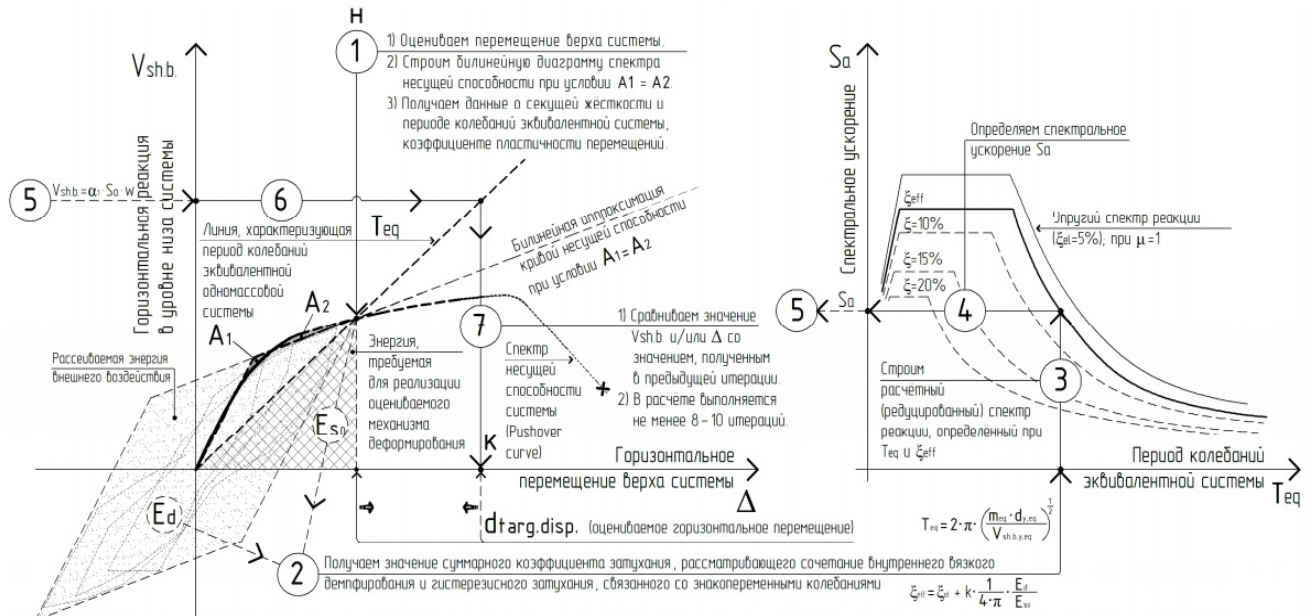


Рисунок 1.10 – Загальний вигляд алгоритму визначення спектру несучої здатності (СНЗ) методом нелінійного статичного розрахунку [98]

На другому етапі НСР виконується нелінійний статичний аналіз БМС у вигляді переміщення верху будівлі з використанням одного з наступних підходів: динамічного розрахунку ЕОМС на вплив акселерограм землетрусів або графічного методу на основі непружних спектрів реакцій (метод Pushover Analysis [76-79]).

1.7 Короткі висновки і завдання даного дослідження

1. Завдання забезпечення надійної та безпечної експлуатації будівель є головним завданням будівництва. Це завдання надзвичайно складне, особливо в сейсмонебезпечних районах, так як рівень несучої здатності, як окремих конструкцій, так і будівель в цілому, при впливі на них сейсмічних навантажень, може змінюватися стрибкоподібно, миттєво, без будь-якої закономірності.

2. Із введенням у дію нових норм проектування «Будівництво в сейсмічних районах України» значно розширилися сейсмонебезпечні території із загальним збільшенням їх розрахункової сейсмічності та відбулося включення до сейсмонебезпечних 6-ти бальних територій, тому виникла проблема забезпечення або підвищення сейсмостійкості вже існуючих будівель.

3. Аналіз методів підвищення сейсмостійкості будівель показав, що традиційні методи, за деякими оцінками, можуть бути не такими ефективними як спеціальні методи (активні та пасивні), однак традиційні методи сейсмосахисту будівель є більш вивченими, простими та технологічними при реконструкції існуючих будівель.

4. Виконаний аналіз сучасних нормативних документів різних країн світу, результатів теоретичних досліджень щодо забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, що проектуються в сейсмічних районах показав, що на даний час активно ведеться робота з удосконалення методів розрахунку конструкцій будівель на дію сейсмічних навантажень і підвищення сейсмостійкості споруджувальних будівель, проте:

- в існуючих дослідженнях, практично відсутня інформація щодо вибору раціонального та ефективного способу підвищення сейсмостійкості будівель при їх реконструкції та залежності вартості заходів сейсмосахисту існуючих будівель від зміни сейсмічності будівельного майданчика;

- недостатньо уваги приділено дослідженням із вивчення поведінки будівель з нерегулярним розподілом маси, жорсткості або опору протистояти сейсмічним навантаженням.

Зазначені висновки визначили основні завдання даного дослідження:

1. Аналіз сучасного стану забезпечення сейсмічної стійкості будівель та методів розрахунку будівель при сейсмічних впливах.

2. Вибір і обґрунтування методу розрахунку сейсмічної стійкості багатоповерхових будівель нерегулярної конструктивної схеми для дослідження їх поведінки при сейсмічних впливах.

3. Розробка алгоритму та чисельної методики визначення несучої здатності багатоповерхових будівель нерегулярної конструктивної схеми при дії сейсмічного навантаження.

4. Розробка методики раціонального проектування підвищення сейсмостійкості існуючих будівель при їх реконструкції та оцінки ефективності заходів сейсмосахисту будівель.

5. Розробка методики врахування впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на конструктивні та економічні параметри будівлі.

1.8 Список використаних джерел у розділі 1

У розділі 1 використані [1 - 98] літературні джерела. Їх найменування наведені в загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВАХ

2.1 Обґрунтування чисельного методу для моделювання та аналізу сейсмічної реакції нелінійних систем

Забезпечення гарантованої безпеки експлуатації будівель і споруд з мінімальними матеріальними витратами є однією з основних задач проектування, рішення якої, насамперед, залежить від коректності виконання розрахунків несучої системи будівлі, що, в свою чергу, визначається повнотою урахування в розрахункових схемах факторів, що впливають на напружено-деформований стан конструкцій [4].

Вибір методу сейсмічного розрахунку обумовлений різними факторами: складністю та відповідальністю конструкції, співвідношенням її власних частот й переважаючих частот впливу, наявністю програмного забезпечення, об'єму вихідних даних й так далі.

Як правило, розрахунок будівель і споруд на сейсмічні впливи виконується в частотній області лінійним спектральним методом з визначенням максимальних сейсмічних навантажень із спектрів відгуку в залежності від частот і форм власних коливань конструкції. Найбільш поширеним способом відображення коливань ґрунту є використання акселерограмм землетрусів для чисельного аналізу сейсмічної реакції нелінійних систем.

Сучасна теорія сейсмостійкості та норми проектування пропонують два основні методи розрахунку будівельних конструкцій: спектральний метод (інженерний) і прямий динамічний метод. Існує ще один метод, який називається статичний нелінійний (Pushover Analysis). З одного боку цей метод є інженерним, з іншого боку, цей метод дозволяє врахувати нелінійні властивості

конструкцій не в вигляді коефіцієнта до інерційних сил (як це виконується при спектральному методі розрахунку конструкцій будівель), а безпосередньо за несучою здатністю будівлі. Методика статичного нелінійного розрахунку дозволяє оцінити поведінку будівлі при сейсмічних впливах за межею пружності. Цей метод пов'язує несучу здатність будівлі, представлену як залежність переміщення верху будівлі від зсувної сили в основі, з сейсмічним впливом, представленим у вигляді спектру реакції. За цією методикою обчислюється точка динамічної рівноваги (на перетині кривих несучої здатності і спектра реакції), за якою визначається очікувана поведінка будівлі.

Метод Pushover Analysis є універсальним і використовується в нормативних документах США [99, 100], країн Європи Єврокод 8 (ДСТУ-Н Б EN 1998-1) [101], України [4], Росії [102], Грузії, Казахстану, країн Середньої Азії, а методологія для визначення СНЗ реалізована у багатьох поширених розрахункових комплексах, зокрема, SAP2000, ETABS та ЛІРА-САПР [75, 77, 99, 103, 104].

2.2 Динамічний розрахунок еквівалентної одномасової системи (ЕОМС) на вплив, заданий акселерограммами землетрусів

За наявності акселерограмм будівельного майданчика або при використанні набору рекомендованих акселерограмм (табл. 6.10 [4]) проводять нелінійний динамічний розрахунок ЕОМС.

ЕОМС характеризується наступними параметрами:

- еквівалентна маса M_j , обчислюється за наступною залежністю:

$$M_j = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij})^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2} . \quad (2.1)$$

де m_i – маса, зосереджена в i -му рівні (поверсі) розрахункової моделі;
 d_{ij} – горизонтальне переміщення i -го рівня (поверху) розрахункової моделі при дії інерційних навантажень S_{ij} за j -ою формою коливань;

– кругова частота ω_1 , визначається за залежністю (2.2):

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{K_1}{M_j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot d_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}}, \quad (2.2)$$

де K_1 – початкова жорсткість ЕОМС;

– період власних коливань T_1 визначається за залежністю (2.3):

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot d_{ij}}}. \quad (2.3)$$

Зміна жорсткості ЕОМС визначається спектром несучої здатності в координатах «навантаження $S_{очн}$ - переміщення S_d », отриманим у результаті НСР. Для перетворення СНЗ в залежність «навантаження $S_{очн}$ - переміщення S_d » (рис. 1.10, б) значення спектрального прискорення S_{aj} множиться на значення еквівалентної маси ЕОМС (1.1), що відповідає j -ій формі.

Спектральне прискорення S_{aj} розраховується за залежністю (2.4):

$$S_{aj} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}\right)^2} \sum_{i=1}^n S_{ij}, \quad (2.4)$$

Для зручності застосування в розрахунку ця залежність може бути представлена у вигляді ідеалізованої білінійної залежності (рис. 2.1).

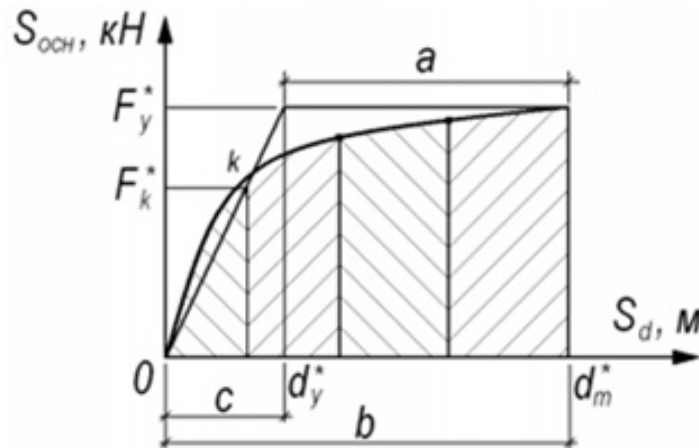


Рисунок 2.1 – До визначення параметрів ідеалізованої діаграми стану будівлі

Для цього приймається в якості максимального нелінійного переміщення значення $b^* = d_m^*$ та відповідна межа текучості еквівалентної одномасової системи $F_y^* = F_{max}^*$. Як видно з рис.2.1, переміщення, що відповідає межі текучості, дорівнює: $d_T^* = c = b - a$. Площа трапеції під ідеалізованою діаграмою залежить від одного невідомого a :

Параметр a визначається за формулою (2.5):

$$S_{ид} = \frac{b+a}{2} \cdot F_y^* \quad (2.5)$$

Невідоме значення a визначають, виходячи з рівності площ під реальною і ідеалізованою діаграмами. Для цього реальну діаграму замінюють кусково-лінійною. Площа під реальною кривою дорівнює сумі площі одного трикутника S_{\blacktriangleright} і сумі площ декількох трапецій $\sum S_{mpi}$. Рівність площ під ідеалізованою і реальною кривими (2.6):

$$S^{id} = \frac{b+a}{2} \cdot F_y^* = S^p = |S_p + \sum_i S_{mpi}|. \quad (2.6)$$

Результатом нелінійного динамічного розрахунку є сейсмічна реакція ЕОМС у вигляді переміщення d_t^* , що відповідає переміщенню БМС у рівні, для якого величина $\eta_{ij}=1$, де η_{ij} – коефіцієнт j -ої форми, що залежить від її ординат і від місця прикладення навантаження (рівень i -го поверху), визначається за формулами:

а) для консольної розрахункової схеми:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (2.7)$$

б) для перехресної та просторової розрахункових схем:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_0)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (2.8)$$

де $U_i(z_k)$ і $U_i(z_j)$ – переміщення будівлі при власних коливаннях i -оїю формою;

n – число зосереджених навантажень;

$\cos(U_{ki}, U_0)$ – косинус кута між напрямком переміщення U_{ki} і вектором сейсмічного впливу U_0 .

2.3 Графічний метод визначення нелінійних переміщень будівель з використанням спектру несучої здатності будівлі

Аналіз Pushover – це порівняльний аналіз результатів нелінійного статичного розрахунку будівлі на динамічні та сейсмічні впливи, виконаного для побудови графіку спектру несучої здатності (СНЗ) і спектрів відгуку(реакції)

нелінійного осцилятора, побудованих на основі графіків спектрального коефіцієнта динамічності β для ґрунтів певної категорії за сейсмічними властивостями (рис. 2.2).

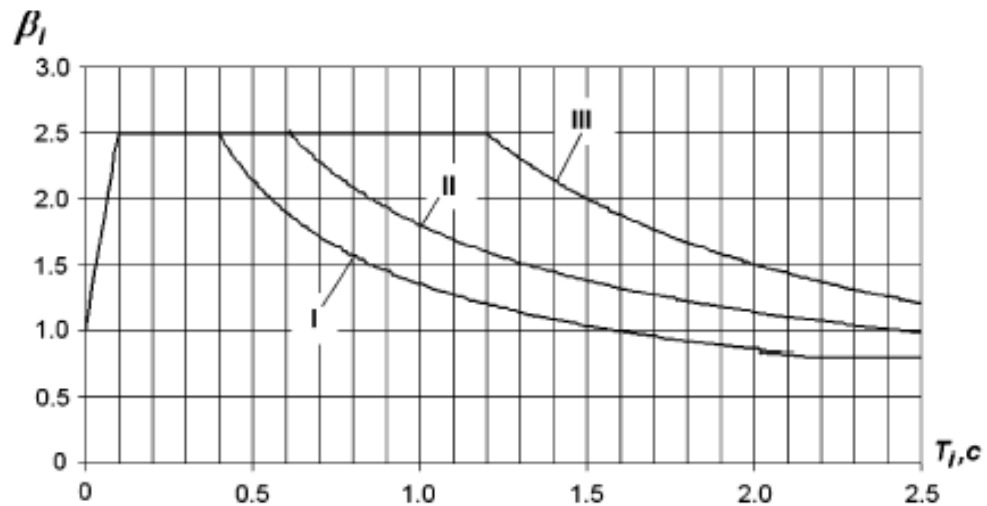


Рисунок 2.2 – Залежності спектрального коефіцієнта динамічності β від категорії (I-III) ґрунту за сейсмічними властивостями і періоду i -тої форми власних коливань будівлі T_i [4]

Спектр відгуку – це функція, яка зв’язує між собою максимальне за модулем прискорення одномасового лінійного осцилятора та відповідний цьому прискоренню період власних коливань того ж осцилятора, основа якого рухається за законом, визначеним цією акселерограмою [12, 98].

Алгоритм розрахунку методом Pushover Analysis:

– із застосуванням програмного комплексу формується багатомасова розрахункова просторова модель будівлі (БМС);

– виконується розрахунок БМС на сейсмічний вплив у лінійній постановці за спектральною методикою, в результаті якого визначаються: величини мас, зосереджених у кожному i -му рівні розрахункової схеми по висоті; частоти (періоди) коливань за j -ою формою; ординати j -ої форми коливань; розподіл інерційних навантажень S_{ij} для кожного i -го рівня розрахункової схеми по висоті за j -ою формою коливань;

– для проведення нелінійного статичного розрахунку багатомасової системи в якості зовнішнього впливу приймається розподіл інерційних навантажень S_{ij} за j -ою формою коливань. Інерційні навантаження S_{ij} за j -ою формою коливань покроково прикладаються в кожен i -ий рівень розрахункової схеми по висоті. При цьому БМС повинна відображати нелінійне деформування матеріалів конструкцій верхньої будови, фундаменту, а також нелінійну жорсткість і демпфування ґрунтової основи;

Оскільки крива спектру несучої здатності залежить від обраної схеми розподілу горизонтальних сил, з усіх обчислених форм власних коливань вибирається форма, яка має найбільший модальний внесок. Інерційні сили від обраної складової передаються в окреме завантаження.

Далі лінійна розрахункова модель перетворюється у фізично нелінійну, де формується історія її завантаження, в яку послідовно входять: повне вертикальне навантаження; покроково додається сейсмічне навантаження, відповідні форми власних коливань із найбільшою модальною масою.

–в результаті НСР визначають значення переміщень d_{in} для кожного з i -их рівнів на кожному n -му кроці навантаження. За цими значеннями будують графіки залежностей «поперечна сила S_i - переміщення d_i » для кожного i -го рівня (поверху) розрахункової моделі;

–спектр несучої здатності БМС для j -ої форми коливань будується в координатах «спектральне прискорення S_{aj} – спектральне переміщення S_{dj} » (рис. 1.10, а) для кожного кроку навантаження. Для визначення спектральних прискорень використовується залежність (2.4), для визначення спектральних переміщень – залежність (2.9):

$$S_{dj} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot d_{ij}} S_{aj} \quad (2.9)$$

Позначення в залежності (2.9) такі самі, як і у залежності (2.4);

– для перетворення СНЗ в залежність «горизонтальна сила $V_{осн}$ – переміщення S_d » (рис. 1.10, б), значення спектрального прискорення S_{aj} множиться на значення еквівалентної маси ЕОМС що відповідає j -ій формі. Значення еквівалентної маси M_j обчислюється за залежністю (2.1);

– нелінійна реакція БМС у вигляді переміщення верху будівлі визначається на підставі заданих граничних перекосів поверхів будівлі при досягненні яких нарощування інерційних сил припиняється. У якості критерію оцінки стану розрахункової схеми служать граничні перекоси поверхів, задані користувачем.

– графік спектру несучої здатності БМС у вигляді ідеалізованої пружно-пластичної системи (рис. 2.3) перетворюється до білінійного вигляду (рис.2.4) на підставі рівності площ (енергій E) нелінійного і білінійного графіків;

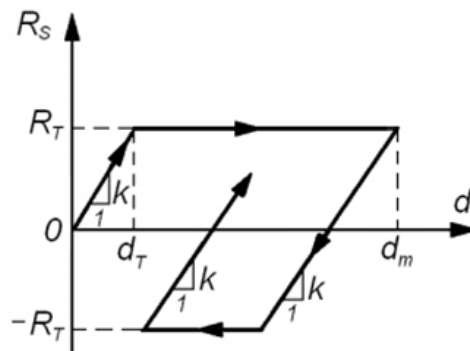


Рисунок 2.3 – Залежність «навантаження - переміщення» пружно-пластичної системи

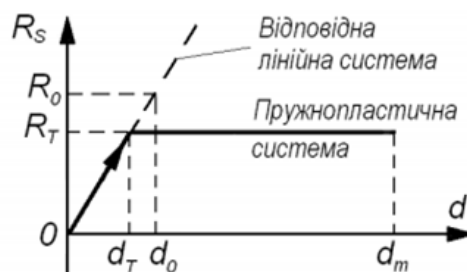


Рисунок 2.4 – Залежність «навантаження - переміщення» ідеалізованої білінійної системи

При аналізі ідеалізованої білінійної діаграми знаходиться коефіцієнт податливості моделі μ . Коефіцієнт податливості моделі μ використовується для редукування нормативного (заданого) спектра реакцій для подальших розрахунків і визначається за наступною залежністю:

$$\mu = \frac{d_m}{d_T}, \quad (2.10)$$

де d_m - максимальне переміщення БМС за результатами НСР;
 d_T – переміщення БМС, що відповідає між текучості БМС.

Значення d_m і d_T визначаються за умови представлення БМС у вигляді ідеалізованої пружно-пластичній системи (рис. 2.3). При цьому використовуються наступні положення.

Коефіцієнт редукації (зниження сейсмічної реакції за рахунок прояву нелінійних властивостей) R_μ конструкції визначається за формулою (2.11):

$$R_\mu = \frac{R_0}{R_T} = \frac{d_0}{d_T}, \quad (2.11)$$

де R_0 і d_0 – пружна реакція і відповідне їй переміщення при коливаннях будівлі під час землетрусу. Вони також є максимальними реакціями відповідної лінійної системи (ВЛС), що має жорсткість, яка дорівнює початковій жорсткості пружно-пластичної системи (рис. 2.4);

R_T і d_T – межа текучості і відповідне їй переміщення.

Білінійна ідеалізація СНЗ багатомасової системи здійснюється відповідно до рис. 2.1. Коефіцієнт пластичної деформації, визначений як відношення між деформаціями пружної і відповідної лінійної системи, пов'язаний з коефіцієнтом

податливості моделі μ і коефіцієнтом редукції конструкції R_μ залежністю (2.12):

$$\frac{d_m}{d_0} = \frac{\mu}{R_\mu}. \quad (2.12)$$

Прискорення текучості при відомих межі текучості R_T і модальній масі M_i дорівнює:

$$a_T = R_T / M_i. \quad (2.13)$$

Відповідно до обчисленого коефіцієнта податливості моделі виконується редукування нормативного спектра реакцій. Реалізовано два методи редукції: метод Ньюмарка-Холла (рис. 2.5) та метод Відік-Файфар-Фішінгер (рис. 2.6) [28].

Співвідношення між μ , R_μ і періодом коливань T_i будівлі мають наступний вигляд:

– метод Ньюмарка-Холла (2.14):

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & T < T_a \\ \sqrt{2\mu-1} & T_b < T < T_c \\ \mu & T > T_c \end{cases}, \quad (2.14)$$

– метод Відік-Файфар-Фішінгер (2.15):

$$R_\mu = \begin{cases} 1, & T < T_a \\ (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T_b < T < T_c \\ \mu & T > T_c \end{cases} \quad (2.15)$$

де T_a , T_b і T_c – межі зон (періоди) на графіку спектральних коефіцієнтів

динамічності β , що відповідають чутливості динамічної системи до амплітуд прискорень, швидкостей і переміщень при землетрусі.

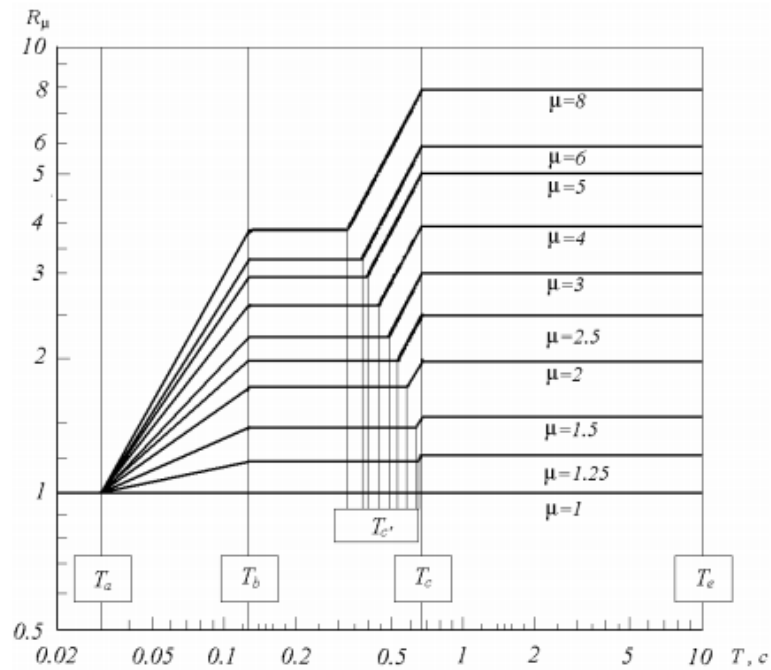


Рисунок 2.5 – Залежність коефіцієнта редукції R_μ від коефіцієнта податливості μ будівель з різними періодами власних коливань T (діаграма редукції по методу Ньюмарка-Холла [4])

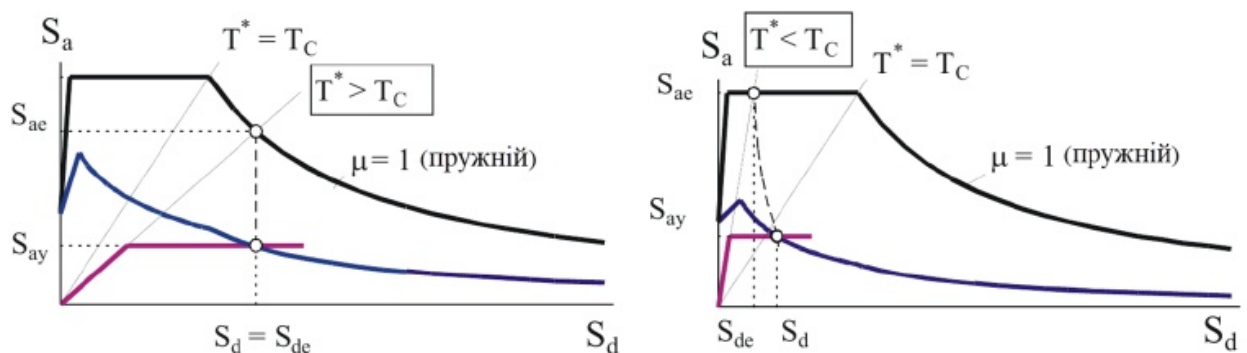


Рисунок 2.6 – Залежність коефіцієнта редукції R_μ від коефіцієнта податливості μ будівель з різними періодами власних коливань T (діаграма редукції по методу Відік-Файфар-Фішінгер [28])

За допомогою накладання редукованого нормативного спектра реакцій несучої здатності визначається точка їхнього перетину (точка стану). Абсциса точки – шукане узагальнене нелінійне переміщення, при якому визначається напружено-деформований стан (НДС) всієї системи, ордината – відповідне прискорення, при якому визначається НДС всієї системи.

Нелінійне переміщення d_T^* визначається за наступними залежностями:

- для будівель з періодами T_1 , меншими або рівними T_c (права межа горизонтальної ділянки графіка спектрального коефіцієнта динамічності β , рис. 2.6), нелінійне переміщення визначається за формулою:

$$d_T^* = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{a}{(\omega^*)^2}; \quad (2.16)$$

- для будівель з періодами T_1 , більшими T_c нелінійне переміщення визначається за формулою:

$$d_T^* = \mu \frac{a_T}{(\omega^*)^2}. \quad (2.17)$$

Відносно цієї точки визначається НДС всієї БМС і оцінюється можливість роботи конструкцій будівлі за межею пружності при сейсмічних впливах.

2.4 Висновки по розділу 2

1. На основі аналізу основних методів для розв'язання задач оцінки сейсмічного впливу на несучу здатність будівель встановлено, що сучасна теорія сейсмостійкості та норми проектування пропонують два основні методи розрахунку будівельних конструкцій: спектральний метод (інженерний) і прямий динамічний метод.

2. Як правило, розрахунок будівель і споруд на сейсмічні впливи виконується в частотній області лінійним спектральним методом з визначенням максимальних сейсмічних навантажень із спектрів відгуку в залежності від частот і форм власних коливань конструкції. Найбільш поширеним способом відображення коливань ґрунту є використання акселерограмм землетрусів для чисельного аналізу сейсмічної реакції нелінійних систем на основі нелінійного динамічного методу (прямого інтегрування). Зазначений метод є найбільш точним для визначення необхідних сил і деформацій в елементах конструкцій при сейсмічних впливах, але головним недоліком даного методу є висока трудомісткість, правильність розробки розрахункової моделі та інтерпретації отриманих результатів.

3. Для оцінки сейсмічної поведінки багатопверхових будівель із нерегулярною конструктивною схемою поза межами пружності обґрунтовано метод статичного нелінійного розрахунку (СНР). Метод дозволяє врахувати нелінійні властивості конструкцій не в вигляді коефіцієнта до інерційних сил (як це виконується при спектральному методі розрахунку конструкцій будівель), а безпосередньо за несучою здатністю будівлі.

4. Методика статичного нелінійного розрахунку дозволяє оцінити поведінку будівлі при сейсмічних впливах за межею пружності. Цей метод пов'язує несучу здатність будівлі, представлену як залежність переміщення верху будівлі від зсувної сили в основі, з сейсмічним впливом, представленим у вигляді спектру реакції. За цією методикою обчислюється точка динамічної рівноваги (на перетині кривих несучої здатності і спектра реакції), за якою визначається очікувана поведінка будівлі.

2.5 Список використаних джерел у розділі 2

У розділі 2 використані [4, 12, 28, 75 - 77, 98 - 104] літературні джерела. Їх найменування наведені в загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 3

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ НЕРЕГУЛЯРНОСТІ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ БУДІВЛІ НА СЕЙСМОСТІЙКІСТЬ

Багатовіковий досвід боротьби з наслідками землетрусів, накопичений людством, свідчить про те, що найбільш дієвий спосіб їх мінімізації полягає в проведенні завчасних антисейсмічних заходів ще при будівництві на сейсмонебезпечних територіях. Антисейсмічні заходи потребують додаткових витрат у порівнянні з будівництвом у несейсмічних районах але, з точки зору ефективності таких витрат, вони повинні виправдовуватися зниженням ймовірних втрат (ризиків збитку) від землетрусів. При цьому зниження ймовірних втрат від землетрусів можна розглядати як майбутній ефект, а додаткові витрати на антисейсмічні заходи можна трактувати як складові сейсмічного ризику.

Аналіз наслідків землетрусів дозволив виявити залежність між пошкодженнями будівель та їх конфігурацією в плані: чим складніше план, тим вище вірогідність порушення цілісності будівлі, розривів конструкцій та в'язей між ними і перш за все – в місцях зміни напрямів стін. Пошкодження, в першу чергу, концентруються у внутрішніх та зовнішній кутах. Причинами виникнення подібних ефектів є закручування будівлі викликане неспівпаданням центрів мас і жорсткостей або крутильних коливальних процесів у ґрунті основи, виникненням пошкоджень у конструкціях та їх в'язях внаслідок нерівномірних осідань ґрунту основи і розвиток тривалих процесів усадки та повзучості матеріалів і т. д [105].

У зв'язку зі змінами сейсмічного районування території України багато будівель, що були побудовані до прийняття сучасних норм [4] не відповідають вимогам щодо забезпечення сейсмічної стійкості, тому на сьогодні вони вразливі до землетрусів будь-якої інтенсивності. Крім того, багато з цих будівель були

спроєктовані та побудовані з нерегулярним розподілом маси, жорсткості або опору, що також знижує їх сейсмічну стійкість. Тому науковий інтерес представляють дослідження сейсмічної реакції конструкцій будівель з нерегулярною конструктивною схемою в плані.

У цьому розділі викладені результати досліджень сейсмічної поведінки каркасної багатоповерхової будівлі із монолітного залізобетону із нерегулярною конструктивною схемою по всій висоті будівлі. Досліджувався вплив нерегулярної конструктивної схеми будівлі на втрату здатності протистояти сейсмічним навантаженням. Дослідження проводилось чисельно, методом статичного нелінійного розрахунку, описаним в розділі 2, а моделювання виконане в програмному комплексі ETABS (Nonlinear v8.08) [106].

3.1 Методологія визначення спектру несучої здатності каркасної багатоповерхової будівлі нерегулярної конструктивної схеми

В якості вихідної моделі об'єкта дослідження прийнята восьмиповерхова каркасна житлова будівля. Будівля симетрична, регулярної структури с розмірами в плані 19,75 м x 35,2 м, висота поверху 3,0 м, загальна висота будівлі 24 м. Конструктивна схема – каркасна, каркас монолітний залізобетонний, колони перерізом 600x600 мм, балки перерізом 300x600 мм, плита перекриття товщиною 300 мм. Клас бетону каркасу C25/30, арматура класу A400C (рис. 3.1). Фізико-механічні характеристики матеріалів при розрахунках приймались за ДТСУ Б В 2.6-156:2010 [10]:

- характеристичне значення міцності бетону на стиск (f_{ck}) = 22 МПа;
- модуль пружності бетону (E_{ck}) = 29×10^3 МПа;
- питома вага бетону (γ) = 25 кН /м³;
- характеристичне значення міцності арматурної сталі або межа текучості (f_{yk}) = 400 МПа;
- модуль пружності сталі (E_s) = 2×10^5 МПа.

Умовно будівля розташована на території із сейсмічністю 8 балів, ґрунти основи – пилувато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$. Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями – II категорія.

У вихідній моделі центр жорсткості будівлі, точка D1 (рис. 3.1, а) співпадає із центром мас і центром жорсткості перекриття. Отже, конструктивну схему будівлі можна вважати симетричною і при чисельному аналізі вихідна модель приймається за еталон.

Послідовно до вихідної моделі вводяться нерегулярності (рис. 3.2), такі як нерегулярність кута (рис. 3.2, а) та нерегулярність (розрив) перекриття (рис. 3.2, б).

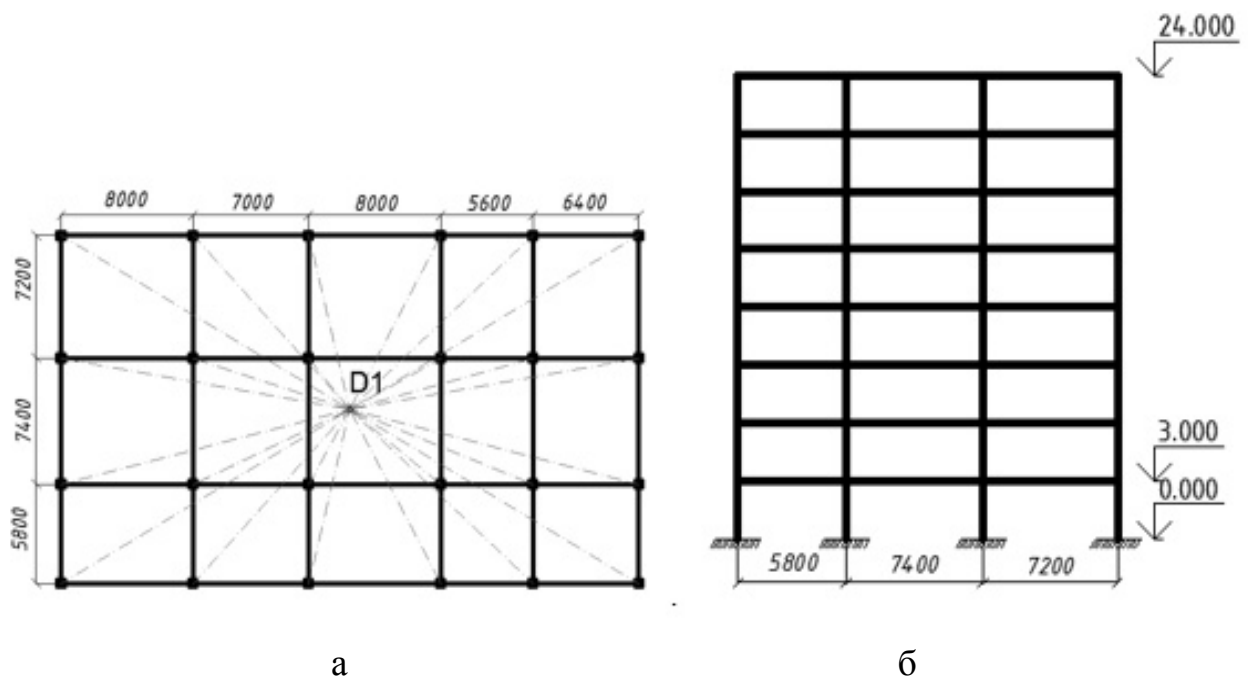
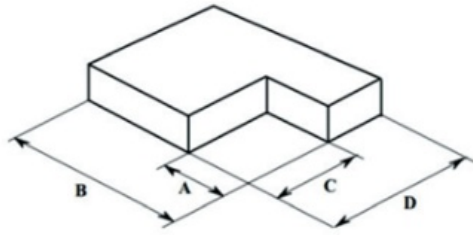


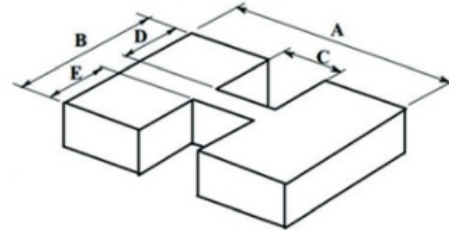
Рисунок 3.1 – План поверху (а) та поперечний розріз (б)
вихідної моделі будівлі

Для моделювання та аналізу впливу нерегулярності конструктивної схеми в плані будівлі розглянуто чотири моделі (рис. 3.3), в яких були розташовані нерегулярності, що показані на рис. 3.2, у декількох місцях вихідної моделі на кожному поверсі, тобто по всій висоті будівлі.



$$A > 0,15B \text{ та } C > 0,15D$$

а



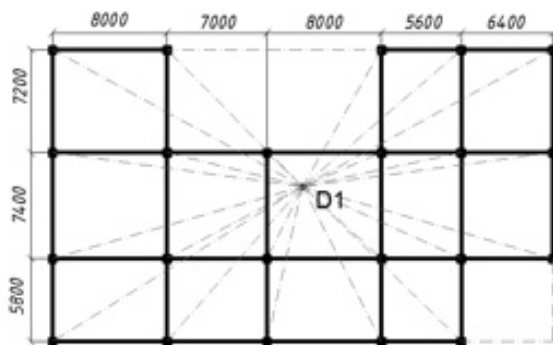
$$(C \times D) + (C \times E) > 0,5A \times B$$

б

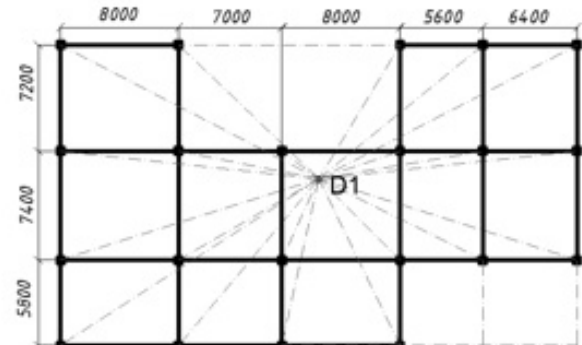
Рисунок 3.2 – Нерегулярності конструктивної схеми:

а - нерегулярність кута; а – нерегулярність (розрив) перекриття

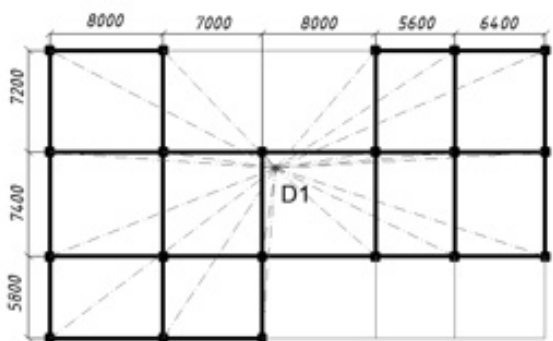
Для всіх розглянутих варіантів моделі будівлі сформовані багатомасові розрахункові просторові моделі (БМС) з використанням програмного комплексу ETABS (Nonlinear v8.08) і виконані розрахунки на сейсмічні впливи згідно методики, викладеної у підрозділі 2.3.



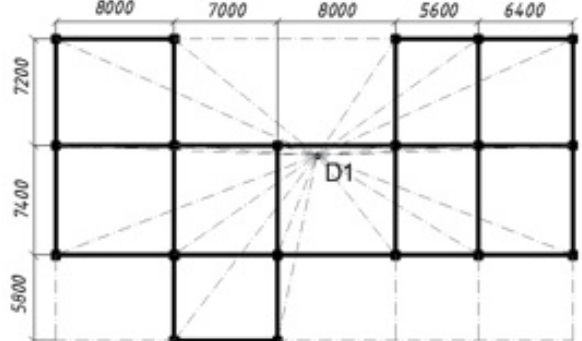
Варіант 1



Варіант 2



Варіант 3



Варіант 4

Рисунок 3.3 – Варіанти моделей будівлі з нерегулярною конструктивною схемою

Реалізований в ПК ETABS Nonlinear v8.08 метод розрахунку ґрунтується на виконанні розрахунку нелінійної багатомасової моделі, а графік спектра несучої здатності будується за узагальненими результатами (на підставі узагальнених переміщень і узагальнених прискорень).

3.2 Чисельне моделювання та чисельний аналіз результатів сейсмостійкості будівель із нерегулярною конструктивною схемою

Чисельний експеримент з дослідження сейсмостійкості будівлі виконувався у два етапи. На першому етапі проводився статичний та динамічний аналіз для обчислення абсолютних переміщень та визначення історії переміщень верху будівлі для оцінки бічної жорсткості кожного варіанта моделі будівлі.

На другому етапі, в розрахункові моделі додавались нерегулярності і виконувались розрахунки методом статичного нелінійного розрахунку (СНР). За результатами обчислень виконувалась оцінка несучої здатності конструкцій будівлі протистояти сейсмічним навантаженням.

3.2.1 Чисельне моделювання та послідовність розрахунку будівель із нерегулярною конструктивною схемою

Перший етап

1. Виконуються розрахунки на сейсмічний вплив лінійним спектральним методом (СМ) згідно рекомендацій норм ДБН В.1.1-12:2014 [4] та визначаються: величини мас, що зосереджені на рівні перекриття кожного поверху будівлі; періоди коливань за кожною розглянутою формою; ординати форми коливань та розподіл горизонтальних сейсмічних навантажень S_{ij} по висоті будівлі на кожному поверсі, на рівні перекриття за кожною розглянутою формою коливань.

2. Вихідна багатомасова просторова модель з симетричною схемою перетворюється на модель із нерегулярною конструктивною схемою (4 варіанти).

3. Виконуються нелінійні статичні розрахунки (НСР) варіантів багатомасових просторових моделей. В якості зовнішнього впливу приймається розподіл горизонтальних сейсмічних навантажень S_{ij} по висоті будівлі на кожному поверсі, на рівні перекриття за кожною розглянутою формою коливань. Виконується конструювання конструкцій (армування).

4. З усіх обчислених форм власних коливань вибирається форма, яка має найбільший модальний внесок. Горизонтальні сейсмічні навантаження від обраної складової передаються в окреме завантаження.

Для розглянутих моделей будівлі спектр реакції для горизонтальних прискорень відповідає максимальному пружному відгуку системи з одним ступенем свободи з часткою критичного демпфування, рівною 5%.

На рис. 3.4 наведений графік залежності коефіцієнтів динамічності β від періодів коливань T і коефіцієнтів податливості $\mu=1, 2, 3, 4$ (відповідні графіки 1, 2, 3 і 4) для ґрунтів II категорії за сейсмічними властивостями.

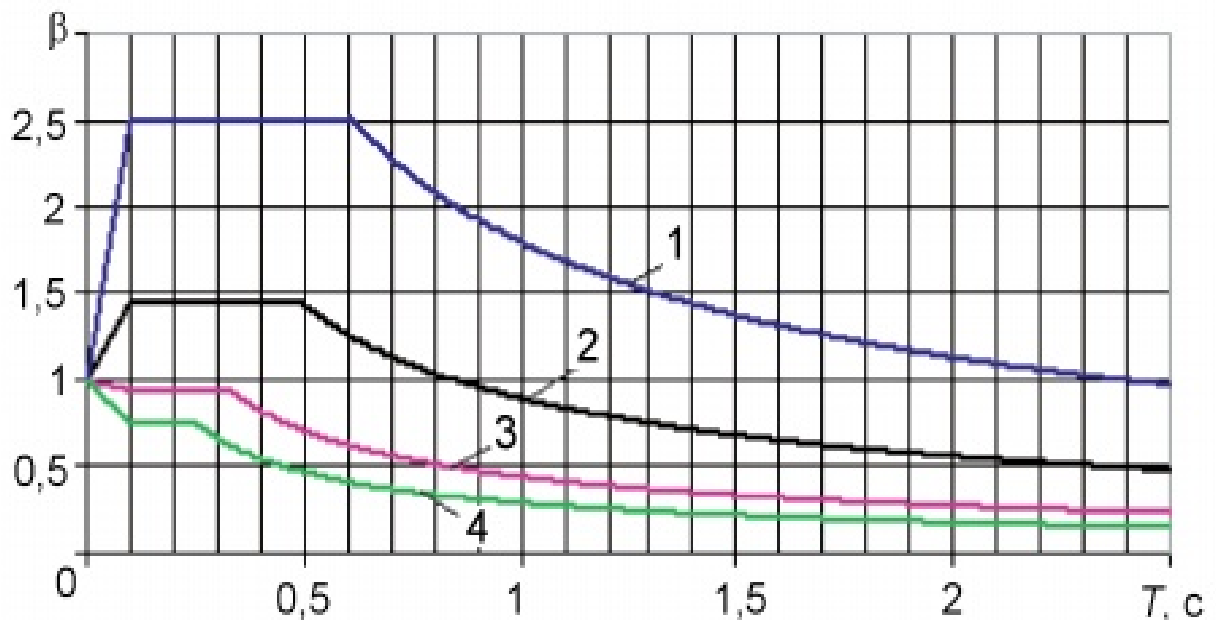


Рисунок 3.4 – Залежності коефіцієнтів динамічності β від періодів коливань T і коефіцієнтів податливості $\mu=1, 2, 3, 4$ (відповідні графіки 1, 2, 3 і 4) для ґрунтів II категорії за сейсмічними властивостями [4]

При модальному спектральному аналізі розглянуто п'ять форм власних коливань моделі будівлі, яких було достатньо, щоб зафіксувати значення спектру реакції 90% (табл. 3.1) від загальної маси (за рекомендаціями [99]).

Таблиця 3.1 – Період власних коливань та модальний внесок для відповідних форм коливання за дослідженими варіантами

Форма коливань	Період коливань, T , секунди	модальний внесок	
		m_x (%)	m_y (%)
Вихідна модель			
1	0,981	76,15	0,77
2	0,956	77,25	78,94
3	0,856	80,71	79,96
4	0.305	90,45	80,1
5	0.300	90,64	90,92
Варіант 1			
1	0,933	77,9 2	0,001
2	0,927	77,94	79,98
3	0,853	79,6	79,69
4	0.291	90,65	80,69
5	0.289	90,65	90,89
Варіант 2			
1	0,937	71,75	6,47
2	0,932	79,27	79,61
3	0,866	79,53	79,65
4	0.292	89,7	81,73
5	0.292	90,79	90,85
Варіант 3			
1	0,932	78,96	0,3
2	0,920	79,26	79,63
3	0,868	79,45	79,63
4	0.290	90,78	80,64
5	0.286	90,81	90,86
Варіант 4			
1	0,925	79,30	0,0003
2	0,905	79,31	77,52
3	0,85	79,36	79,56
4	0.287	90,75	80,56
5	0.282	90,75	90,55

На рис. 3.5, рис. 3.6 наведені результати, отримані за розрахунком лінійним спектральним методом та результати спектрів реакції при нелінійних статичних

розрахунках варіантів моделей будівлі за п'ятою формою коливань, яка має найбільший модальний внесок. Для нелінійного статичного розрахунку наведені розрахункові значення ортогонального сейсмічного навантаження в напрямках осей X та Y для досліджуваних варіантів моделей будівлі.

Відповідно до [5], спектр повинен враховуватись в кожному з ортогональних напрямків моделей будівлі: 100 % сейсмічного навантаження для одного напрямку та 30 % сейсмічного навантаження для перпендикулярного напрямку.

З рис. 3.5 видно, що у вихідній моделі сейсмічне навантаження в рівні основи в ортогональному напрямку осі X, розраховане за лінійним спектральним методом, складає 4298,85 кН. Сейсмічне навантаження в рівні основи в тому ж ортогональному напрямку, визначене нелінійним статичним розрахунком складає 3814,38 кН, що перевищує 85% сейсмічного навантаження, отриманого спектральним методом. Таким чином, вихідна розрахункова багатомасова модель відповідає вимогам. Аналіз результатів варіантів моделей 1, 2, 3, 4 показує аналогічну поведінку.

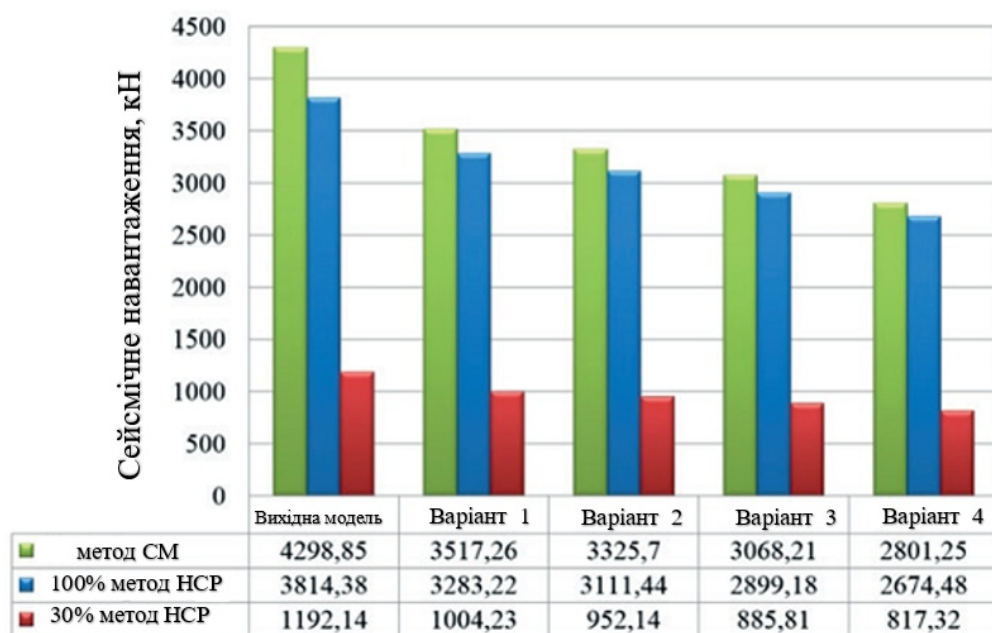


Рисунок 3.5 – Сейсмічне навантаження в рівні основи в ортогональному напрямку осі X

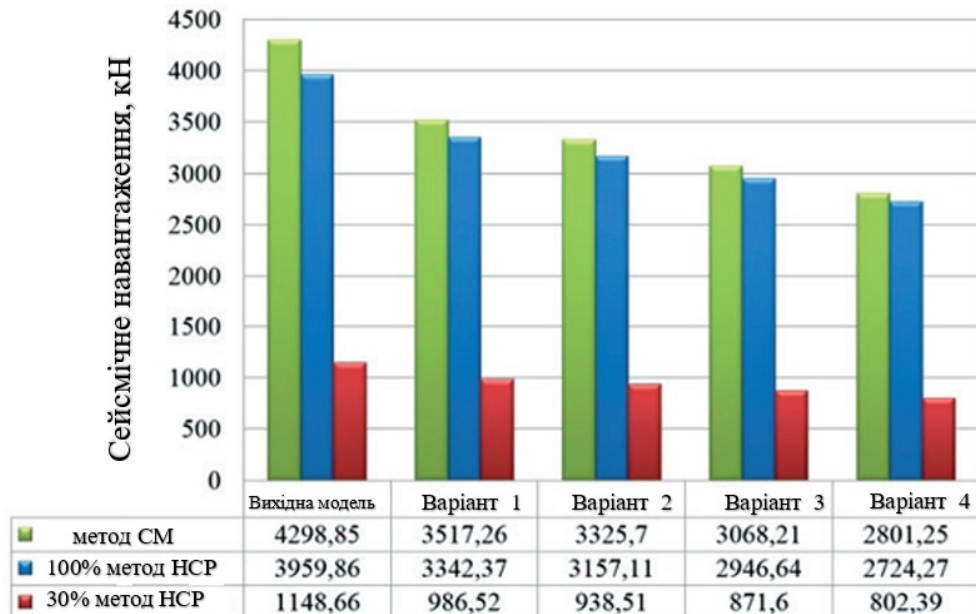


Рисунок 3.6 - Сейсмічне навантаження в рівні основи в ортогональному напрямку осі Y

5. На наступному кроці лінійні розрахункові моделі перетворюються у фізично нелінійні, і формується історія їх завантаження, в яку послідовно вводиться: повне вертикальне навантаження; покроково додається сейсмічне навантаження, відповідні форми власних коливань із найбільшою модальною масою. Для всіх розглянутих моделей будівлі - п'ята форма коливань.

У ПК ETABS Nonlinear v8.08 створення фізично нелінійної моделі виконується автоматично, готовим набором нелінійних жорсткостей. Закони деформування бетону і арматури, а також підібрана арматура передаються з лінійної схеми, для якої виконано підбір необхідного армування. При формуванні файлу жорсткості призначаються елементам схеми також автоматично. Для того, щоб скористатися цією функцією необхідно при розрахунку конструювання залізобетону виконати уніфікацію елементів. Підбір армування з урахуванням уніфікації проводиться на базі розрахунку розрахунково сполучення зусиль (РСЗ).

6. На кожному кроці нарощування сейсмічного навантаження розраховується нелінійна реакція БМС у вигляді переміщення верху будівлі.

Максимальні переміщення для розглянутих моделей будівлі наведені в табл. 3.2.

У якості критерію оцінки стану розрахункової моделі будівлі служать граничні перекося поверхів при досягненні яких нарощування сейсмічного навантаження припиняється.

Таблиця 3.2 - Максимальні значення переміщень у верхній частині моделей, отриманих в результаті аналізу спектра реакції в двох ортогональних напрямках

Модель	Переміщення в напрямку осі X, мм	Переміщення в напрямку осі Y, мм
Вихідна	34,0	33,0
Варіант 1	26,0	26,0
Варіант 2	31,5	31,2
Варіант 3	31,7	30,9
Варіант 4	31,4	30,0

Контроль граничних перекося поверхів у ПК ETABS Nonlinear v8.08 виконується спеціальним інструментом. Завдання пар вузлів, які визначають висоту поверху виконується вибіркоким вказанням, або спеціальним фільтром, який дозволяє виділити групи вузлів на рівні перетину з горизонтальними елементами схеми, балками і плитами. Таким чином виконується автоматичний пошук вузлів.

Усі отримані результати розрахунків для аналізу зміни напружено-деформованого стану варіантів будівлі нерегулярної конструктивної схеми порівнювались з результатами, отриманими для каркасної будівлі регулярної конструктивної схеми, класифікованої як еталонна або вихідна модель.

Максимальний перекося поверхів Δk не може перевищувати 3-х відсотків висоти поверху згідно з ДБН В.1.1-12:2014 [4, табл. 6.8]. У всіх моделях висота між поверхами становить 3,0 м; тому максимальний перекося не може перевищувати 90 мм. На рис. 3.7 видно, що максимальний перекося у п'яти моделях становив приблизно 48,0 мм в ортогональному напрямку осі X та

47,6 мм в ортогональному напрямку осі Y. В обох випадках перекоси не перевищували максимального значення.

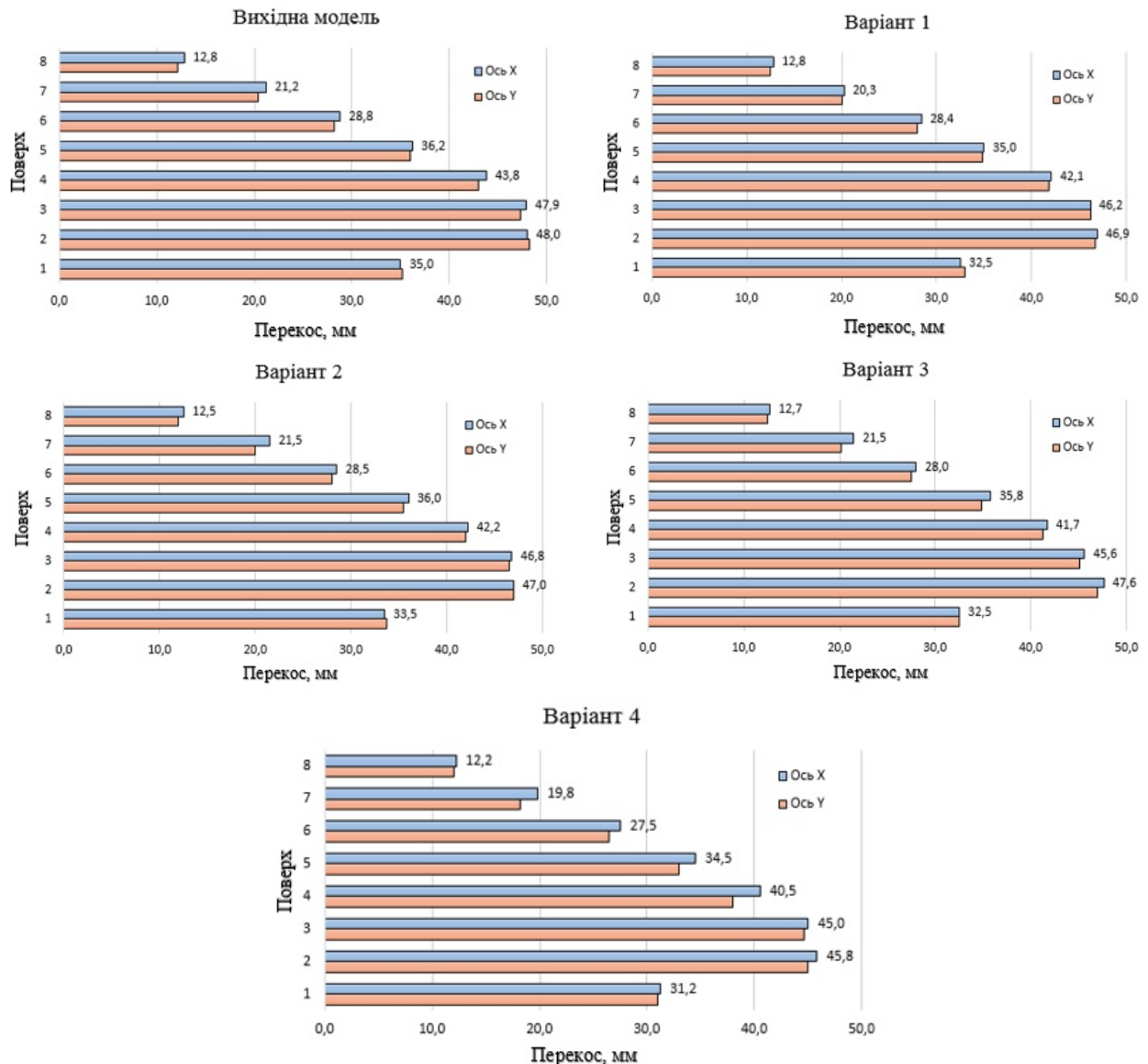


Рисунок 3.7 – Значення переко́сів поверхів для розглянутих моделей в ортогональному напрямку осі X та Y для п'ятої форми коливань

3.2.2 Нелінійний статичний аналіз спектру несучої здатності будівлі Другий етап

На другому етапі виконувався порівняльний аналіз результатів нелінійного статичного розрахунку розрахункових моделей будівлі на сейсмічний вплив для побудови графіків спектру несучої здатності (СНЗ) і спектрів відгуку (реакції)

нелінійного осцилятора, побудованих на основі графіку «спектральне прискорення S_a – спектральне переміщення S_d » (рис. 3.4).

Методика побудови графіків спектру несучої здатності наведена в розділі 2, підрозділ 2.3. Побудова графіків спектру несучої здатності будується в координатах «спектральне прискорення S_a – спектральне переміщення S_d » для кожного кроку навантаження в наступній послідовності.

1. Будівлю піддають поступовому поперечному навантаженню, доки вона не досягне максимального переміщення (так званого цільового переміщення) на контрольному вузлу. Норми [99] рекомендують цільове переміщення приймати рівним 4% від загальної висоти будівлі. В даних дослідженнях центр жорсткості перекриття, точка D1 на рис. 3.1 прийнята за точку стану будівлі.

У ПК ETABS Nonlinear v8.08 результати нелінійного розрахунку на кожному кроці нарощування сейсмічного навантаження багатомасової розрахункової моделі піддаються перетворенням, що дозволяє для кожної розглянутої моделі отримати два узагальнених графіка: перший графік - «спектральне прискорення S_a – спектральне переміщення S_d »; другий графік - спектр несучої здатності «горизонтальна сила $V_{осн}$ – переміщення S_d », графік будується автоматично, шляхом множення отриманих прискорень на модальну масу.

2. Графік спектру несучої здатності БМС у вигляді ідеалізованої пружно-пластичної системи перетворюється до білінійного вигляду на підставі рівності площ (енергій E) нелінійного і білінійного графіків.

На рис. 3.8 наведений білінійний графік вихідної моделі.

Як видно з рис. 3.8 на білінійному графіку з'являється проміжна точка d_T - переміщення багатомасової моделі (БМС), що відповідає між текучості БМС.

Переміщення багатомасової моделі визначається за формулою:

$$d_T = 2 (d_m - E/S_m).$$

3. Визначається коефіцієнт податливості багатомасової моделі співвідношенням переміщення на останньому кроці і переміщенням податливості,

за формулою: $\mu = d_m/d_T$.

Порівняння білінійних моделей у двох ортогональних напрямках, отриманих для будівель із нерегулярною конструктивною схемою з вихідною моделлю, показано на рис. 3.9. В табл. 3.3 наведені результати розрахунків переміщення податливості d_T та переміщення на останньому кроці d_m і значення коефіцієнту податливості μ .

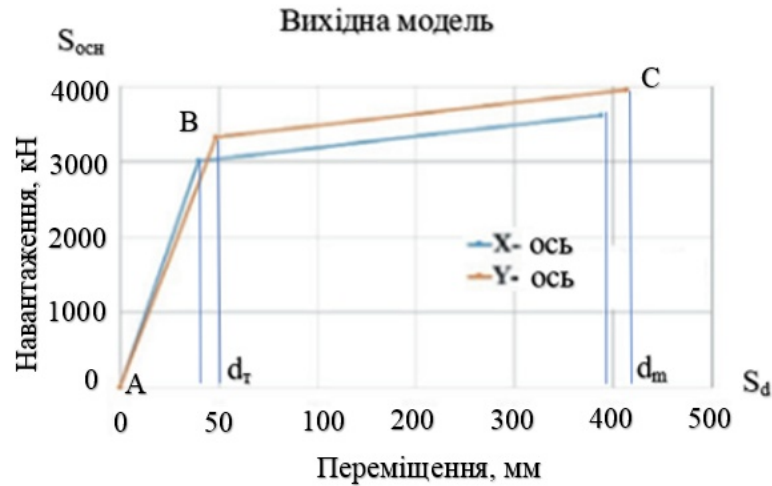
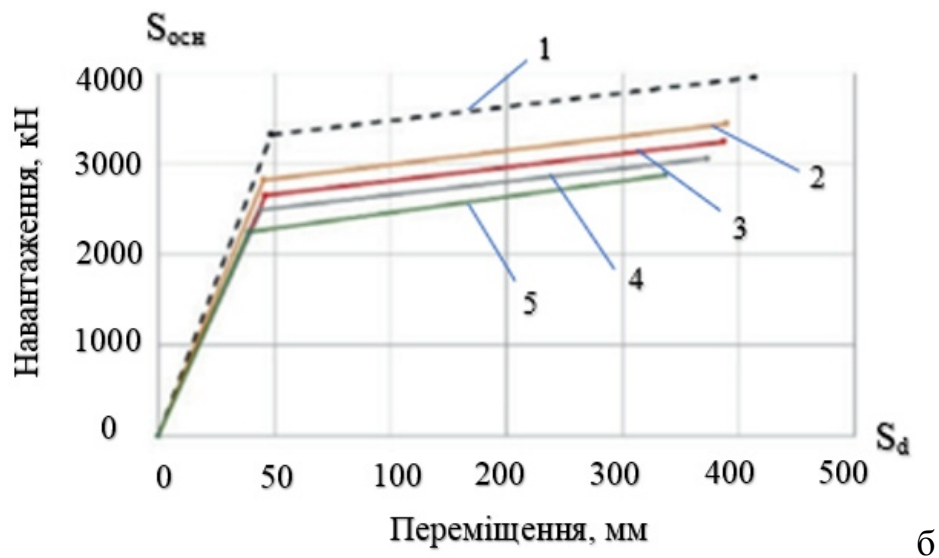
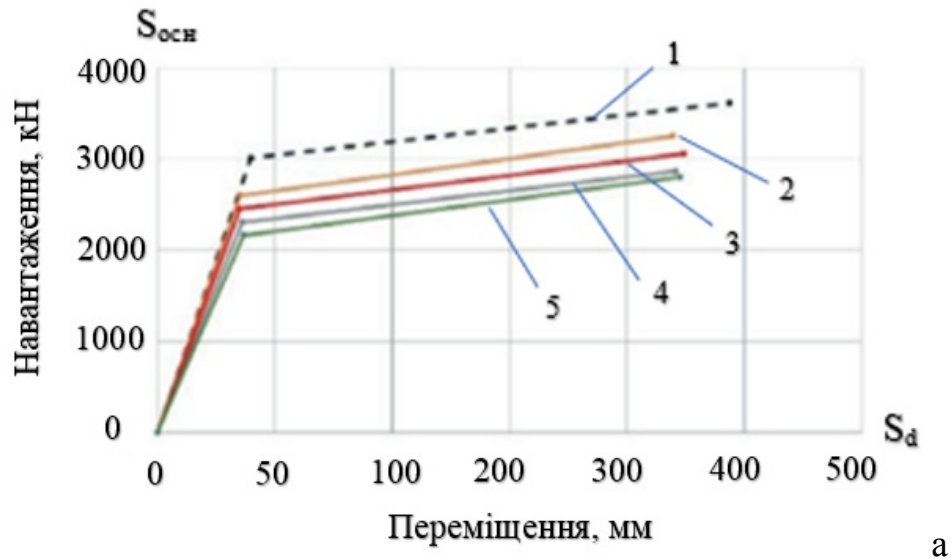


Рисунок 3.8 – Білінійний графік вихідної моделі

На рис. 3.8 лінія АВ представляє пружну поведінку конструкції, де точка «В» позначає границю текучості. Нахил лінії ВС представляє деформаційне зміцнення або роботу елементів конструкцій будівлі у пластичній стадії. Точка «С» вказує номінальну міцність елементів конструкцій та кінцеву несучу здатність будівлі.

Таблиця 3.3 - Значення переміщення податливості, переміщення на останньому кроці та коефіцієнту податливості білінійних моделей

Модель	осі X			осі Y		
	d_T , мм	d_m , мм	μ	d_T , мм	d_m , мм	μ
Вихідна	39,8	243,8	6,13	48,6	256,9	5,29
Варіант 1	35,1	219,6	6,26	45,3	244,9	5,41
Варіант 2	35,0	224,5	6,42	46,1	243,6	5,29
Варіант 3	36,0	221,0	6,13	44,3	236,5	5,34
Варіант 4	36,6	222,7	6,08	33,8	218,5	5,63



1 – вихідна модель; 2 – варіант 1; 3 – варіант 2; 4 – варіант 3; 5 – варіант 4

Рисунок 3.9 – Узагальнені графіки порівняння білінійних моделей досліджуваних моделей будівлі: а - напрямок X; б - напрямок Y

З рис. 3.9 видно, що введення в конструктивну схему еталонної моделі будівлі нерегулярностей призводить до зменшення опору горизонтальному навантаженню, що викликає вихід моделі за межу пружності та руйнування будівлі для усіх розглянутих варіантів будівлі нерегулярної конструктивної схеми. Рис. 3.9 показує, що поперечна жорсткість 4-го варіанту моделі будівлі суттєво відрізняється у порівнянні з еталонною моделлю в двох ортогональних

напряжках, зі зменшенням межі текучості та межі руйнування до 28% в ортогональному напрямку осі X та до 38% в ортогональному напрямку осі Y

4. Відповідно до обчисленого коефіцієнта податливості багатомасової моделі (БМС) виконується редукування нормативного спектра реакцій методом Ньюмарка-Холла (формула 2.14).

На рис. 3.10 наведений графік «спектральне прискорення S_a – спектральне переміщення S_d » для ґрунтів II категорії за сейсмічними властивостями за сейсмічних впливів інтенсивністю 8 балів і різних коефіцієнтах податливості.

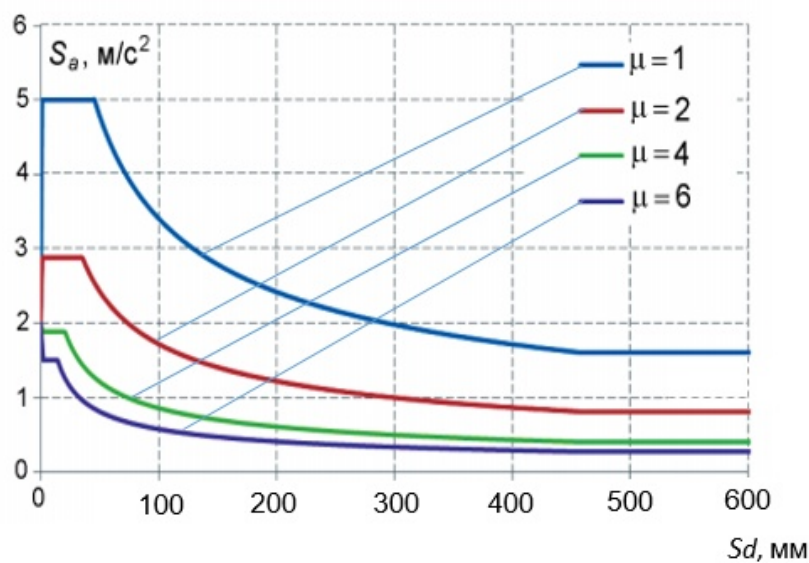


Рисунок 3.10 – Графік «спектральне прискорення S_a – спектральне переміщення S_d » для ґрунтів II категорії за сейсмічними властивостями за сейсмічних впливів інтенсивністю 8 балів і різних коефіцієнтах податливості [4]

5. За допомогою накладання редукованого нормативного спектра реакцій несучої здатності на білінійну модель визначається точка їхнього перетину (точка стану будівлі). На рис. 3.11 – 3.15 наведені результати визначення точки стану розглянутих варіантів будівель (нелінійного переміщення), відносно якої оцінюється напружено-деформований стан всієї будівлі при сейсмічному впливі і оцінюється можливість роботи конструкцій будівлі за межею пружності при сейсмічних впливах.

Переміщення S_d в точці d_T (рис. 3.8), це і є шукане узагальнене нелінійне переміщення, при якому визначається НДС всієї будівлі.

Горизонтальна сила стану: $V_{осн}=S_a*M$ (прискорення помножене на модальну масу).

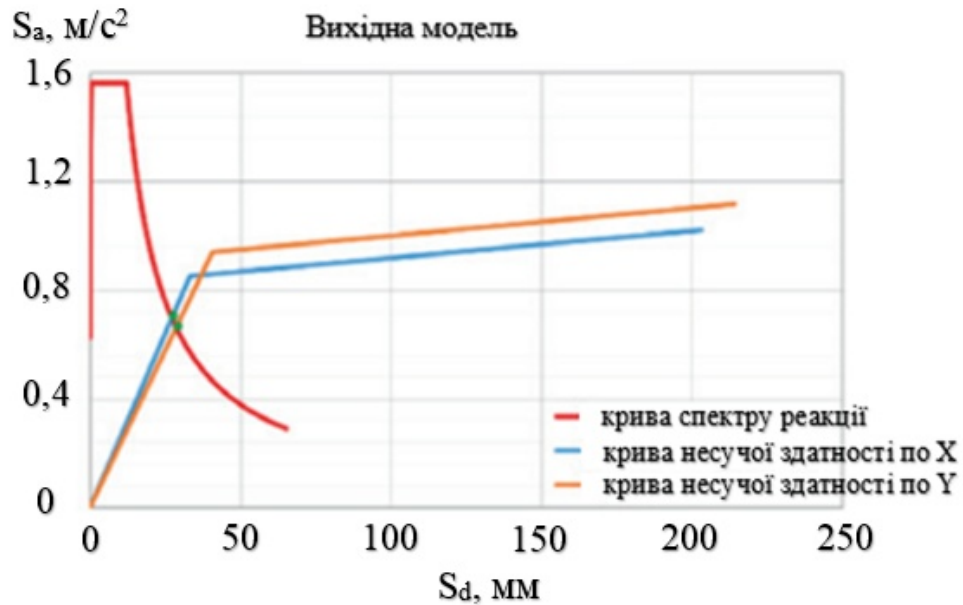


Рисунок 3.11 – Графік визначення нелінійних переміщень (точки стану) вихідної моделі будівлі

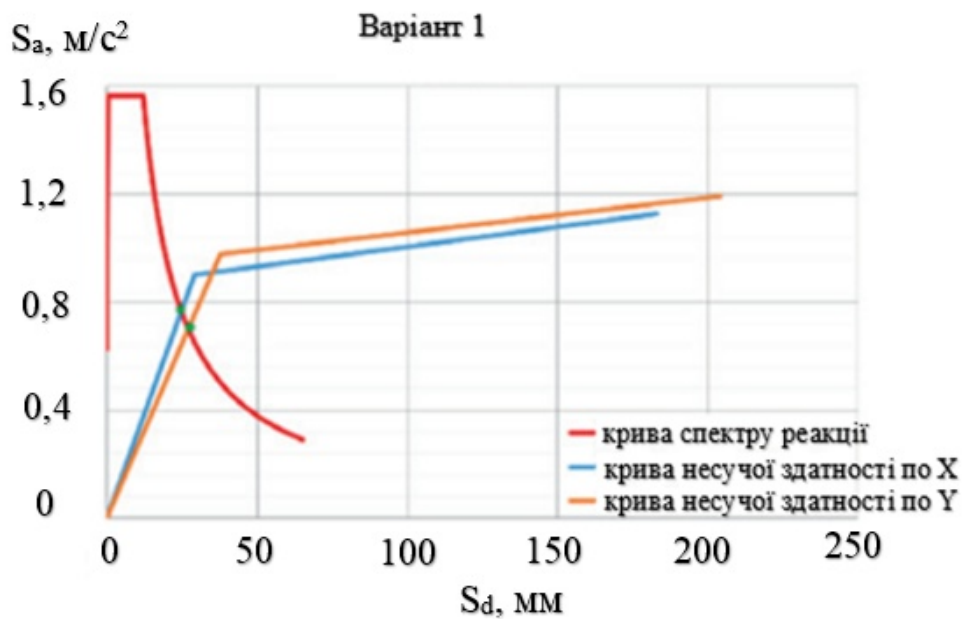


Рисунок 3.12 – Графік визначення нелінійних переміщень (точки стану) моделі будівлі нерегулярної конструктивної схеми (варіант 1)

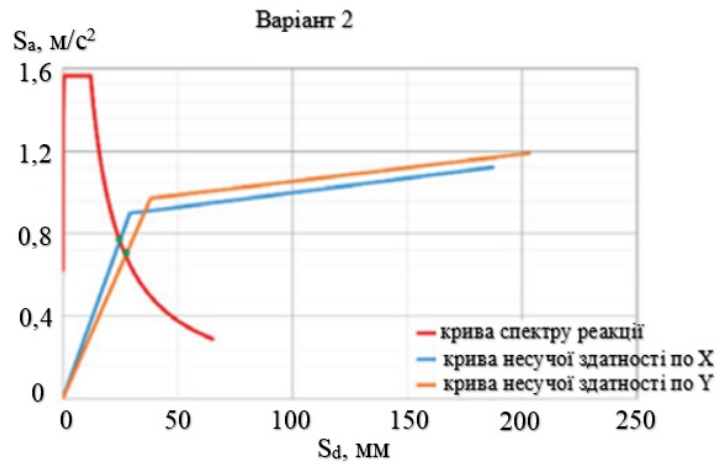


Рисунок 3.13 – Графік визначення нелінійних переміщень (точки стану) моделі будівлі нерегулярної конструктивної схеми (варіант 2)

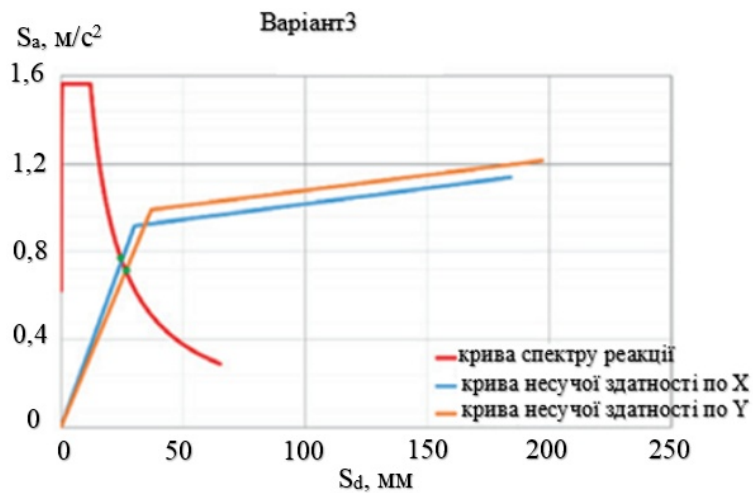


Рисунок 3.14 – Графік визначення нелінійних переміщень (точки стану) моделі будівлі нерегулярної конструктивної схеми (варіант 3)

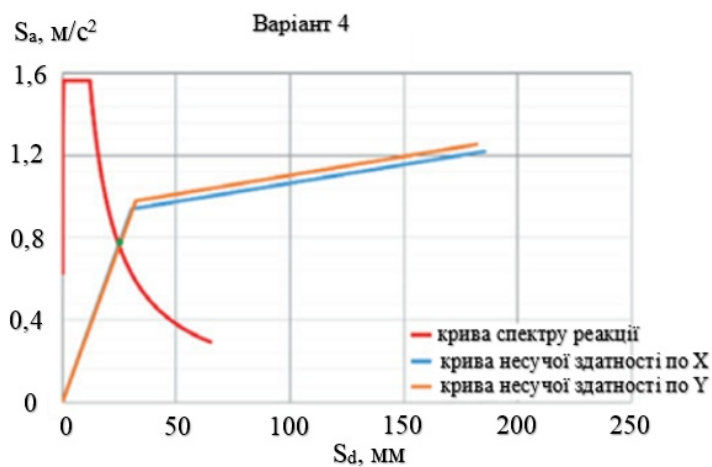


Рисунок 3.15 – Графік визначення нелінійних переміщень (точки стану) моделі будівлі нерегулярної конструктивної схеми (варіант 4)

Аналіз рисунків 3.11-3.15 показує, що максимальні нелінійні переміщення досліджених варіантів моделей будівлі від дії сейсмічного навантаження в двох ортогональних напрямках не перевищує 50 мм, а також менше за відповідне переміщення податливості d_T (табл. 3.3). Це вказує на те, що всі досліджені моделі будівлі мають лінійну пружну поведінку при сейсмічному впливі. Для будівель із нерегулярною конструктивною схемою, як і слід було очікувати, спостерігається зміщення точки стану будівлі до межі текучості.

При переході лінійного переміщення за межу текучості відбувається руйнування першої конструктивної складової (формування першого пластичного шарніру). Норми з сейсмічного проектування рекомендують, щоб перший пластичний шарнір формувався в балках, а не колонах. При досягненні нелінійних переміщень значень d_m , що відповідає номінальній міцності елементів конструкції, відбувається руйнування будівлі.

3.3 Висновки по розділу 3

1. Розроблено методику та алгоритм чисельного моделювання будівель нерегулярної конструктивної схеми при розрахунках на сейсмічні впливи на основі методу статичного нелінійного розрахунку, реалізованого в програмному комплексі ETABS Nonlinear v8.08. Методика ґрунтується на визначенні нелінійних переміщень будівлі з використанням спектру несучої здатності будівлі.

2. В результаті чисельного моделювання та аналізу сейсмічної поведінки п'яти варіантів моделей будівлі з нерегулярною конструктивною схемою встановлено, що максимальні нелінійні переміщення досліджених варіантів моделей будівлі від дії сейсмічного навантаження в двох ортогональних напрямках не перевищують 50 мм, а також менші за відповідне переміщення податливості d_T . Це вказує на те, що всі досліджені моделі будівлі мають лінійну пружну поведінку при сейсмічному впливі.

3. Для будівель із нерегулярною конструктивною схемою, як і слід було очікувати, спостерігається зміщення точки стану будівлі до межі текучості.

4. При переході лінійного переміщення за межу текучості відбувається руйнування першої конструктивної складової (формування першого пластичного шарніру). При досягненні нелінійних переміщень значень d_m , що відповідає номінальній міцності елементів конструкції, відбувається руйнування будівлі.

5. Виявлено, що каркасні будівлі з нерегулярною конструктивною схемою можуть працювати в пружній стадії, це залежить від місця розташування нерегулярності в плані будівлі, а також від пластичних властивостей матеріалів конструкцій будівлі.

3.4 Список використаних джерел у розділі 3

У розділі 3 використані [4, 5, 10, 99, 105, 106] літературні джерела. Їх найменування наведені в загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 4

ПІДВИЩЕННЯ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ІСНУЮЧОЇ БУДІВЛІ НЕРЕГУЛЯРНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ

Наслідки ряду катастрофічних землетрусів наочно показали, що практично неможливо досягти абсолютної безпеки, а з економічної точки зору – недоцільно вимагати її повного забезпечення. Питання безпеки в будівництві знаходяться в певному протиріччі з питаннями його економічності: з одного боку – забезпечення абсолютної безпеки вимагає надзвичайно великих витрат, а з іншого – недостатня надійність конструкцій або будівлі в цілому в разі землетрусу загрожує як чисто економічними, так і неекономічними втратами.

Тому науковий інтерес у вирішенні задач забезпечення сейсмостійкості існуючих житлових будівель представляють задачі вибору найбільш раціонального та ефективного способу підвищення сейсмостійкості існуючих об'єктів при їх реконструкції.

4.1 Вихідні дані та постановка задачі дослідження

У якості об'єкта дослідження прийнята триповерхова будівля з цокольним поверхом незавершеного будівництва цивільного призначення у м. Севастополь (АР Крим). У конструктивному відношенні будівля виконана із монолітного залізобетонного каркасу з плитами перекриття опертими по контуру (рис. 4.1).

Вихідні дані для розрахунків (розміри будівлі, висота поверхів, перерізи конструктивних елементів та характеристики матеріалів конструкцій і їх армування) прийняті на основі результатів інструментального обстеження конструкцій будівлі [107]. На момент обстеження зведення будівлі не завершено. Виконано монолітний залізобетонний каркас, окремі стіни та перегородки, встановлені фасадні системи. Сітка колон каркасу нерегулярна (5,8 м у

поперечному напрямку; 8,0 м і 4,0 м – у поздовжньому). Балки перекриття розташовані в поперечному і поздовжньому напрямках будівлі. Просторова жорсткість забезпечується монолітними залізобетонними колонами перерізом 400x400 мм і ригелями перерізом 400x360(h) мм спільно з дисками монолітного залізобетонного перекриття товщиною 160 мм. Клас бетону конструкцій каркасу і перекриття С16/20, армування конструкцій каркасу арматурою класу А400С, плита перекриття армована арматурою А500С. Фундаменти – монолітна залізобетонна плита товщиною 1000 мм, армована просторовими каркасами з робочою арматурою у верхній зоні \varnothing 18 А400С, в нижній зоні \varnothing 16 А400С з кроком 200 x 200 мм, клас бетону С16/20. Фактичне армування конструктивних елементів будівлі наведене в табл. 4.1.

Таблиця 4.1 - Фактичне армування конструктивних елементів будівлі

Елем.	Арматура				Бетон				%
	d, мм	S, см ²	n, шт	S, см ²	b, см	h, см	a, см	S, см ²	
Колони	18	2.545	4	10.18	40	40	3	1480	0.69
	16	2.011	4	8.044					0.54
Балки	10	0.785	4	3.14	40	36	3	1320	1.15
	16	2.011	6	12.066					
Пер-тя	10	0.785	5	3.925	100	16	2	1400	0.56
	10	0.785	5	3.925					

При реконструкції будівлі передбачається надбудова мансардного поверху з басейном (рис. 4.2). За результатами перевірочних розрахунків [107, 108] встановлено, що основа і фундаменти мають запаси міцності для сприйняття додаткового навантаження від надбудови.

Сейсмічність майданчика – 8 балів, клас наслідків відмови будівлі – СС2.

Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями – II.

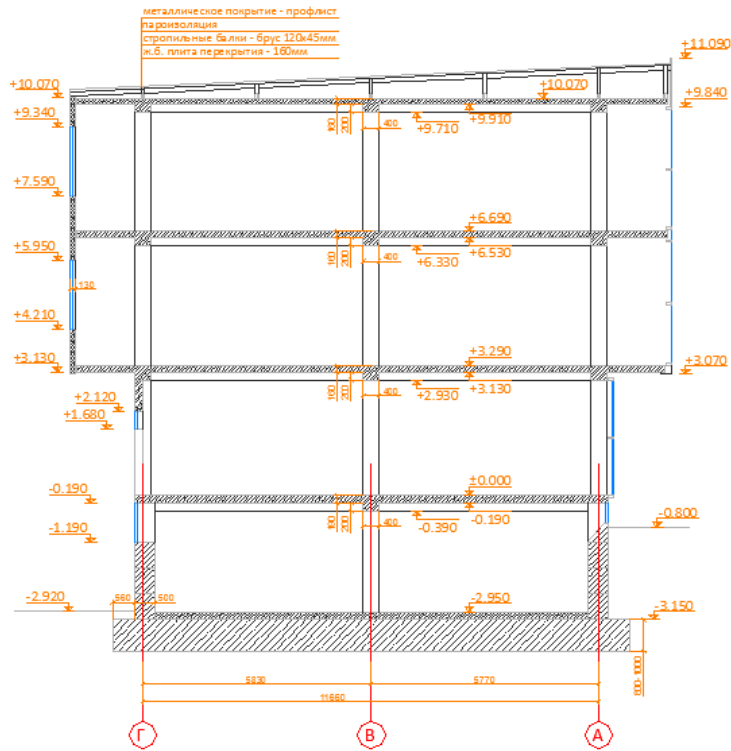


Рисунок 4.1 – Поперечный разрез здания за попереднім проектом

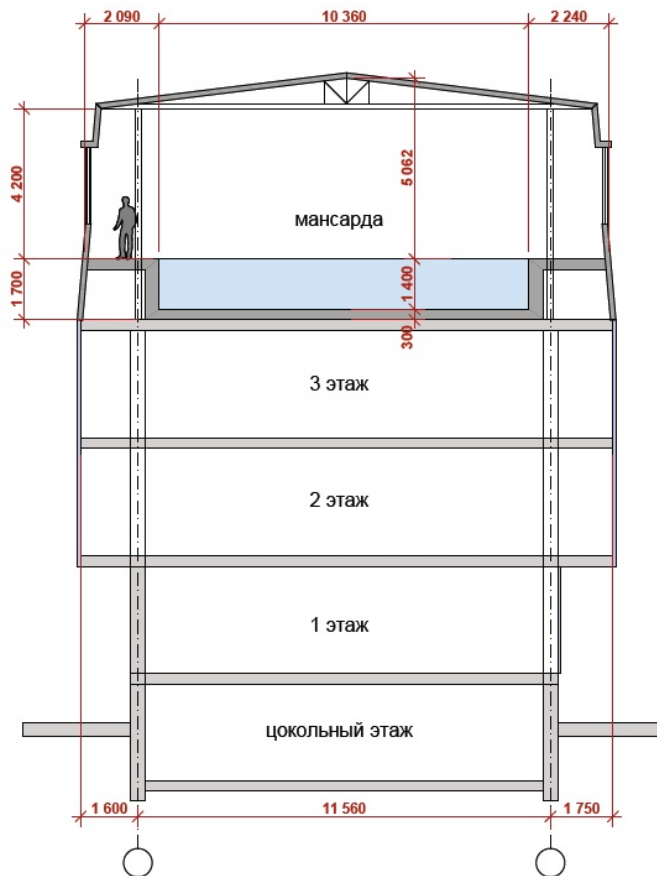


Рисунок 4.2 - Поперечный разрез здания після реконструкції

Метою даного дослідження є аналіз впливу реконструкції на напружено деформований стан об'єкту та пошук найбільш раціонального і ефективного способу підвищення сейсмостійкості будівлі незавершеного будівництва та розробка методики порівняльного аналізу різних варіантів підвищення сейсмостійкості будівлі та оцінка її практичного використання.

4.2 Дослідження напружено-деформованого стану будівлі на основі статичного та динамічного розрахунків моделі будівлі

4.2.1 Статичний розрахунок досліджуваної моделі будівлі

Досліджувався напружено-деформований стан конструкцій будівлі до та після її реконструкції для нормальних умов експлуатації та при дії сейсмічного навантаження з урахуванням додаткового навантаження на конструкції каркасу від надбудови та від басейну. Розрахунки на статичні та динамічні навантаження виконувались за допомогою програмного комплексу SCAD. Розрахункова модель будівлі (рис. 4.3) представляє собою монолітний каркас, з розмірами в плані 32 м і 11,6 м, чотирма поверхами висотою 3,3 м кожен із загальною висотою будівлі 13,2 м. Навантаження та впливи на конструкції будівлі приймалися згідно норм [109], міцнісні характеристики матеріалів приймалися за результатами обстеження будівлі, характеристичне значення ваги будівельних конструкцій визначалося за фактичними розмірами та питомою вагою матеріалів за результатами обстеження будівлі. Розрахунки виконані з дотриманням вимог норм [4, 5, 59, 9, 101, 109-111].

Для аналізу впливу надбудови з басейном при реконструкції будівлі на напружено-деформований стан конструкцій існуючої будівлі виконані статичні розрахунки будівлі до її реконструкції та розрахунки, в яких до вихідної розрахункової моделі, додавались зусилля від ваги басейну та конструкцій мансардного поверху.

У табл. 4.2 наведені значення прогинів та переміщень в елементах

переkritтя для будівлі до її реконструкції (вихідна модель), у табл. 4.3 – після реконструкції будівлі.

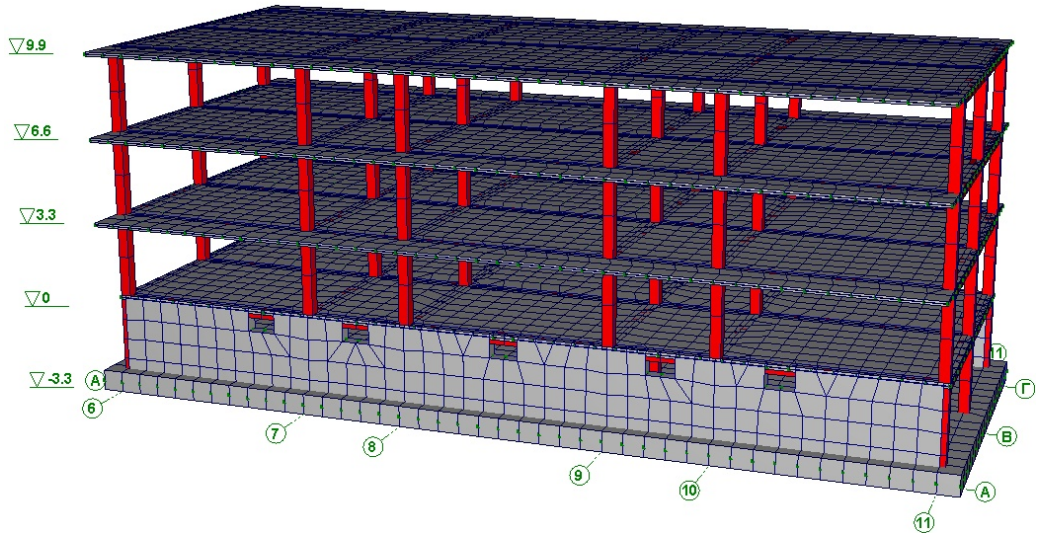


Рисунок 4.3 - Розрахункова модель будівлі (вихідна модель)

Таблиця 4.2 – Значення прогинів та переміщень в елементах переkritтя для вихідної моделі

Поверх	Значення		Прогин, мм	Гран. знач., мм
	min, мм	max, мм		
Цок-ий	-0.04	-7.28	-7.24	22, 32
1-ий	-0.34	-13.29	-12.95	
2-ий	-0.95	-12.33	-11.38	
3-ий	-0.39	-14.98	-14.59	

Таблиця 4.3 – Значення прогинів та переміщень в елементах переkritтя після реконструкції будівлі

Поверх	Значення		Прогин, мм	Гран. знач., мм
	min, мм	max, мм		
Цок-ий	-0,04	-7,51	-7,47	22, 32
1-ий	-0,43	-13,9	-13,47	
2-ий	-1,3	-12,2	-10,9	
3-ий	4,2	-33,72	-37,92	

Аналіз результатів (табл. 3.2, 3.3) показує, що за результатами статичного

розрахунку будівлі до її реконструкції значення прогинів знаходяться в межах допустимих значень (табл. 3.2), для будівлі після її реконструкції значення прогинів перекриттів для цокольного та перших двох поверхів знаходяться у межах допустимих значень, в той час як для перекриття третього поверху значення прогинів перевищують нормоване значення (табл. 3.3), що є результатом додавання додаткового навантаження при надбудові.

Максимальні сумарні переміщення вихідної моделі будівлі спостерігаються в рівні перекриття третього поверху і складають 4,71 мм.

У відповідності з п. 7.1 ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [112], горизонтальні граничні переміщення (f_u) каркасних будівель, що обмежуються виходячи з конструктивних вимог (забезпечення цілісності заповнення каркаса стінами, перегородками, віконними і дверними елементами), можуть бути розраховані за формулою [112]:

$$f_u = h / 500, \quad (4.1)$$

де h – висота багатопверхових будівель, що дорівнює відстані від верху фундаменту до осі ригеля покриття.

Таким чином, значення горизонтальних граничних переміщень для досліджуваної будівлі складають: $f_u = h / 500 = (4 \cdot 3,3) / 500 = 0,264 \text{ м} \approx 27 \text{ мм}$.

Звідси можна зробити висновок, що горизонтальні переміщення поперечної рами, знайдені за допомогою лінійного статичного розрахунку, знаходяться в межах допустимих нормами величин.

Аналіз напружено-деформованого стану будівлі до та після її реконструкції для нормальних умов експлуатації та при дії сейсмічного навантаження з урахуванням додаткового навантаження на конструкції каркасу від надбудови та від басейну виконаний по відсотку симетричного армування, оскільки конструктивна схема будівлі це монолітний залізобетонний каркас, де колони

жорстко з'єднуються з балками та перекриттями.

В результаті аналізу напружено деформованого стану конструкцій будівлі порівнювалися прогини і переміщення елементів конструкцій і будівлі в цілому, напруження і зусилля в перерізах елементів отримані при розрахунку на статичні та динамічні навантаження з їх граничними значеннями допустимими нормами проектування [113].

На основі статичних розрахунків визначено, що у поперечному напрямі рама отримує більші переміщення, тож далі для аналізу горизонтальних деформацій та переміщень реконструйованої схеми береться одна комбінація навантажень з дією вітру у поперечному напрямку будівлі (Вітер по Y) та додається навантаження від басейну з коефіцієнтом сполучення 1.

З епюри армування колон для вихідної моделі будівлі (рис. 4.4) видно, що відсоток армування для більшості елементів відповідає їх фактичним значенням. Довжина колон, де у відповідності з розрахунком виявляється недостатня кількість арматури становить 3% від загальної довжини всіх колон.

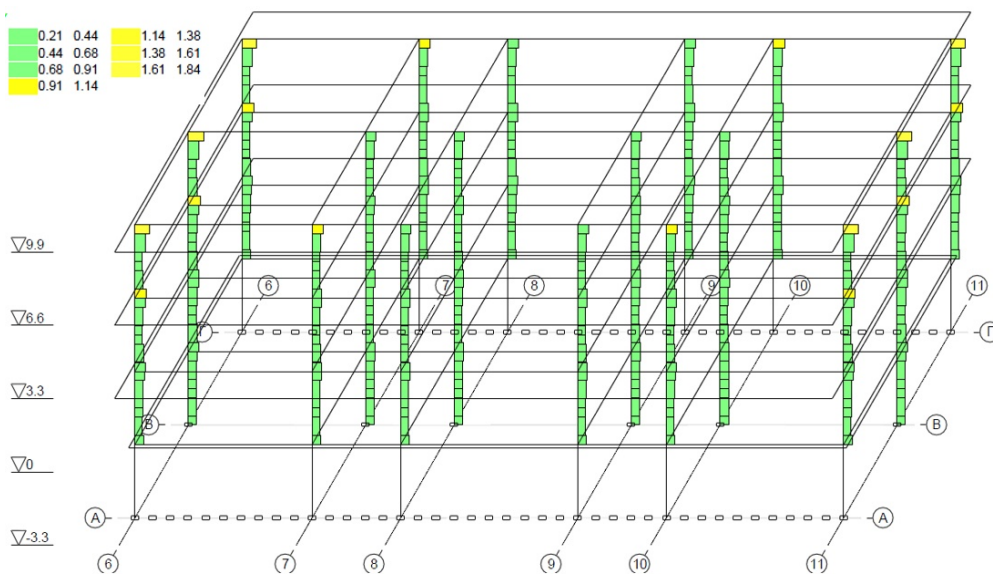


Рисунок 4.4 - Епюри армування колон для вихідної моделі будівлі, % симетричного армування

По епюрі армування колон для моделі для моделі будівлі після

реконструкції (рис. 4.5) спостерігається, що кількість елементів з недостатнім армуванням істотно збільшується у порівнянні із вихідною моделлю. Довжина колон, де у відповідності з розрахунком виявляється недостатня кількість арматури становить 33% від загальної довжини всіх колон.

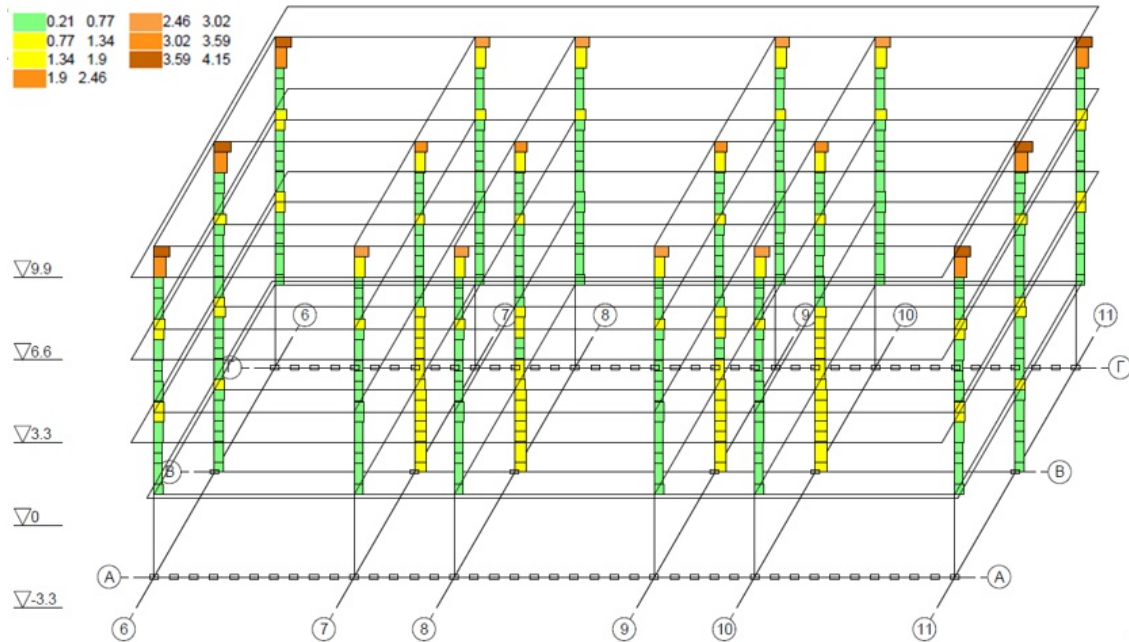


Рисунок 4.5 - Епюри армування колон для моделі будівлі після реконструкції,
% симетричного армування

4.2.2 Динамічний розрахунок досліджуваної моделі будівлі

Дослідження напружено-деформованого стану конструкцій будівлі до та після її реконструкції при дії сейсмічного навантаження виконувався спектральним методом.

В табл. 4.4 наведені періоди та форми власних коливань будівлі, які є найбільш впливовими.

Загалом, при розрахунках на сейсмічне навантаження проаналізовано 68 форм власних коливань каркасу будівлі з періодами коливань 0,75 с - 0,072 с та виявленні найбільш впливові коливання на напружено-деформований стан конструкцій.

Таблиця 4.4 - Форми коливань та їх характеристики

Форма	Власні значенн	Частота		Період (сек)	Зміна, %	Вид деформації
		1/сек	Гц			
1	0.119	8.376	1.334	0.750	-	Поперечна згинальна
2	0.111	9.045	1.44	0.694	-7.5%	Поздовжня згинальна
3	0.105	9.491	1.511	0.662	-4.6%	Крутильна
4	0.038	26.008	4.141	0.241	-63.6%	Поперечна зсувна
5	0.035	28.489	4.536	0.220	-8.7%	Повздовжня зсувна
6	0.034	29.801	4.745	0.211	-4.1%	Крутильна + поперечна зсувна
7	0.025	40.686	6.479	0.154	-27.0%	Прогини перекриття 1-го пов.
8	0.024	40.966	6.523	0.153	-0.6%	Прогини перекриття 1-го пов.
9	0.024	42.411	6.753	0.148	-3.3%	Прогини перекриття 1-го пов.
10	0.023	42.644	6.79	0.147	-0.7%	Прогини перекриття 1-го пов.
11	0.023	42.8	6.815	0.147	0.0%	Прогини перекриттів 1-го і 2-го пов.
12	0.023	42.962	6.841	0.146	-0.7%	Прогини перекриттів 2-го пов.
13	0.023	43.156	6.872	0.146	0.0%	Прогини перекриттів 1-го пов.
14	0.023	44.223	7.042	0.142	-2.7%	Прогини перекриттів 1-го і 3-го пов.
15	0.023	44.408	7.071	0.141	-0.7%	Прогини перекриттів 1-го пов.
16	0.022	44.468	7.081	0.141	0.0%	Прогини перекриттів 1-го і 3-го пов.
17	0.022	44.662	7.112	0.141	0.0%	Прогини перекриттів 1-го пов.
18	0.022	45.214	7.2	0.139	-1.4%	Прогини перекриттів 2-го пов.
19	0.022	45.617	7.264	0.138	-0.7%	Прогини перекриттів 2-го пов.
20	0.022	45.714	7.279	0.137	-0.7%	Прогини перекриттів 2-го пов.
21	0.021	47.737	7.601	0.132	-3.6%	Прогини перекриттів 2-го пов.
22	0.021	48.086	7.657	0.131	-0.8%	Прогини перекриттів 1-го і 3-го пов.
23	0.021	48.269	7.686	0.13	-0.8%	Поздовжня зсувна + прогини перекриття 1-го пов.
24	0.021	48.59	7.737	0.129	-0.8%	Прогини перекриттів 1-го і 2-го пов.
25	0.02	48.9	7.787	0.128	-0.8%	Прогини перекриттів 1-го і 2-го пов.
26	0.02	49.252	7.843	0.128	0.0%	Прогини перекриттів 2-го пов.
27	0.02	49.342	7.857	0.127	-0.8%	Прогини перекриттів 3-го пов.
28	0.02	49.381	7.863	0.127	0.0%	Прогини перекриттів 3-го пов.
29	0.02	49.436	7.872	0.127	0.0%	Прогини перекриттів 3-го пов.
30	0.02	50.645	8.065	0.124	-2.4%	Прогини перекриттів 1-го і 2-го пов.
31	0.02	50.97	8.116	0.123	-0.8%	Крутильна + поперечна зсувна + прогини перекриття 1-3-го пов.
35	0.019	53.267	8.482	0.118	-4.1%	Прогини перекриттів 1-го і 2-го пов.
50	0.013	74.55	11.871	0.084	-28.8%	Прогини перекриттів 1-го і 2-го пов.

Перші 6 форм власних коливань є основними тому супроводжуються деформаціями колон і, отже, виникненням великих зусиль у вузлах з'єднань колон з ригелями. Деформації колон спостерігаються також при деяких формах коливань з більш малими значеннями періодів:

- внесок форми 31 ($T = 0,123$ сек) у відносні переміщення становить 11,9% і

15,9% для поздовжнього і поперечного напрямків відповідно;

- для форм 35 ($T = 0,118$ сек) і 50 ($T = 0,084$ сек) також характерні деформації колон, які є результатом опосередкованого впливу прогинів перекриття на форму колон, але за значеннями максимальних переміщень в горизонтальній площині, їх вклади нехтовно малі.

Максимальні значення абсолютних зміщень спостерігаються при перших двох формах коливань і складають 36,01 мм в подовжньому напрямку (по X, друга форма) (рис. 4.6) і 40,17 мм в поперечному напрямку (по Y, перша форма) (рис. 4.7).

Епюри армування колон для вихідної моделі будівлі при сейсмічному впливі наведені на рис. 4.8, для моделі будівлі після реконструкції – на рис. 4.9.

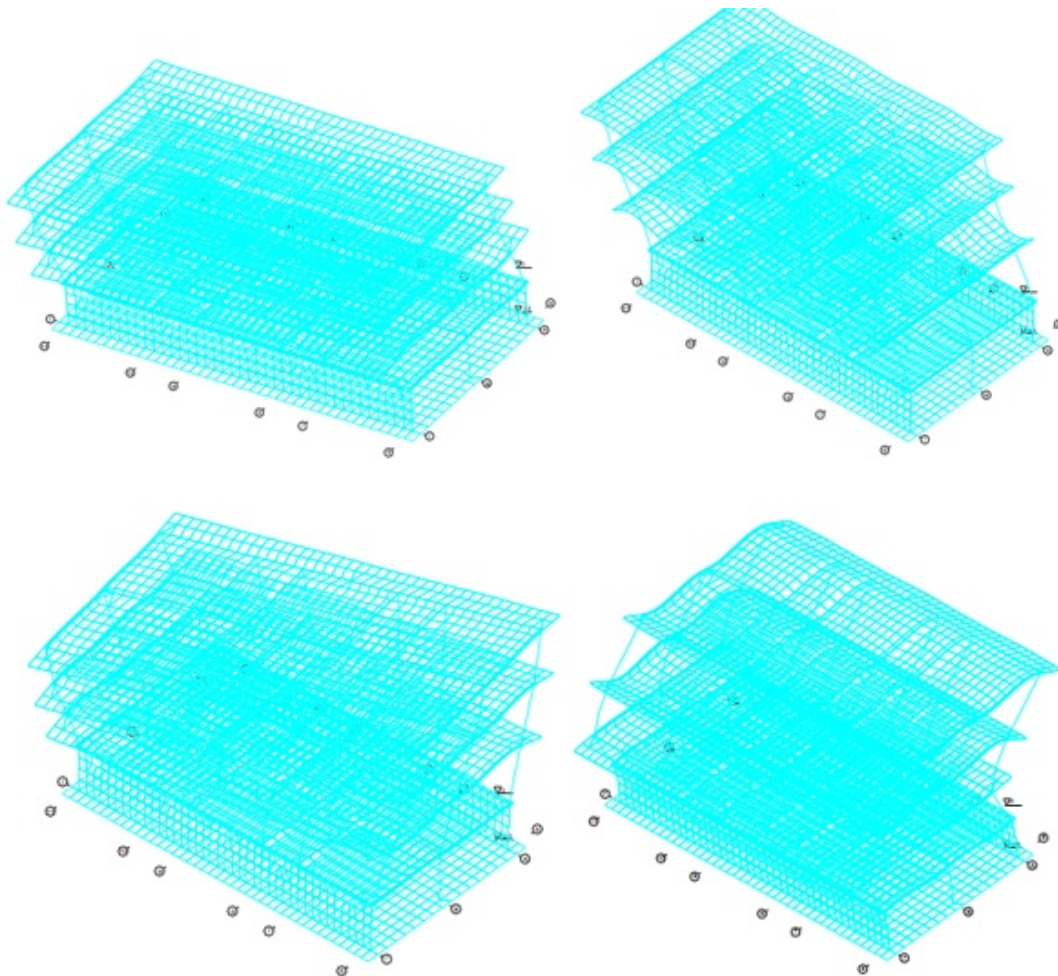


Рисунок 4.6 - Власні форми коливань будівлі
(зверху вниз, зліва направо 1, 2, 3, 4)

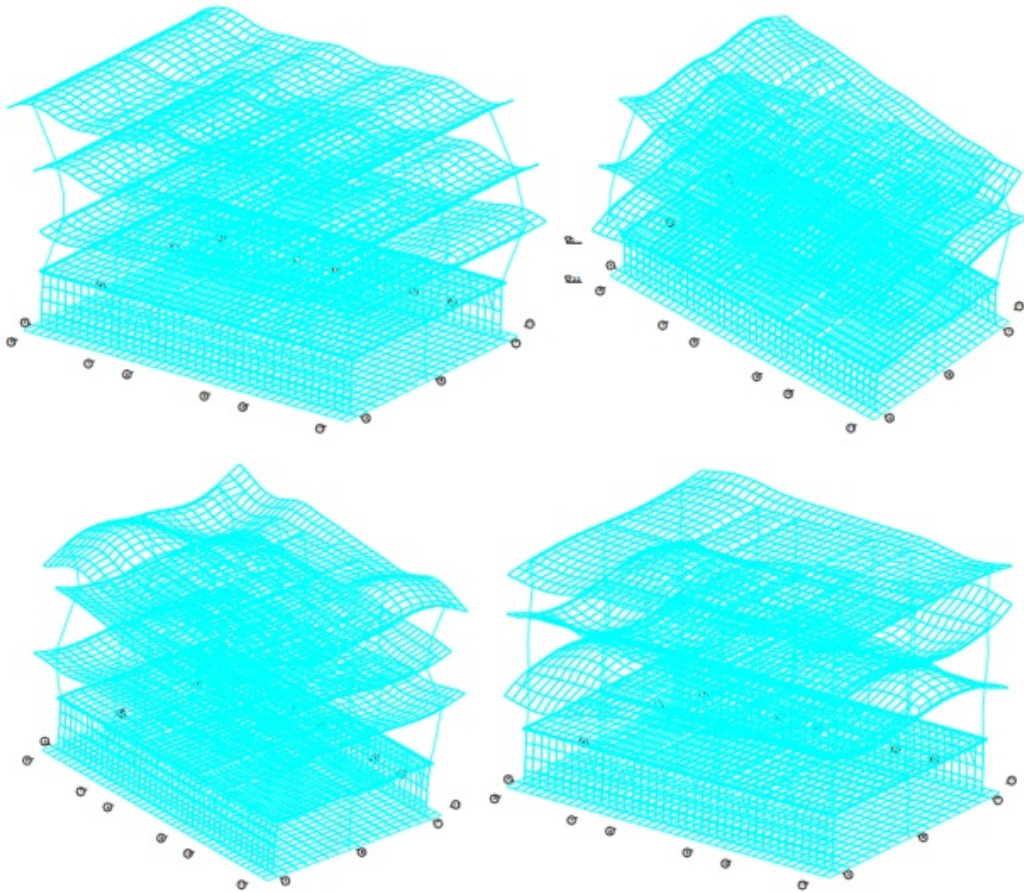


Рисунок 4.7 - Власні форми коливань будівлі
(зверху вниз, зліва направо 5, 6, 31, 35)

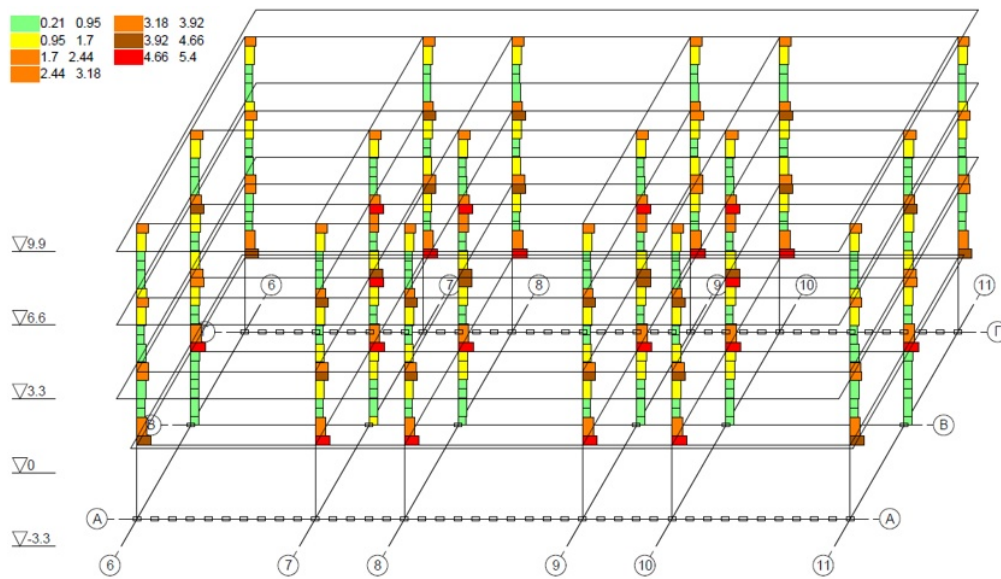


Рисунок 4.8 - Епюри армування колон для вихідної моделі, % симетричного армування

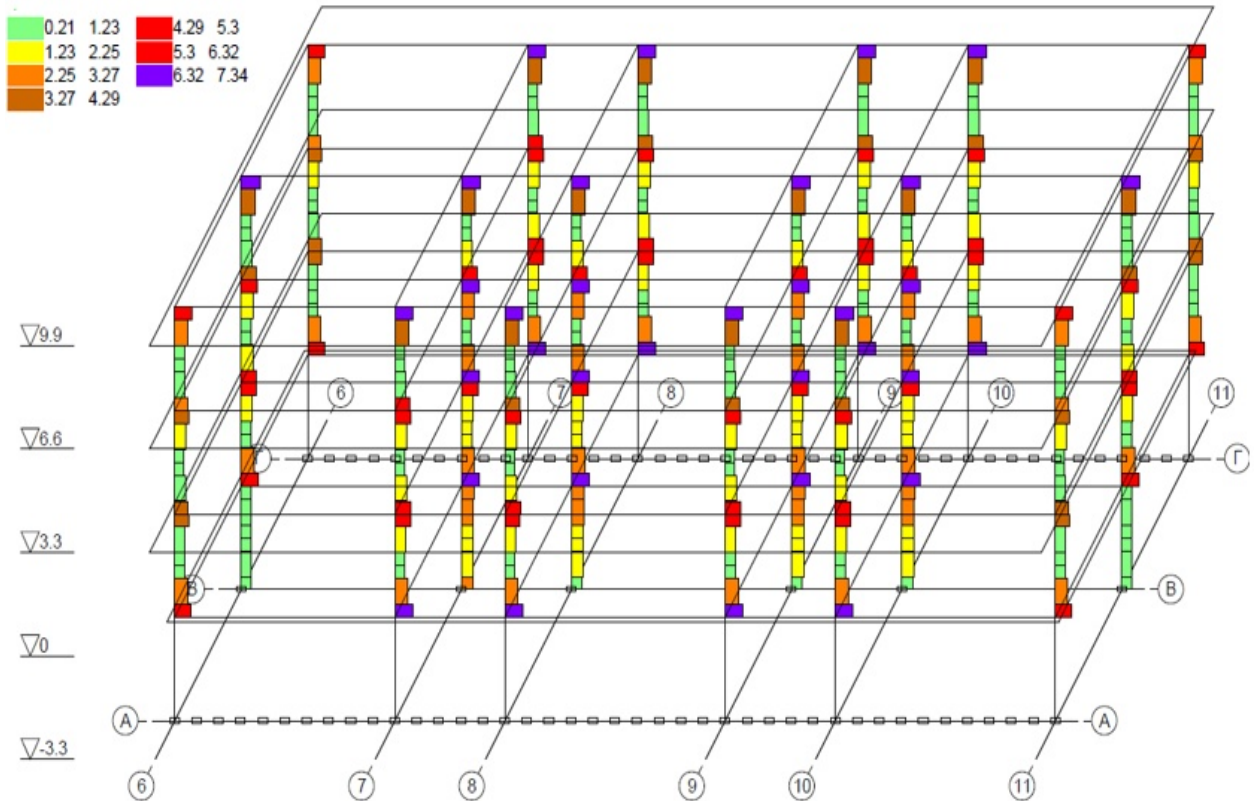


Рисунок 4.9 - Епюри армування колон для моделі будівлі після реконструкції,
% симетричного армування

Аналіз отриманих результатів показав, що при статичному розрахунку:

- зусилля в перерізах колон каркасу вищі за несучу здатність перерізів, фактичне армування колон існуючої будівлі на 3% менше за розрахункове значення, а за умови надбудови мансардного поверху з басейном армування на 33% менше за розрахункове значення;

- переміщення вузлів рам знаходяться в межах допустимих нормами значень, як для існуючої будівлі, так і за умови її надбудови;

- прогини елементів перекриття не перевищують нормативні значення, як для існуючої будівлі, так і за умови її надбудови за виключенням перекриття третього поверху будівлі - прогини на 18,5% більші за допустимі нормами на ділянці дії додаткового навантаження від басейну.

При динамічному розрахунку:

- просторові деформації каркасу будівлі знаходяться у межах допустимих значень, як для існуючої будівлі, так і за умови її надбудови;

- зусилля в перерізах колон каркасу вищі за несучу здатність перерізів, фактичне армування колон існуючої будівлі на 63% менше за розрахункове значення, а за умови надбудови мансардного поверху з басейном - армування на 72% менше за розрахункове значення;

Отримані результати аналізу напружено деформованого стану конструкцій будівлі свідчать про необхідність підсилення колон каркасу будівлі в місцях додаткового навантаження від надбудови мансардного поверху і перекриття третього поверху на ділянці улаштування басейну з одночасним виконанням заходів з підвищення сейсмостійкості будівлі в цілому [105].

4.3 Підвищення сейсмостійкості існуючої будівлі при реконструкції

4.3.1 Розробка розрахункових моделей будівлі з різними варіантами розташування конструкцій сейсмозахисту та аналіз їх ефективності на основі результатів статичних та динамічних розрахунків моделей будівлі

Розподіл жорсткостей в плані існуючої будівлі носить нерегулярний характер. Для визначення ефективного варіанту підвищення сейсмостійкості будівлі при її реконструкції досліджувався напружено-деформований стан елементів каркасу на динамічні навантаження для нерегулярної і регулярної схем розташування колон в плані будівлі. Регулярна схема отримана шляхом введення додаткових колон (рис. 4.10) у досліджувану модель будівлі (рис. 4.3).

Для підвищення сейсмостійкості існуючої будівлі з монолітного залізобетонного каркасу в якості додаткових елементів жорсткості, прийняті вертикальні в'язеві панелі. В'язеві панелі виконані з квадратної труби 100x8 мм за ДСТУ 8639-82 [114] і жорстко зв'язані з елементами каркасу приварюванням тяжів до сталевих траверс закріплених на колонах. Додаткові в'язеві панелі встановлюються безперервно по всій висоті будівлі між суміжними колонами та

розташовані симетрично від центра ваги будівлі.

Загалом досліджено 52 розрахункових моделей будівлі, окремі варіанти наведені на рис. 4.11.

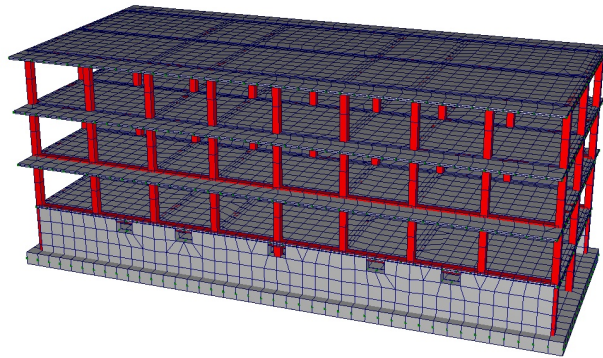


Рисунок 4.10 - Розрахункова модель будівлі з регулярною сіткою колон

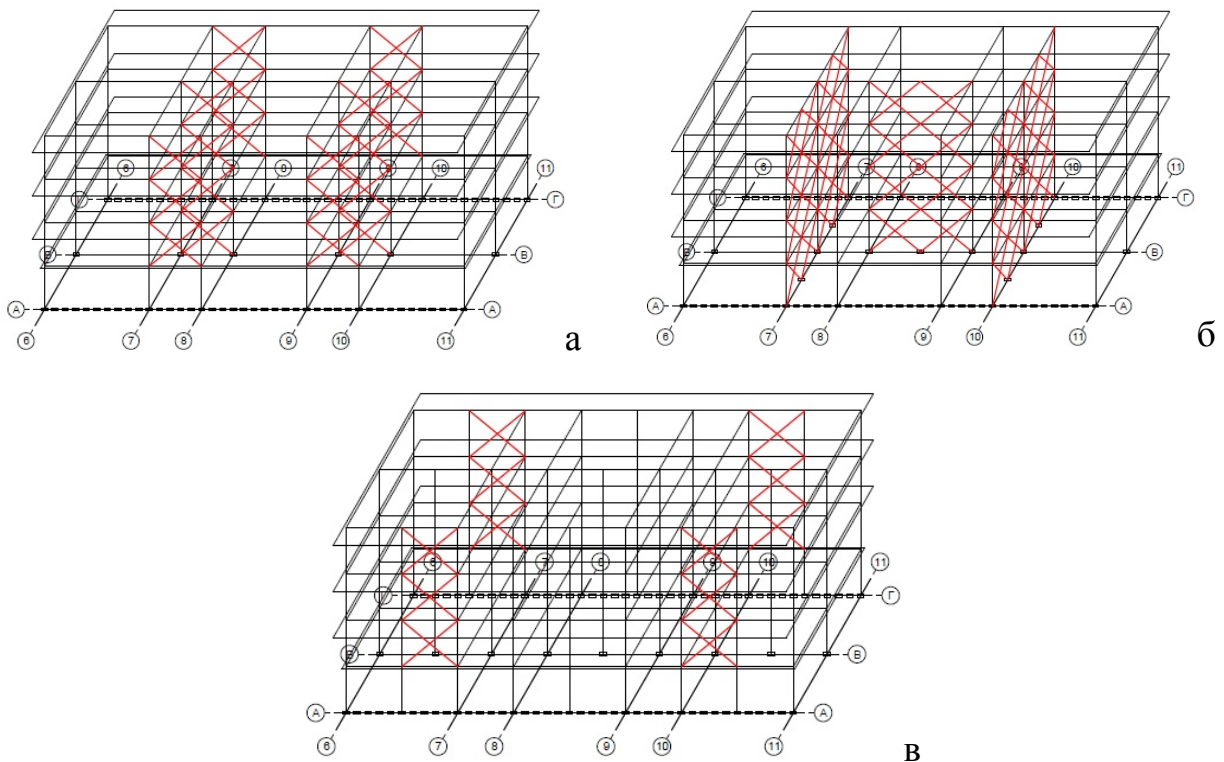


Рисунок 4.11 - Розташування в'язевих панелей:

а - по осях А, В і Г в нерегулярній схемі;

б - у поздовжньому та поперечному напрямках в нерегулярній схемі

в - по осях А і Г в регулярній схемі

Для порівняльного аналізу ефективності підвищення сейсмостійкості будівлі однотипними конструкціями (в'язевими панелями) досліджувались розрахункові моделі (нерегулярна і регулярна схеми розташування колон в плані будівлі) з різним варіантами розташування в'язевих панелей, розташованих попарно на різних відстанях від центра ваги будівлі в поздовжньому, поперечному або в обох напрямках [105].

4.3.2 Методика порівняльного аналізу варіантів підвищення сейсмостійкості будівель

Для порівняння варіантів підвищення сейсмостійкості будівлі в'язевими панелями жорсткості в подальшому використовуються такі поняття як: *абсолютний ефект, ефект, ефективність, теоретичний ефект.*

Абсолютний ефект – різниця між масою сталі, необхідною для армування колон каркасу вихідної розрахункової моделі та масою сталі, необхідної для армування колон моделі з конструкціями підвищення сейсмостійкості будівлі. Розраховується за формулою:

$$Ea = m_e - m_p, \text{ кг} . \quad (4.2)$$

Ефект – відношення абсолютного ефекту до маси сталі, необхідної для армування колон каркасу вихідної моделі. Розраховується за формулою:

$$E = \frac{Ea}{m_e} = \frac{m_e - m_p}{m_p} \cdot 100, \% . \quad (4.3)$$

Ефективність – відношення абсолютного ефекту до маси сталі, необхідної на влаштування конструкцій підвищення сейсмостійкості будівлі. Розраховується за формулою:

$$E_{\phi} = \frac{Ea}{m_n} = \frac{m_e - m_p}{m_n} \cdot 100, \% \quad (4.4)$$

У формулах (4.2...4.4):

m_e – маса сталі необхідної для армування колон каркасу вихідної розрахункової моделі;

m_p – маса сталі необхідної для армування колон каркасу моделі з конструкціями підвищення сейсмостійкості будівлі;

m_n – маса сталі, необхідної на влаштування конструкцій підвищення сейсмостійкості будівлі.

Загальний ефект – відношення абсолютного ефекту до маси сталі необхідної для армування всіх конструктивних елементів будівлі вихідної розрахункової моделі. Розраховується аналогічно показнику ефекту.

Теоретичний ефект – ефект від влаштування в'язевих панелей у двох напрямках, знаходиться як середнє арифметичне між ефектами в поздовжньому та поперечному напрямках осей:

$$E_m = \frac{E_x + E_y}{2} \cdot 100, \% \quad (4.5)$$

де E_x – ефект влаштування в'язевих панелей в поздовжньому напрямку;

E_y – ефект влаштування в'язевих панелей в поперечному напрямку.

Коефіцієнт ефективності – показує наскільки порівнюваний ефект більше (позитивне значення) або менше (від'ємне значення) значення, прийнятого за базу порівняння. Виражається у частках, розраховується як відношення ефекту влаштування конструкцій підвищення сейсмостійкості будівлі для окремого

варіанту до абсолютного рівня, прийнятого за базу. За базу приймається ефект від влаштування в'язевих панелей, розташованих найближче до центру ваги будівлі. Розраховується за формулою:

$$k = \frac{E}{E_{\text{вб}}}, \quad (4.6)$$

де E – ефект підсилення i -го варіанту розташування в'язевих панелей;

$E_{\text{вб}}$ – влаштування в'язевих панелей, розташованих найближче до центру ваги будівлі.

Загальний ефект та ефективність варіантів влаштування в'язевих панелей одночасно в поздовжньому та поперечному напрямку осей будівлі наведені в табл. 4.5.

Для розглянутих варіантів підвищення сейсмостійкості будівлі виконаний аналіз напружено деформованого стану перерізів елементів каркасу будівлі, визначене необхідне армування конструкцій каркасу для забезпечення нормативних вимог сейсмозахисту будівлі та виконаний аналіз ефективності варіантів у порівнянні з вихідною розрахунковою моделлю будівлі.

За отриманими значеннями побудовані графіки, що показують залежність величини ефекту підвищення сейсмостійкості будівлі в'язевими панелями від їх місця розташування в плані відносно центру ваги будівлі (рис. 4.12, рис. 4.13).

Підвищення сейсмостійкості будівлі в цілому забезпечується улаштуванням додаткових елементів жорсткості в подовжньому і поперечному напрямках одночасно, що ускладнює завдання вибору раціонального варіанту розміщення елементів підвищення сейсмостійкості в плані будівлі, оскільки потрібно врахувати нерівномірність розподілу жорсткостей відразу в двох напрямках одночасно.

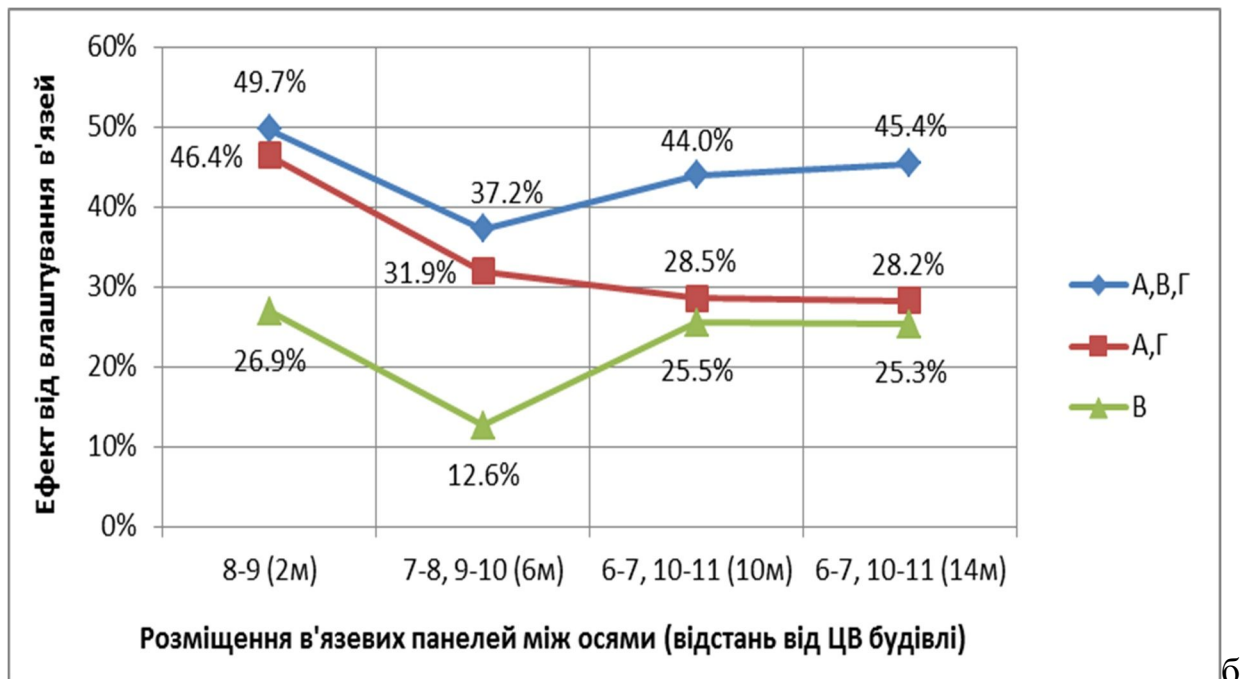
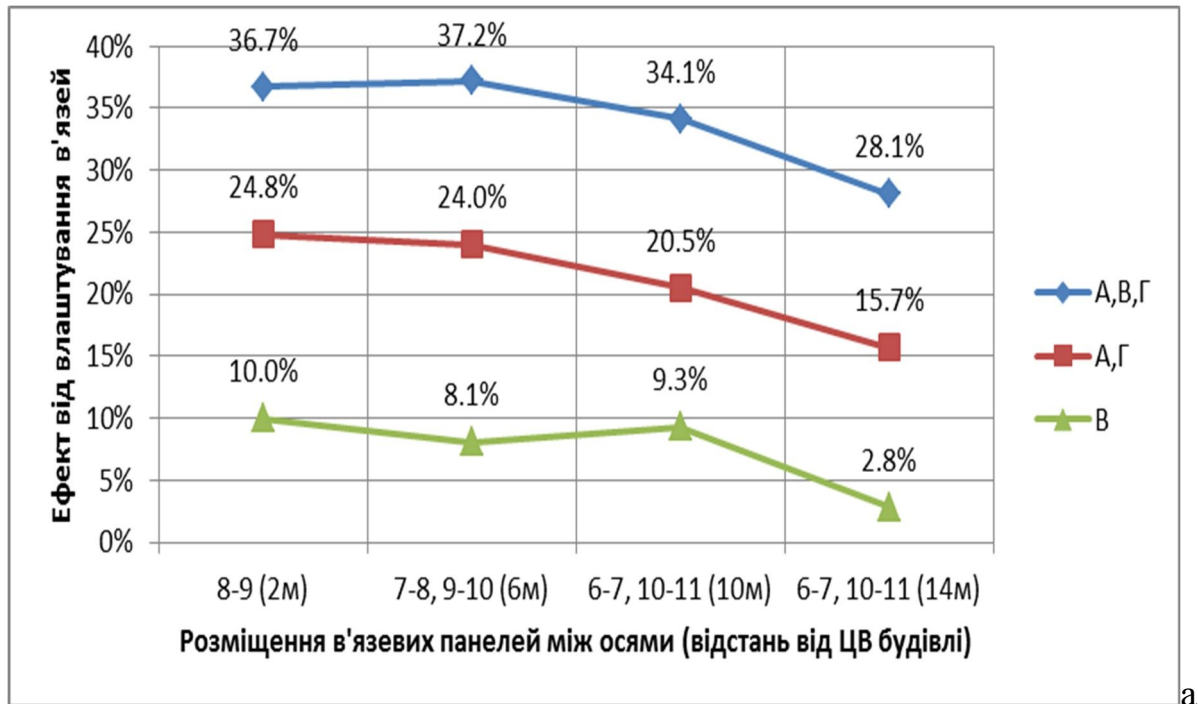


Рисунок 4.12 - Графіки ефективності влаштування в'язевих панелей в
повздовжньому напрямі по одній, двом і трьом осям:
а - для регулярної схеми колон в плані будівлі;
б - для нерегулярної схеми колон в плані будівлі

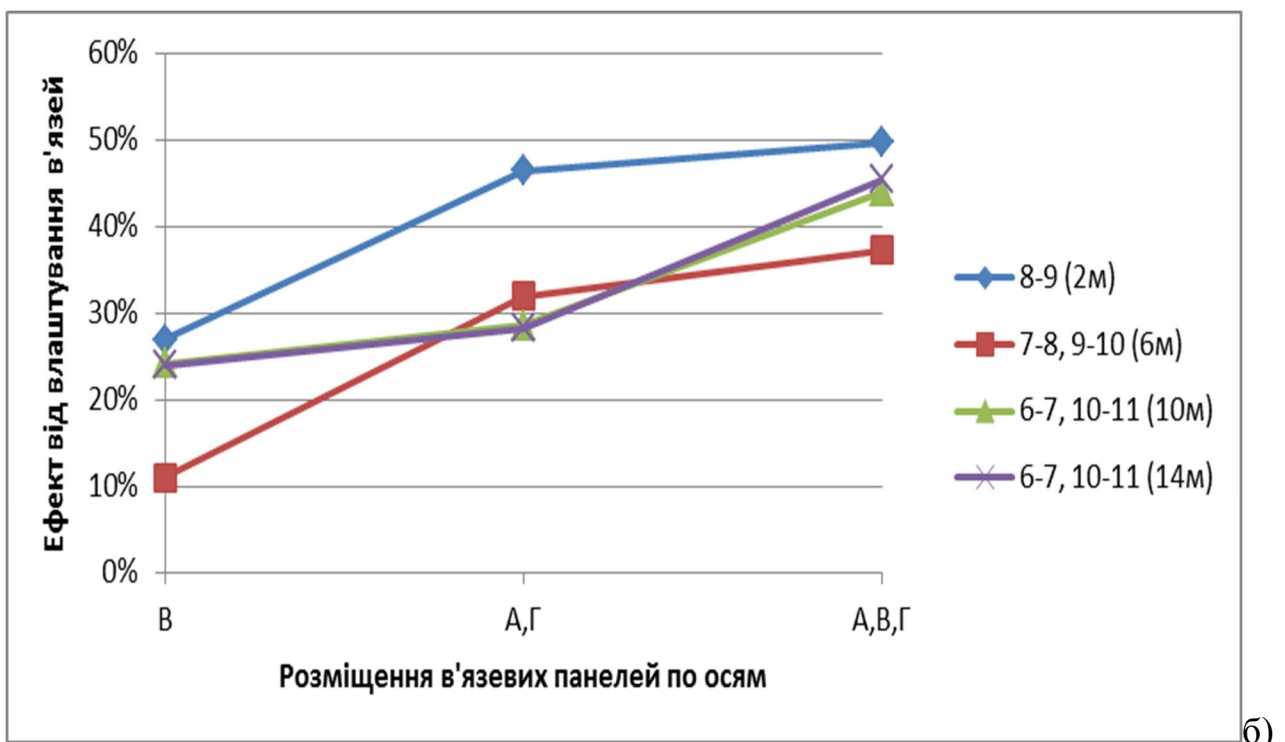
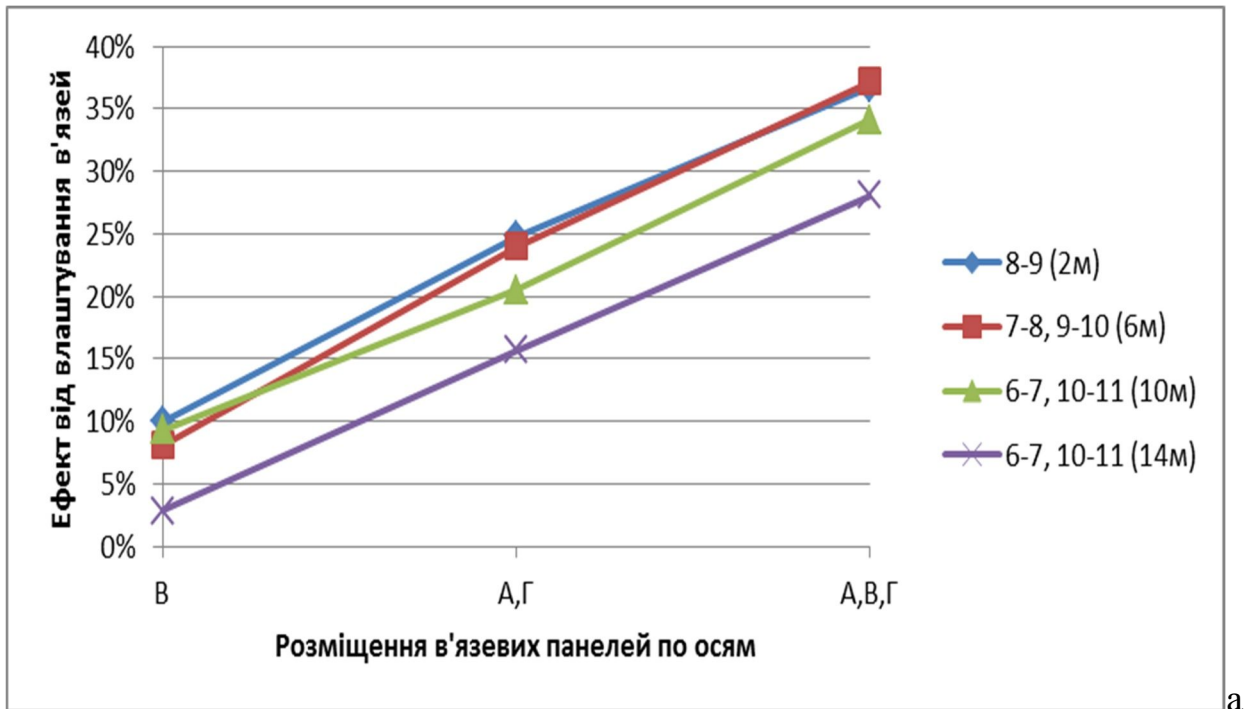


Рисунок 4.13 - Графіки ефективності влаштування в'язевих панелей від їх кількості в поперечному перерізі будівлі:

а - для регулярної схеми колон в плані будівлі;

б - для нерегулярної схеми колон в плані будівлі

Таблиця 2 - Аналіз загального ефекту та ефективності для різних варіантів влаштування в'язевих панелей в обох напрямках

Розм. в'язей	Стан	Колони		Балки		Перек-тя	Всього	E_m	Π	$m_0, \text{кг}$	E_f
		$m_s, \text{кг}$	$m_{sw}, \text{кг}$	$m_s, \text{кг}$	$m_{sw}, \text{кг}$	$m, \text{кг}$					
7,10 (8м) / А,Г (8-9) (2м)	вихідний	3936	638	7138	3413	12958	28083	45.8%	-3.2%	9030	132.2%
	рекон-ія	1600	248	4310	1934	8053	16145				
	рівниця	2336	390	2828	1479	4905	11938				
	Ефект (E)	59.3%	61.2%	39.6%	43.3%	37.9%	42.5%				
		59.6%		40.8%		37.9%					
7,10 (8м) / А,В,Г (7-8, 9-10) (6м)	вихідний	3936	638	7138	3413	12958	28083	41.2%	0.0%	10874	106.4%
	рекон-ія	1892	267	4454	1779	8124	16516				
	рівниця	2045	371	2684	1634	4834	11567				
	Ефект (E)	51.9%	58.1%	37.6%	47.9%	37.3%	41.2%				
		52.8%		40.9%		37.3%					
7,10 (8м) / В (8-9) (2м)	вихідний	3936	638	7138	3413	12958	28083	36.0%	-0.6%	8109	122.6%
	рекон-ія	2110	303	4777	1963	8988	18142				
	рівниця	1826	335	2361	1450	3970	9941				
	Ефект (E)	46.4%	52.5%	33.1%	42.5%	30.6%	35.4%				
		47.2%		36.1%		30.6%					
6,11 (16м) / А,Г (6-7, 10-11) (14м)	вихідний	3936	638	7138	3413	12958	28083	33.2%	-6.4%	9030	83.1%
	рекон-ія	2127	328	5206	2509	10408	20579				
	рівниця	1809	310	1931	904	2549	7503				
	Ефект (E)	46.0%	48.6%	27.1%	26.5%	19.7%	26.7%				
		46.3%		26.9%		19.7%					

Примітка: *розм. в'язей* – розміщення в'язевих панелей; m_s – маса сталі необхідна для поздовжнього армування конструкції; m_w – маса сталі необхідна для поперечного армування конструкції; m – маса сталі необхідна для армування перекриття; E_m – теоретичний ефект від влаштування в'язей; Π – похибка, $\Pi = E - E_m$; m_0 – маса в'язей; E_f – ефективність.

Сейсмічне навантаження розглядається як сума сейсмічних дій у поздовжньому і поперечному напрямку будівлі, тож логічно припустити, що ефект застосування певної комбінації розміщення в'язевих панелей в плані будівлі буде залежати від ефективності їх розташування для кожного окремо взятого напрямку (спрощений розрахунок).

Для обґрунтування цієї гіпотези на основі аналізу результатів напружено

деформованого стану елементів каркасу з різними комбінаціями розташування в'язевих панелей в поздовжньому та поперечному напрямках в плані будівлі досліджено 10 варіантів та визначений ефект від їх улаштування і виконано порівняння з теоретичним значенням ефекту. Знайдений сумарний ефект відповідає середньому арифметичному ефектів у поздовжньому та поперечному напрямках з максимальною абсолютною похибкою відносно теоретичного 16%.

4.4 Аналіз результатів розрахунку ефективності варіантів підвищення сейсмостійкості будівлі

Аналіз ефекту варіантів розміщення в'язевих панелей в плані будівлі вздовж поздовжніх осей для регулярної (рис. 4.12, а) та нерегулярної (рис. 4.12, б) конструктивних схем показує, що для розглянутих варіантів спостерігається тенденція зменшення ефективності від улаштування в'язевих панелей по мірі віддалення в'язевих панелей від центра ваги будівлі. При цьому різниця ефекту між крайніми положеннями в'язевих панелей для будівлі з регулярною схемою колон значно більша (в середньому 8,3%) ніж для будівлі з нерегулярною схемою (в середньому 3%) за виключенням варіанту розташування в'язевих панелей по крайнім поздовжнім осям (вісі А і Г) на відстані 6 м від центру ваги будівлі (між осями 7-8 та 9-10). Зниження ефекту складає 14,3%, при коефіцієнті ефективності (-0,532), що обумовлено нерівномірним розподілом жорсткостей в плані будівлі.

Розміщення в'язевих панелей вздовж поперечних осей будівлі (рис. 4.13 а, б), показує зниження ефекту в залежності від їх кількості в межах одного кроку колон. В більшості варіантів розташування в'язевих панелей відносно до центра ваги будівлі, як для будівлі з регулярною схемою, так і для будівлі з нерегулярною схемою спостерігається характер збільшення ефекту із збільшенням кількості в'язей у поперечному перерізі будівлі та його зменшення по мірі віддалення в'язевих панелей від центру ваги будівлі. Коефіцієнти ефективності для однієї, двох і трьох пар в'язевих панелей у поперечному

напрямі зі збільшенням відстані від центру ваги будівлі відповідно мають значення: -0,720; -0,367; і -0,234 – для регулярної схеми і -0,059, -0,069, -0,087 – для нерегулярної схеми, що свідчить про зниження ефекту їх влаштування у поперечному перерізі будівлі по мірі віддалення від центру ваги будівлі (від'ємне значення).

З цього виходить, що при розробці проектів підвищення сейсмостійкості існуючих будівель необхідно прагнути до розташування додаткових елементів жорсткості ближче до центра ваги будівлі і уникати їх крайніх положень та при можливості, вживати заходів з покращення регулярності конструктивної схеми.

Як можна бачити з табл. 4.5, максимальна величина похибки визначення загального ефекту за спрощеною методикою і за результатами розрахунків моделі будівлі при варіантах розташування в'язевих панелей вдвох напрямках одночасно, становить 6,4%, що, можливо вважати допустимим для використання запропонованої методики порівняння та вибору варіантів підвищення сейсмостійкості каркасних будівель з монолітного залізобетону. Тобто, загальний ефект влаштування конструкцій підвищення сейсмостійкості будівель може бути визначений за спрощеною методикою як середнє арифметичне між ефектами від улаштування додаткових елементів жорсткості окремо в поздовжньому та в поперечному напрямках осей будівлі.

Для обраної, в якості об'єкта дослідження, будівлі найбільш раціональним варіантом є варіант з розташуванням в'язевих панелей у поперечному напрямку на відстані 8 м від центру ваги будівлі (осі 7 і 10) та на відстані 2 м (між осями 8 і 9) – у повздовжньому напрямі по крайнім осям колон каркасу (А і Г). Загальний ефект від їх влаштування має максимальне значення і становить 132,3% у порівнянні з вихідною моделлю будівлі.

4.5 Висновки по розділу 4

1. На прикладі існуючої будівлі незавершеного будівництва, проведений порівняльний аналіз варіантів підвищення сейсмостійкості за допомогою традиційних методів підсилення, що являються найбільш простими та

технологічними.

2. Аналіз виконаних досліджень показав, що в порівнянні зі статичним розрахунком, при розрахунку на сейсмічні навантаження 63% колон каркасу не відповідають вимогам міцності для існуючої каркасу і на 72% - за умови збільшення навантаження при реконструкції.

3. Досліджено напружено деформований стан елементів каркасу будівлі для різних варіантів підвищення сейсмостійкості будівлі шляхом улаштування додаткових в'язевих панелей жорсткості.

4. За результатами досліджень виявлені закономірності зміни напружено деформованого стану конструкцій каркасу існуючої будівлі при дії сейсмічного навантаження в залежності від місця розташування в'язевих панелей жорсткості в плані відносно центра ваги будівлі, визначене необхідне армування конструкцій каркасу для забезпечення нормативних вимог сейсмосахисту будівлі та виконаний аналіз ефективності варіантів у порівнянні з вихідною розрахунковою моделлю будівлі.

5. Аналіз ефективності варіантів розміщення в'язевих панелей в плані будівлі показав, що при розробці проектів підвищення сейсмостійкості існуючих будівель необхідно прагнути до розташування додаткових елементів жорсткості ближче до центра ваги будівлі і уникати їх крайніх положень та при можливості, вживати заходів з покращення регулярності конструктивної схеми.

6. Для порівняння та вибору раціонального варіанту розташування конструкцій підвищення сейсмостійкості будівель запропонована спрощена методика оцінки загального ефекту від їх влаштування та на її основі визначений найбільш раціональний варіант для існуючої будівлі, що досліджувалась.

4.6 Список використаних джерел у розділі 4

У розділі 4 використані [4, 5, 9, 59, 105, 107 - 114] літературні джерела. Їх найменування наведені в загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 5

ВПЛИВ СЕЙСМІЧНОСТІ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА НА КОНСТРУКТИВНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БУДІВЕЛЬ

5.1 Вихідні дані та постановка задачі дослідження

Для прийняття ефективних проектних рішень при зведенні будівель в сейсмічних районах важливо мати відомості про вплив сейсмічності будівельного майданчика на конструктивні характеристики будівлі. Впровадження конструктивних заходів для забезпечення сейсмічної стійкості будівель підвищують кінцеву вартість будівництва, що суттєво впливає на загальну оцінку інвестиційної привабливості проекту.

Необхідно виконати дослідження зміни конструктивних характеристик будівлі (зміна конструктивної схеми, перерізів елементів, армування) в залежності від інтенсивності сейсмічного впливу. Це дасть змогу отримати економічні показники для будівель, які мають однакову конструктивну надійність в різних сейсмічних умовах.

Для дослідження впливу сейсмічності будівельного майданчика на зміну конструктивних характеристик будівлі у якості об'єкта дослідження прийнята 12-ти поверхова будівля розмірами в плані $25,6 \times 40,35$ м з підземним паркінгом висотою 2,8 м та технічним поверхом висотою 3,5 м, висота житлових поверхів складає 3,15 м. Будівля має два ядра жорсткості. Монолітний залізобетонний каркас складається з колон, перекриття і діафрагм жорсткості. Крок колон прийнято нерегулярним. Просторова жорсткість забезпечується за рахунок жорсткого з'єднання колон з фундаментом, жорсткими дисками міжповерхового перекриття та діафрагм жорсткості (стіни, ліфтова шахта).

Клас наслідків будівлі – СС2.

Конструктивна схема будівлі змінювалась в залежності від інтенсивності

сейсмічного впливу згідно вимог державних будівельних норм [4]. Вихідна модель будівлі представлена на рис. 5.1, об'ємно-планувальні рішення типового поверху для розглянутих варіантів (чотири варіанти) будівлі показані на рис. 5.2, Опис варіантів конструктивних схем та геометричні характеристики конструктивних елементів наведені в табл. 5.1.



Рисунок 5.1 – Вихідна модель будівлі (варіант 1)

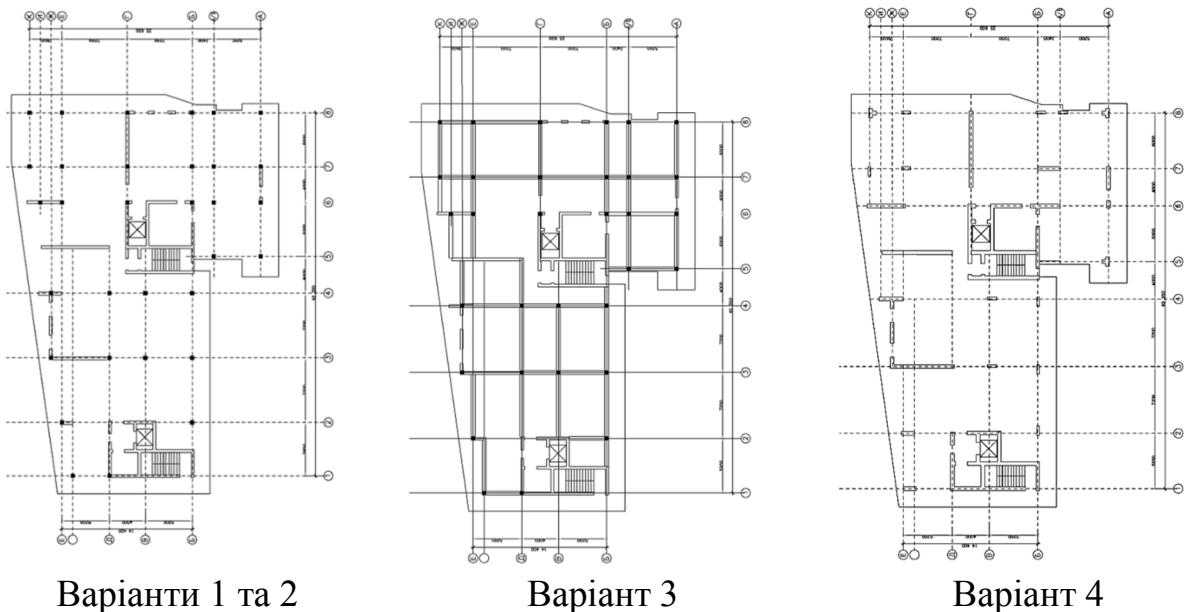


Рисунок 5.2 – Схеми перекриття типового поверху для варіантів конструктивних схем

5.2 Чисельні дослідження та методика розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій багатоповерхової житлової будівлі з різними конструктивними схемами при зміні сейсмічного навантаження

Розрахунки напружено-деформованого стану будівлі з урахуванням сейсмічного впливу виконувались спектральним методом із урахуванням, окрім поступальних, крутильних сейсмічних впливів (сейсмічного моменту, нерівномірного поля коливань ґрунту) в програмному комплексі SCAD Office із застосуванням синтезованих акселерограмм. Розрахункова модель для 4 варіанту конструктивної схеми будівлі (табл. 5.1) наведена на рис. 5.3.

При розрахунках враховувалось 10 форм власних коливань. Визначення власних форм коливань та частот виконувалось методом ітерації напівпросторів. В табл. 5.2 наведені власні та вимушені періоди коливань будівлі при різній інтенсивності сейсмічного впливу.

Коефіцієнт врахування пластичних деформацій та локальних пошкоджень елементів будівлі k_1 приймався:

- для сейсмічності будівельного майданчика 6 балів $k_1=0,25$;
- для сейсмічності будівельного майданчика 7-8 балів $k_1=0,3$;
- для сейсмічності будівельного майданчика 9 балів $k_1=0,4$.

Оскільки відношення висоти колони до її поперечного розміру в напрямку дії сейсмічного навантаження менше 15, то коефіцієнт, що враховує тип і призначення будівлі приймався $k_2=1$.

Коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунту при інтенсивності сейсмічних коливань прийнятий $k_{гр}=1$ (II категорія ґрунту за [4]).

Крутильні компоненти враховуються координатами центру обертання $X_0=21,95$ м, $Y_0=13,96$ м. Вектор крутильного впливу направлений по осі $Z=1.0$.

Аналіз сейсмостійкості будівлі виконаний згідно лінійно-спектральної теорії [10] і включав наступні етапи:

1) по спектру обчислювались модальні інерційні сейсмічні навантаження, які залежать від власних частот і форм коливань;

2) навантаження прикладалось як статичне навантаження і визначались модальні відгуки конструкції (переміщення, моменти, напруження);

Таблиця 5.1 – Варіанти конструктивних схем будівлі, що досліджувались та характеристика основних конструктивних елементів

Варіант	Сейсмічність майданчика, балів	Конструктивна схема	Характеристика конструктивних елементів				
			фундаменти	колони/пілони	перекриття	стіни	діафрагма
1	Без урахування сейсмічного впливу (вихідний варіант)	Монолітний залізобетонний каркас з безбалковим (плоским) перекриттям	Плита 800 мм	400×400 мм	Плита 200 мм	-	250 мм
2	6, 7						
3	8	Монолітний залізобетонний каркас з балочним перекриттям	Плита 1000 мм	400×400 мм	Плита 200 мм. Балки 400×500 мм	400 мм	250 мм
4	9	Монолітні стіни та пілони з плоским перекриттям	Плита 1200 мм	300×1000 мм, кутові - 1000×1000 мм, товщина 400 мм	Плита 200 мм	400 мм	400 мм
Бетон класу			C20/25	C30/35			
Арматура класу			A500C				

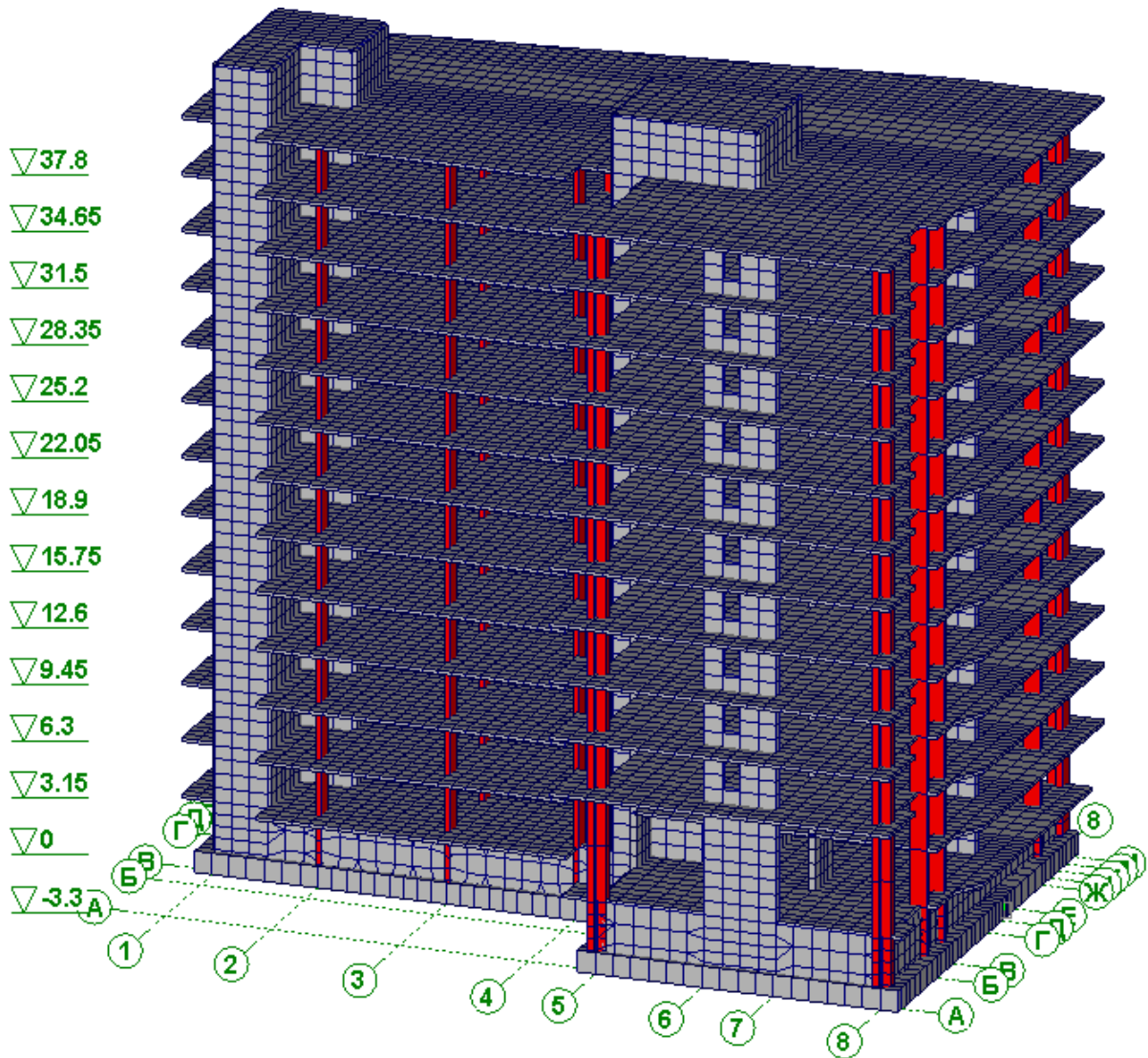


Рисунок 5.3 – Розрахункова модель будівлі для сейсмічності
будівельного майданчика 9 балів

3) розраховувався сумарний (розрахунковий) сейсмічний відгук, як сума всіх модальних відгуків;

4) використовуючи сумарний відгук у відповідній комбінації з іншими навантаженнями оцінювалась сейсмостійкість конструкції.

Зі збільшенням сейсмічності на 1 бал, величина сейсмічного навантаження збільшувалась вдвічі відносно попереднього значення. Як видно із табл. 5.2 періоди власних коливань істотно відрізняються від періодів вимушених коливань. Це означає, що резонанс частот не відбудеться.

Таблиця 5.2 – Періоди власних і вимушених коливань

Форма коливань	Інтенсивність сейсмічного впливу							
	6 балів		7 балів		8 балів		9 балів	
	Період коливань, секунди							
	Власний	Вимушений	Власний	Вимушений	Власний	Вимушений	Власний	Вимушений
1	0.202401	1.27107	0.20240	1.27107	0.24885	1.56278	0.17778	1.11650
2	0.162068	1.01779	0.16206	1.01779	0.19736	1.23946	0.14800	0.92949
3	0.130538	0.81978	0.13053	0.81978	0.15403	0.96734	0.1152	0.72345
4	.0419579	0.26349	.041957	0.26349	.049514	0.31094	.035704	0.22422
5	.0377754	0.23722	.037775	0.23722	.048067	0.30186	.034191	0.21472
6	.0369225	0.23187	.036922	0.23187	.046148	0.28981	.033604	0.21103
7	.0342321	0.21497	.034232	0.21497	.043022	0.27017	.030164	0.18943
8	.0325109	0.20416	.032510	0.20416	.038376	0.24100	.028405	0.17838
9	.03101	0.19474	.03101	0.19474	.037090	0.23293	.028159	0.17684
10	.0295075	0.18530	.029507	0.18530	.035561	0.22332	.027079	0.17005

Виконано розрахунки для 5 варіантів розрахункових схем (без урахування сейсмічного впливу, інтенсивність 6 балів, 7 балів, 8 балів і 9 балів), кожна з яких відповідає критеріям надійності, несучої здатності та сейсмічної стійкості будівлі в умовах різних величин сейсмічного навантаження [115].

При визначенні загальних витрат арматури враховувалось лише розрахункове армування, без урахування додаткових витрат на забезпечення конструктивних вимог. Стрижневі конструктивні елементи, такі як колони, балки та пілони армувались на основі розрахункового відсотку армування. Кількість арматури для всіх плитних елементів (фундамент, перекриття, стіни) визначалась на основі розрахункових площ перерізу арматурних стрижнів з відповідним кроком, діаметром та кількості арматури [115].

5.3 Оцінка впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на конструктивні характеристики будівлі

В результаті виконаних розрахунків напруженого деформованого стану варіантів будівлі з урахуванням сейсмічного впливу визначені загальні витрати бетону та арматури при різних рівнях розрахункової сейсмічності майданчику. Результати наведені в табл.5.3, 5.4. На рис. 5.3 показана залежність витрат арматури на конструктивні елементи будівлі, на рис. 5.5 – загальні витрати арматури. Залежність витрат бетону на конструктивні елементи будівлі показана на рис. 5.4, загальні витрати бетону наведені на рис. 5.7.

Як показують результати виконаних досліджень [116], умови сейсмічності будівельного майданчика значно впливають на конструктивні параметри будівлі (розміри перерізів елементів та їх армування), що в свою чергу впливає на кінцеву вартість зведення будівлі .

За результатами розрахунків встановлено, що у порівнянні в вихідною схемою (варіант 1), витрати арматури збільшуються на 113% для сейсмічності будівельного майданчика 6 балів і на 157%, 352% та 723%, відповідно, для сейсмічності будівельного майданчика 7, 8 та 9 балів (варіанти 2, 3, 4), а також на розрахункове армування впливає прийнята конструктивна схема будівлі.

Для варіантів розрахунків без урахування сейсмічного впливу, 6 та 7 балів зміни витрат бетону не відбулися, тому що розрахункова схема у даних випадках не змінювалася. Розрахунок схеми на інтенсивність у 8 балів показав, що витрати бетону збільшилися на 17%, а для 9 балів – на 7 % відносно 8 балів. При зміні конструктивної схеми, яка відповідає інтенсивності сейсмічності 9 балів, витрати бетону збільшилися на 25%.

Витрати бетону фундаментної плити для розрахункових схем без урахування сейсмічного впливу, 6 та 7 балів не змінюються, для 8 балів збільшилися на 27%, а для 9 балів – 19%.

Таблиця 5.3 – Витрати арматури на конструктивні елементи будівлі

Конструктивний елемент	Витрати арматури, тони				
	Без урахування сейсмічного впливу	6 балів	7 балів	8 балів	9 балів
Фундаментна плита	408.84	1099.452962	1116.16	1089.423	1568.33
Колони (пілони)	13.6928	12.3547	16.4364	24.70455	23.8747
Перекриття	1338.547	2358.96	2297.38	3452.255	4721.62
Стіни	4.04038	291.148	1102.02	3403.872	8207.35
Загальні витрати арматури	1765.12	3761.916	4531.996	7970.255	14521.175

Таблиця 5.4 – Витрати бетону на конструктивні елементи будівлі

Конструктивний елемент	Витрати бетону, м ³				
	Без урахування сейсмічного впливу	6 балів	7 балів	8 балів	9 балів
Фундаментна плита	611.912	611.912	611.912	776.666	922.668
Колони (пілони)	175.856	175.856	175.856	175.856	204.66
Перекриття	2564.0162	2564.0162	2564.0162	2591.034	2564.0162
Стіни	1083.498	1083.498	1083.498	1634.916	1830.62
Загальні витрати бетону	4435.2822	4435.2822	4435.2822	5178.472	5521.9642

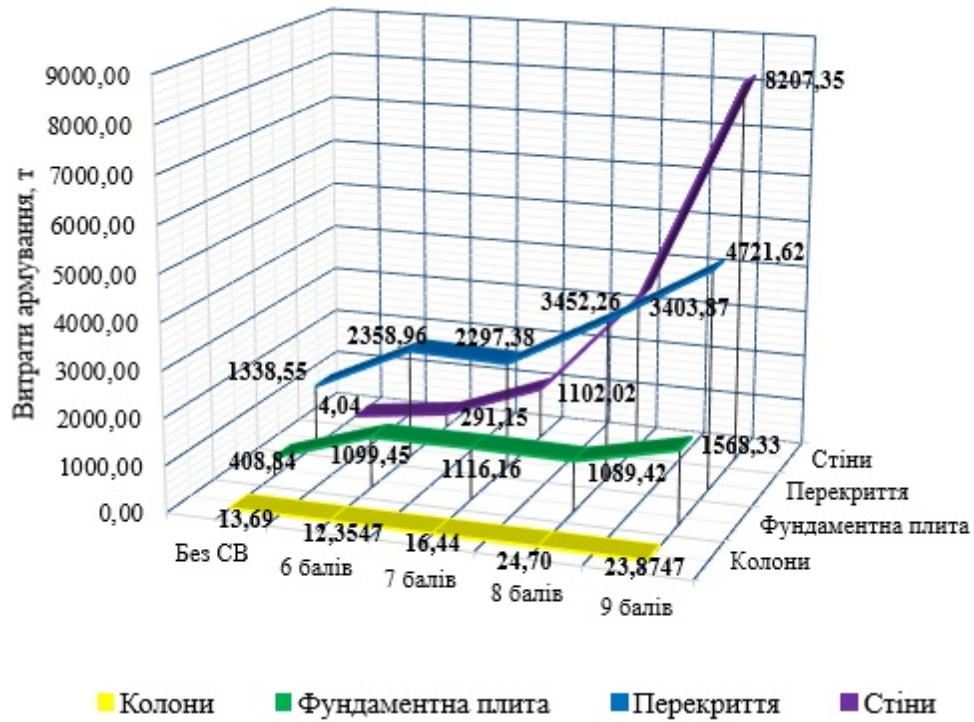


Рисунок 5.3 – Графік залежності витрат арматури на конструктивні елементи від рівня сейсмічності

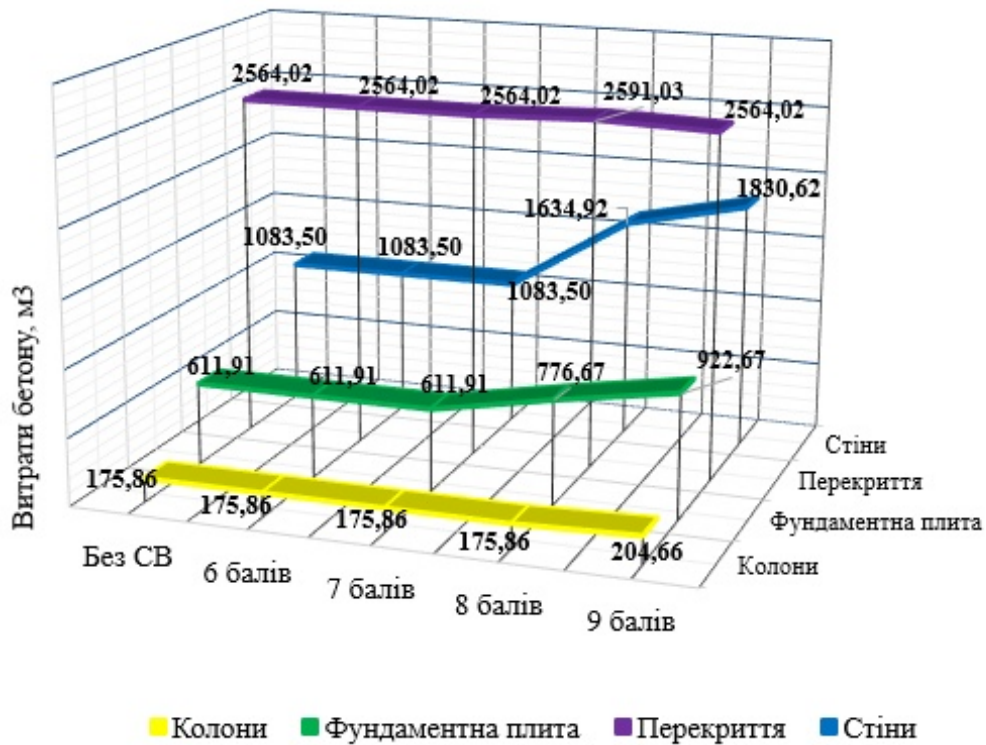


Рисунок 5.4 – Графік залежності витрат бетону на конструктивні елементи від рівня сейсмічності

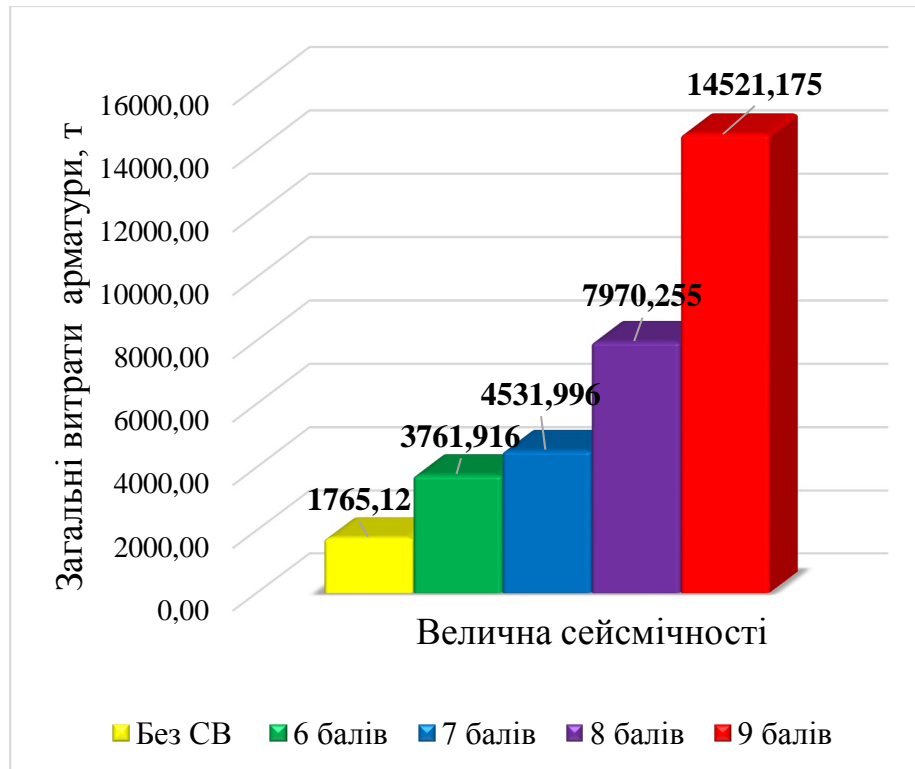


Рисунок 5.5 – Діаграма загальних витрат арматури конструкцій будівлі в залежності від сейсмічності будівельного майданчику

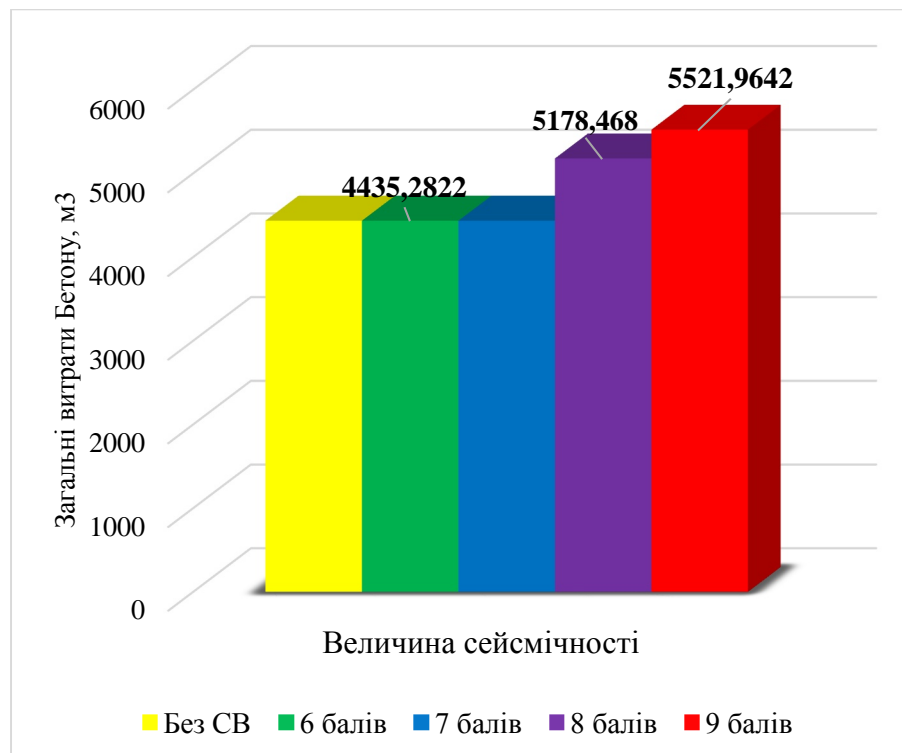


Рисунок 5.6 - Діаграма загальних витрат бетону конструкцій будівлі в залежності від сейсмічності будівельного майданчику

У колонах для розрахункових схем без урахування сейсмічного впливу 6, 7 та 8 балів не змінюються, а для 9 балів збільшилися на 16%.

Витрати бетону перекриття для розрахункових схем без урахування сейсмічного впливу, 6, 7 та 9 балів не змінюються, а для 8 балів збільшилися на 1%.

При збільшенні сейсмічного навантаження спостерігається зміна пропорцій між витратами арматури на конструктивні елементи. Графік співвідношення витрат арматури на конструктивні елементи в залежності від рівня сейсмічності наведено на рис. 5.7.



Рисунок 5.7 - Графік розподілу витрат армування між конструктивними елементами будівлі

Відсоток витрат, що припадає на армування перекриття знижується з 76% до 33%, тому що роль плити у роботі каркасу поступово зменшується.

Витрати на фундаментну плиту з 29% знижується до 10%.

При збільшенні сейсмічності виникає необхідність у збільшенні жорсткості конструкції, тому через зміни у конструктивній схемі витрати на армування стін збільшуються з 0,23% до 56%.

Участь колон у роботі майже не змінюється.

5.4 Оцінка впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на техніко-економічні характеристики будівлі

Для визначення вартості матеріалів проаналізовано підвищення цін на бетон та арматуру з 2012 року по 2019 рік (табл. 5.5).

У табл. 5.6 приведена загальна вартість конструктивних матеріалів, за умови вартості 1м³ бетону класу C20/25, вартість 1т арматури класу A500С станом 2019, 2015 та 2012 роки.

Перерозподіл витрат бетону та арматури на конструктивні елементи будівлі та загальна вартість матеріалів при зміні сейсмічного впливу у цінах 2019 р., 2015 р. та 2012 року наведено в табл. 5.6.

Таблиця 5.5 – Витрати бетону на конструктивні елементи будівлі. Вартість бетону та арматури

Рік	Вартість матеріалів, тис. грн	
	Бетон класу C20/25, 1м ³	Арматура класу A500, 1т
2019	2,080	16,000
2015	1,020	12,000
2012	0,890	6,600

Зі збільшенням інтенсивності сейсмічного навантаження спостерігається значна різниця між відсотковим відношенням вартості бетону та арматури. Як

видно з діаграми (рис. 5.8), у варіанті без урахування сейсмічного впливу відсоткове відношення вартості арматури становить 71,7%, із кожним наступним розрахунком частина вартості армування збільшується на 12,7% (6 балів), 1,7% (7 балів), 4,1% (8 балів) та для варіанту розрахунку на 9 балів становить вже 94,4%. Відсоткове відношення вартості бетону зменшується з 28,3% до 5,6%.

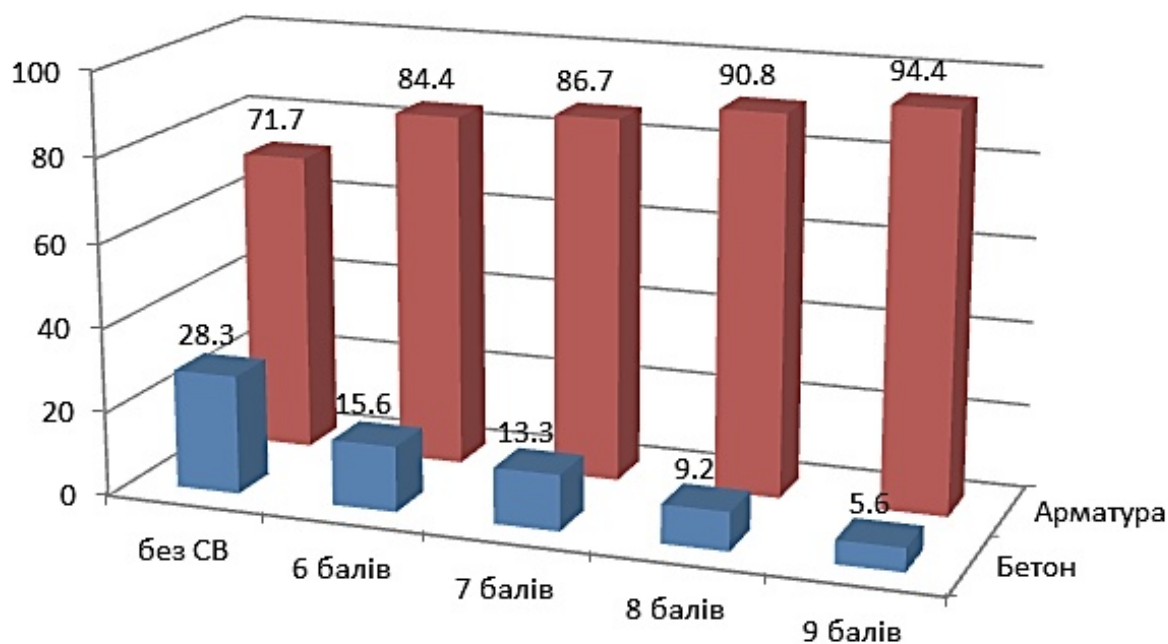


Рисунок 5.8 - Діаграма зміни сумарних витрат конструктивних матеріалів у цінах 2019 року

В табл. 5.6 наведено перерозподіл витрат бетону та арматури на конструктивні елементи будівлі та загальна вартість матеріалів при зміні сейсмічного впливу у цінах 2015 року.

Дані діаграми (рис. 5.9) свідчать, що у варіанті без урахування сейсмічного впливу відсоткове відношення вартості арматури становить 79,4%, із кожним наступним розрахунком частина вартості армування збільшується на 9,8% (6 балів), 1,7% (7 балів), 2,9% (8 балів) та для варіанту розрахунку на 9 балів становить вже 96,3%. Відсоткове відношення вартості бетону зменшується з 20,6% до 3,7%.

Таблиця 5.6 - Вартість матеріалів в залежності від рівня сейсмічного впливу, млн. грн

	Без урахування сейсмічного впливу		6 балів		7 балів		8 балів		9 балів	
	Арматура	Бетон	Арматура	Бетон	Арматура	Бетон	Арматура	Бетон	Арматура	Бетон
станом на 2019 рік										
Фундаментна плита	6,53	1,27	17,55	1,27	17,81	1,27	17,39	1,62	25,03	1,92
Колони	0,22	0,45	0,20	0,45	0,26	0,45	0,40	0,45	0,38	0,53
Перекриття	21,36	6,62	37,65	6,62	36,67	6,62	55,10	6,69	75,36	6,62
Стіни	0,07	2,80	4,65	2,80	17,59	2,80	54,35	4,22	130,99	4,73
Загальна вартість	28,18	11,14	60,05	11,14	72,33	11,14	127,24	12,98	231,76	13,8
Загальна вартість матеріалів	39,32		71,19		83,47		140,22		245,56	
станом на 2015 рік										
Фундаментна плита	4,91	0,63	13,19	0,63	13,40	0,63	13,07	0,79	18,82	0,94
Колони	0,17	0,22	0,15	0,22	0,20	0,22	0,30	0,22	0,29	0,26
Перекриття	16,0	3,25	28,31	3,25	27,57	3,25	41,43	3,28	56,66	3,24
Стіни	0,05	1,37	3,50	1,37	13,23	1,37	40,85	2,07	98,49	2,32
Загальна вартість	21,13	5,47	45,15	5,47	54,40	5,47	95,65	6,36	174,26	6,76
Загальна вартість матеріалів	26,6		50,62		59,87		102,01		181,02	
станом на 2012 рік										
Фундаментна плита	2,70	0,55	7,26	0,55	7,37	0,55	7,19	0,69	10,35	0,82
Колони	0,09	0,18	0,08	0,18	0,11	0,18	0,16	0,18	0,16	0,20
Перекриття	8,84	2,54	15,57	2,54	15,16	2,54	22,79	2,57	31,16	2,54
Стіни	0,03	1,07	1,92	1,07	7,27	1,07	22,47	1,62	54,17	1,81
Загальна вартість	11,66	4,34	24,83	4,34	29,91	4,34	52,61	5,06	95,84	5,37
Загальна вартість матеріалів	16,0		29,17		34,25		57,67		101,21	

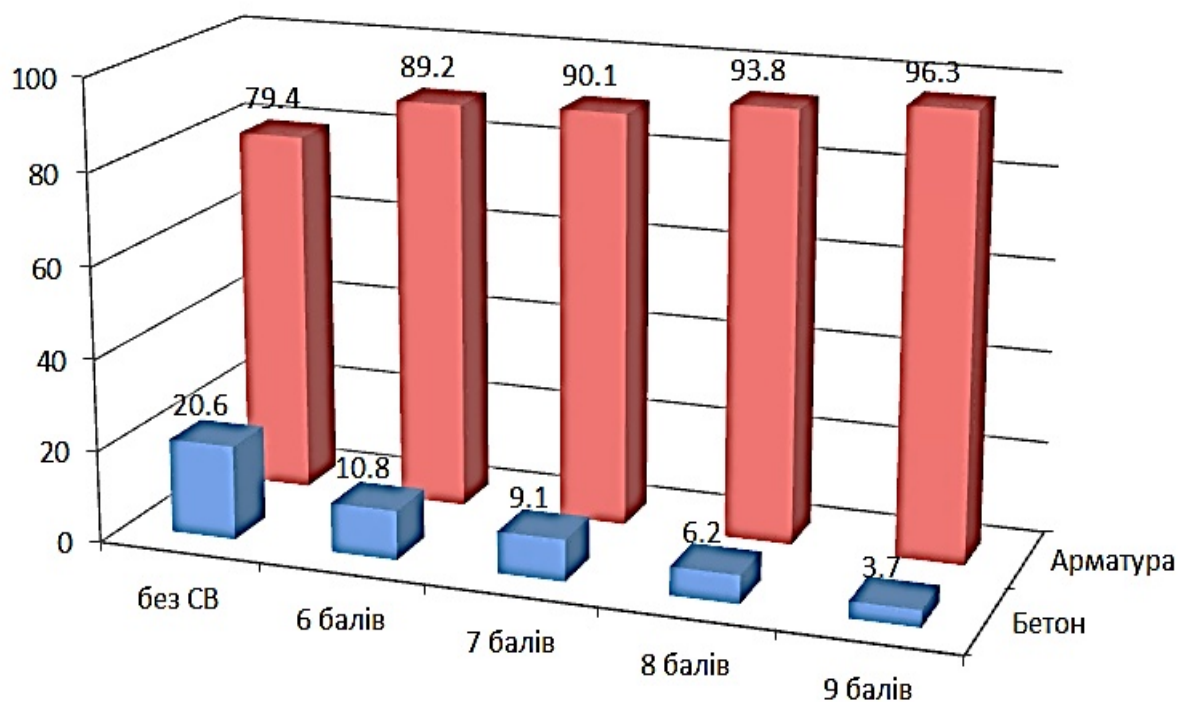


Рисунок. 5.9 - Діаграма зміни сумарних витрат конструктивних матеріалів у цінах 2015 року

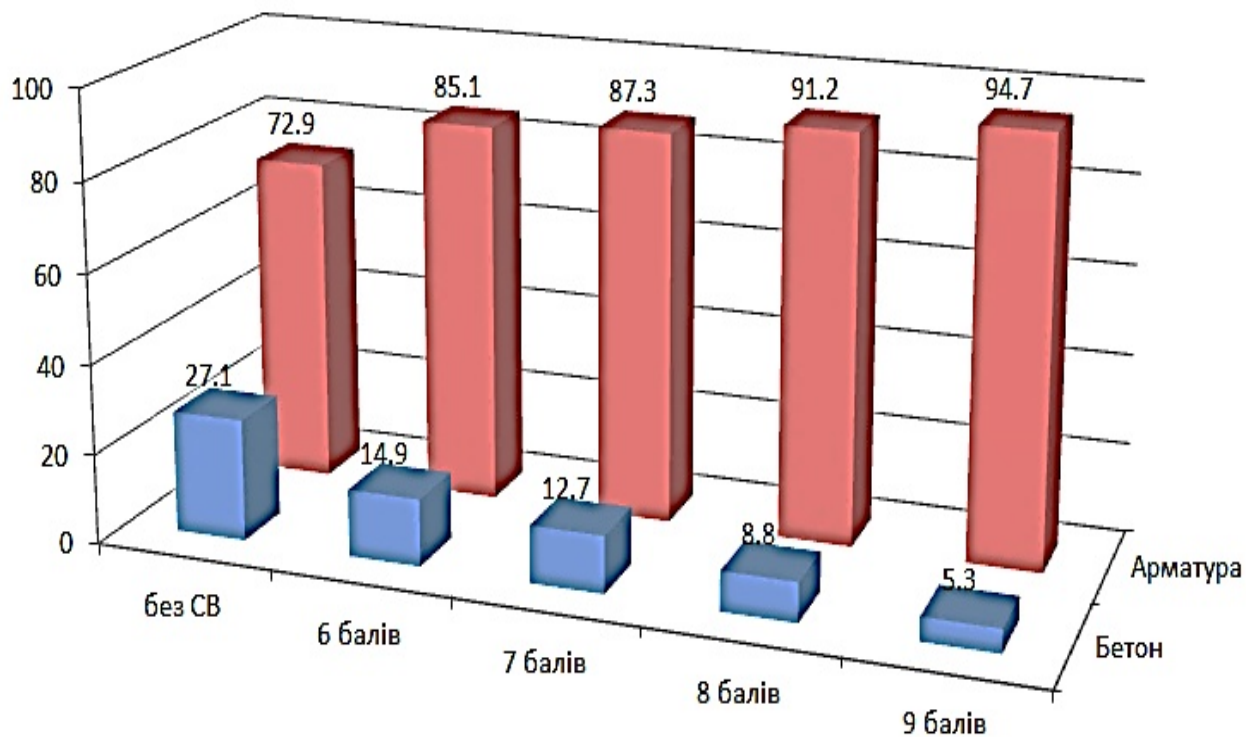


Рисунок 5.10 - Діаграма зміни сумарних витрат конструктивних матеріалів у цінах 2012 року

Перерозподіл витрат бетону та арматури на конструктивні елементи будівлі та загальна вартість матеріалів при зміні сейсмічного впливу у цінах 2012 року наведено в табл. 5.6.

Як видно з діаграми (рис. 5.10), у варіанті без урахування сейсмічного впливу відсоткове відношення вартості арматури становить 72,9%, із кожним наступним розрахунком частина вартості армування збільшується на 12,2% (6 балів), 2,2% (7 балів), 3,9% (8 балів) та для варіанту розрахунку на 9 балів становить вже 94,7%. Відсоткове відношення вартості бетону зменшується з 27,1% до 5,3%.

Сумарні витрати на конструктивні матеріали в залежності від сейсмічності з урахуванням змін економічної ситуації в Україні приведені на рис. 5.11. З діаграми видно, що в період з 2012 до 2015 року, з урахуванням зміни економічної ситуації в Україні, витрати коштів на конструктивні матеріали збільшилися на 66 – 79 відсотків. В порівнянні з 2012 та 2019 року, сумарні витрати коштів на арматуру і бетон збільшилися на 143 – 146 відсотків.

Важливим фактором у прийнятті інвестиційних рішень при реальному будівництві є вартість 1 м^2 корисної площі об'єкту будівництва [117].

На рис. 5.12 та рис. 5.13 можна наочно побачити зміну вартості 1 м^2 корисної площі будівлі в залежності від сейсмічного району будівництва на 2019 рік. У порівнянні з варіантом без урахування сейсмічного впливу, витрати коштів на конструктивні матеріали на 1 м^2 корисної площі для 6-ти бальної сейсмічності збільшується у 1,8 разів, 7-ми бальної – у 2,1 рази, 8-ми бальної – 3,6 рази та для 9-ти бальної інтенсивності - 6,2 разів.

На діаграмі (рис. 5.13 та 5.14) відображені вартість 1 м^2 корисної площі з урахуванням сейсмічного району будівництва на прикладі цін конструкційних матеріалів за періоди з 2012 року по 2019 рік, відповідно у гривнях (рис. 5.13) та доларах (рис. 5.14) (2012 рік – 8 грн./\$, 2015 рік – 22 грн./\$, 2019 рік – 25 грн./\$).

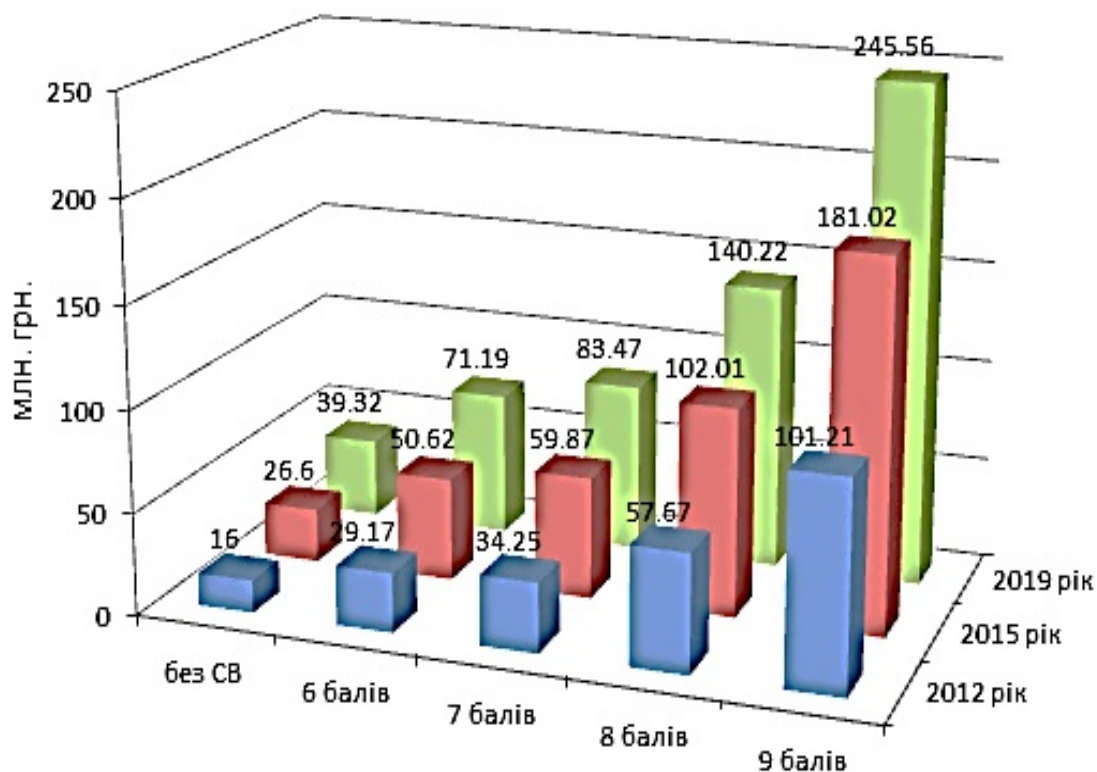


Рисунок 5.12 - Діаграма сумарних витрат на конструктивні матеріали

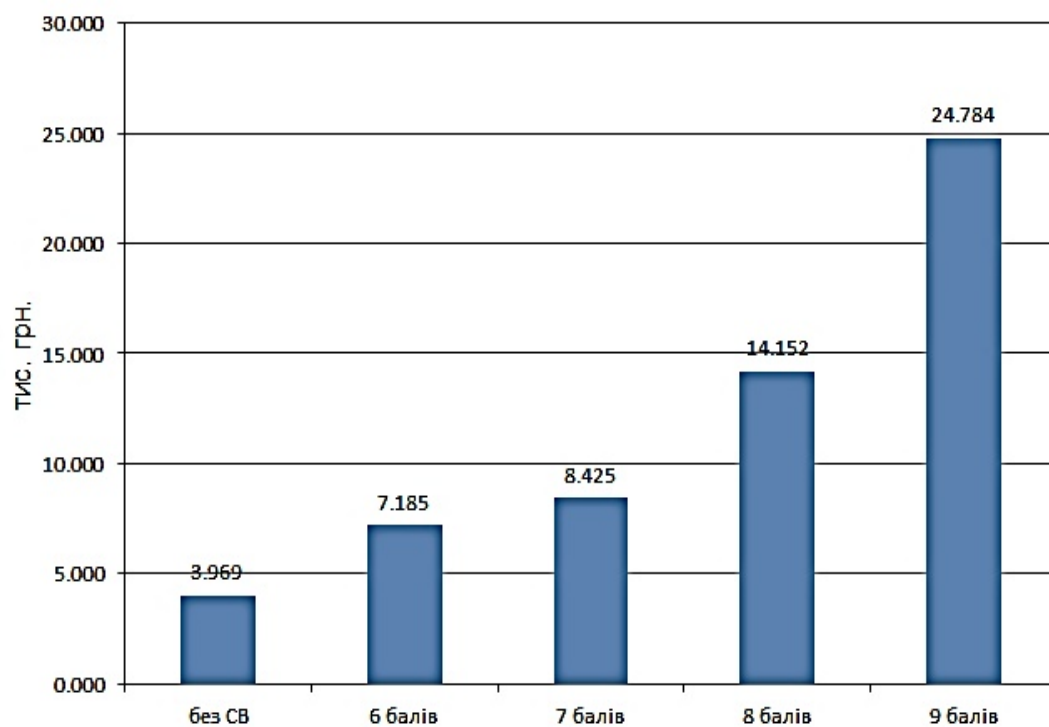


Рисунок 5.12 - Вартість конструктивних матеріалів на 1 м² корисної площі будівлі в цінах 2019 року

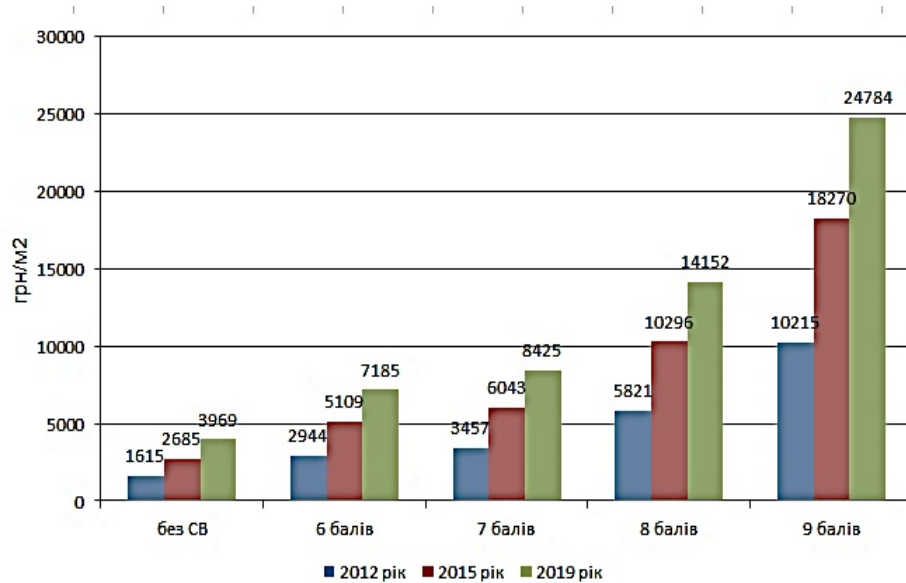


Рисунок 5.13 - Вартість конструктивних матеріалів на 1 м² корисної площі будівлі у гривнях

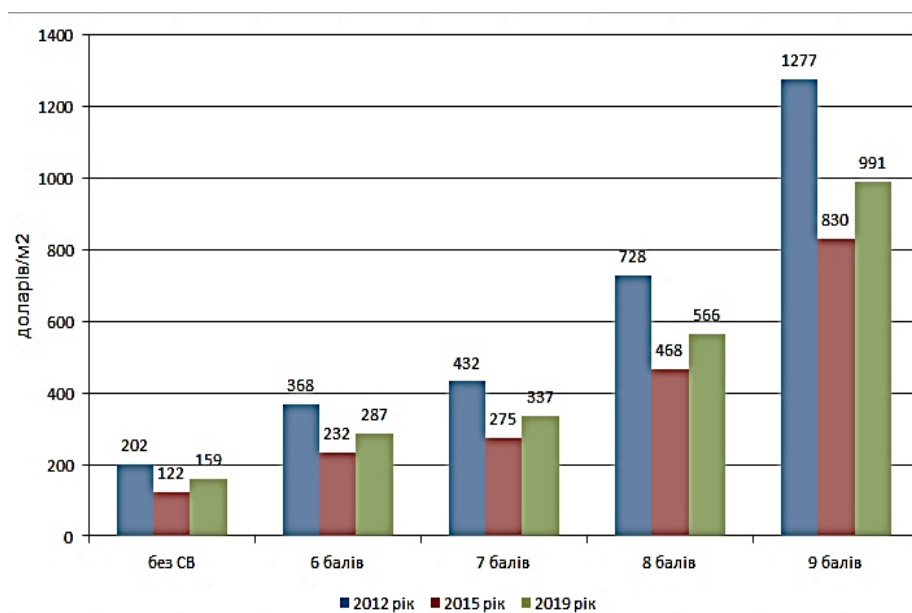


Рисунок 5.14 - Вартість конструктивних матеріалів на 1 м² корисної площі будівлі у доларах США

Порівняння результатів вартості 1 м² корисної площі показує, якщо оцінку виконувати в гривнях, то спостерігається закономірне збільшення вартості в період з 2012 до 2019 рік, а якщо оцінку виконувати в доларовому еквіваленті закономірність відсутня, спостерігається стрибкоподібна зміна (зменшення вартості з 2012 по 2015 рік та її збільшення з 2015 по 2019 рік).

5.5 Висновки по розділу 5

На основі виконаних досліджень впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на конструктивні та техніко-економічні параметри будівлі встановлено:

1. Перехід у зону з розрахунковою сейсмічністю 6 балів підвищує вартість витрат на конструктивні матеріали у 2 рази по відношенню з майданчиком без сейсміки, у 2.3 рази по відношенню 7-ми бальною зоною, у 4 рази по відношенню 8-ми бальною та у 7 разів по відношенню 9-ти бальною.

2. Підвищення розрахункової сейсмічності будівельного майданчику викликає зріст абсолютних витрат арматури на всі конструктивні елементи, але найбільш це відображається у стінах – 30 разів, фундаментна плита - 3,8 рази, перекриття – 3,5 рази, колонах – 1,75 рази.

3. Найбільший відсоток витрат арматури приходить на стіни, який змінюється з ростом сейсмічності від 8% до 57%, від загальних витрат на будівлю.

4. Збільшення витрат бетону диктується зміною конструктивної схеми будівлі для забезпечення її проектної надійності.

5. Одержані результати дають змогу передбачити зростання витрат матеріалів на конструктивні елементи при освоєнні території з підвищеною сейсмічністю, різних груп ґрунтів за сейсмічністю та формуванню бюджету інвестицій у їх розвиток.

6. Інтенсивність сейсмічності будівельного майданчика у значній мірі впливає на вартість конструктивних матеріалів, в порівнянні з 6-ти бальною сейсмічністю витрати на 9-ти бальну збільшується у 6,2 рази.

7. При зміні сейсмічності, пропорції витрат бетону та арматури змінюються від 28,3% і 71,7% (без урахування сейсмічного впливу) до 5,6% і 94,4% (9 балів), тобто спостерігається значна різниця між відсотковим відношенням вартості бетону та арматури.

8. Вартість 1 м^2 корисної площі відносно варіанту конструктивної схеми без урахування сейсмічного впливу збільшується у 1,8 разів (6 балів) до 6,2 рази (9 балів), тобто спостерігається закономірне збільшення вартості.

5.6 Список використаних джерел у розділі 5

У розділі 5 використані [4, 5, 9 - 12, 101, 109, 112, 115, 116, 117] літературні джерела. Їх найменування наведені в загальному списку використаних джерел.

ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі, яка є завершеною науково-дослідною роботою, вирішена важлива науково-практична задача, яка полягає в дослідженні сейсмічної поведінки багатоповерхових будівель при підвищенні сейсмостійкості існуючих будівель, зміні сейсмічності будівельного майданчика, нерегулярності конструктивної схеми та розробці науково обґрунтованих положень та методів їх розрахунку.

Найбільш важливі наукові та практичні результати, висновки і рекомендації полягають у наступному:

1. На основі аналізу сучасного стану забезпечення сейсмічної стійкості будівель та методів розрахунку будівель при сейсмічних впливах обґрунтований метод нелінійного статичного розрахунку сейсмічної стійкості багатоповерхових будівель із нерегулярною конструктивною схемою для дослідження їх поведінки при сейсмічних впливах.

2. Вперше розроблений алгоритм та методологія визначення сейсмостійкості будівель із нерегулярною конструктивною схемою при дії сейсмічного навантаження на основі методу нелінійного статичного розрахунку. Метод пов'язує несучу здатність будівлі, представлену як залежність переміщення верху будівлі від зсувної сили в основі, з сейсмічним впливом, представленим у вигляді спектру реакції.

3. На основі розробленої методики вперше отримані криві спектрів несучої здатності моделей багатоповерхових каркасних будівель із нерегулярною конструктивною схемою при сейсмічному впливі та отримані уявлення про закономірності зміни спектрів несучої здатності будівлі з урахуванням нелінійної поведінки ґрунтів основи та фізичної нелінійності матеріалів конструкцій.

4. Отримали подальшого розвитку уявлення про закономірності зміни напружено-деформованого стану конструкцій каркасу існуючої будівлі

незавершеного будівництва при дії сейсмічного навантаження в залежності від місця розташування в'язевих панелей жорсткості в плані відносно центра ваги будівлі при підвищенні її сейсмостійкості, визначене необхідне армування конструкцій каркасу для забезпечення нормативних вимог сейсмозахисту будівлі та виконаний аналіз ефективності варіантів у порівнянні з вихідною розрахунковою моделлю будівлі.

5. Дістала подальшого розвитку методика врахування впливу зміни розрахункової сейсмічності будівельного майданчику на конструктивні та техніко-економічні характеристики будівлі та на її основі встановлено, що при переході будівельного майданчика з несейсмічної зони до 6-ти бальної, вартість витрат на матеріали (бетон та арматура) конструктивних елементів збільшується майже в 2 рази.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Моніторинг Земної Кулі. Головний центр спеціального контролю. URL: <https://gcsk.gov.ua/monitoring-zemnoii-kuli.html>.
2. Сейсмічність і сейсмічна небезпека України: постанова Національної Академії наук України від 08.10.2008 N 244. URL: http://zakon.nau.ua/doc/?doc_id=294579.
3. ДСТУ Б В.1.1-28:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Шкала сейсмічної інтенсивності. [Чинний від 2011-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 79 с. (Національний стандарт України).
4. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с. (Державні будівельні норми України).
5. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 30 с. (Державні будівельні норми України).
6. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. [Чинний від 2014-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2013. 26 с. (Національний стандарт України).
7. Про об'єкти підвищеної небезпеки: Закон України від 18.01.2001 р. №2245-III. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2245-14#Text>.
8. Антонов В. М. Проектирование зданий при особых условиях строительства и эксплуатации. Тамбов: Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2002. 240 с.
9. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с. (Державні будівельні норми України).

10. ДСТУ Б В 2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. [Чинний від 2011-06-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с. (Національний стандарт України).

11. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. Основи проектування конструкцій. [Чинний від 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд Україн, 2009. 81 с. (Національний стандарт України).

12. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Еврокод. Основы проектирования конструкций (EN 1990:2002, IDT). [Чинний від 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 81 с. (Національний стандарт України).

13. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений: в 2-х частях. Киев. 2008. 480 с.

14. Поляков С. В. Современные методы сейсмозащиты зданий. Москва: Стройиздат, 1989. 320 с.

15. Повышение сейсмостойкости зданий: Серия 0.00 – 2.96с. Выпуск 0-0: Общие материалы для проектирования. Москва: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1996. 13 с.

16. Коренев Б.Г., Резников Л.М. Динамические гасители колебаний: Теория и технические приложения. Москва: Наука, 1988. 304 с.

17. Поляков С.В., Килимник Л.Ш., Черкашин А.В. Современные методы сейсмозащиты зданий. Москва: Стройиздат, 1989. 320 с.

18. Повышение сейсмостойкости зданий / Типовые строительные конструкции изделия и узлы. Серия 0.00-2.96с. Выпуск 0-5. Москва: ГУП ЦПП, 1998. 51 с.

19. Повышение сейсмостойкости зданий / Общие материалы для проектирования. Серия 0.00 – 2.96с. Выпуск 0-0. Москва: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1996. 13 с.

20. Кархут І. І. Проектування та будівництво в районах з підвищеною сейсмічною активністю : навч. посіб. Львів : Нац. ун-т "Львів. політехніка", 2012. 171 с.

21. Ушаков А. С. Методы сейсмоизоляции фундаментов сооружений. *Технические науки: проблемы и перспективы: материалы междунар. заоч. науч. конф.* (г. Санкт-Петербург, март 2011 г.). Санкт-Петербург, 2011. С. 180-186.

22. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. Москва: Стройиздат, 1976. 232с.

23. Кривошеев П.І., Сенаторов В.М. Сейсмостійке будівництво у виданнях міжнародної федерації залізобетону. *Наука та будівництво*. 2019. Вип. 1(19). С. 82-87.

24. Хохлін Д. О. Конструктивний захист житлових будинків масових серій, які експлуатуються за умов просідаючих ґрунтів сейсмонебезпечних територій: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2010. 19 с.

25. Bilyk S. I., Natheer Aied Athaab Al-Taie, Adil Jabbar Abbas. Field Welding of Steel Girders for Bridges. *Будівельні вироби та матеріали*. Київ. 2016. Вип. (2–3) 92. С. 72–74.

26. Bilyk S. I., Natheer Aied Athaab Al-Taie, Adil Jabbar Abbas. Fabrication of Plate Girders and Cover-Plate Beams. *Науковий вісник будівництва*. Київ. 2016. Вип. (3) 85. С. 87–92.

27. Bilyk S. I., Natheer Aied Athaab Al-Taie, Adil Jabbar Abbas. Temperatures affected on two hinged steel arch bridge. *International Journal of Engineering Science and Innovative Technology (IJESIT)*. July 2016. Vol.5, Issue 4, P. 21–29. URL:https://www.ijesit.com/Volume%205/Issue%204/IJESIT201604_04.pdf.

28. Башинський Я. В. Вплив динамічних навантажень метрополітену на напружено-деформований стан конструкцій будівель та споруд: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2019. 20 с.

29. Alford J. L. , Housner G. W., Martel R. R. Spectrum analysis of strong motion earthquakes. California : California Institute of Technology Pasadena, 1951. 110 p. URL:<https://core.ac.uk/download/pdf/216191215.pdf>.

30. Blume J.A. Earthquake Damage Prediction: A Technological Assessment. *Technical Report 17. Stanford Digital Repository*. Earthquake Engineering Center

Technical, 1975. URL:<https://purl.stanford.edu/wx136jt7403>.

31. G. J. Al-Sulaimani, Jose M. Roessett. Design Spectra for Degrading Systems. *Journal of Structural Engineering*. 1985. Vol. 111, Issue 12. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:12(2611).

32. Benioff H., Gutenberg B., Richter C. F. Progress Report, Seismological Laboratory, California Institute of Technology, 1954. *Eos, Transactions American Geophysical Union*. 1955. Vol. 36, Issue 4. p. 713-718. DOI: 10.1029/TR036i004p00713.

33. Newmark N.M., Hall W.J. Earthquake Spectra and Design. EERI, 1982. 103 p.

34. Ньюмарк Н. Основы сейсмостойкого строительства: Скор. пер. з англ. / під. ред. Я.М. Айзенберга. Москва: Стройиздат, 1980. 344 с.

35. Ray W.Clough. The finite element method after twenty-five years: A personal view. *Computers & Structures*. 1980. Vol. 12, Issue 4. Pages 361-370. DOI: 10.1016/0045-7949(80)90113-3.

36. Clough Ray W., Penzien Joseph. Dynamics of Structures. Third Edition. - Computers & Structures, Inc., 2003. 730 p.

37. Mohraz A, Weeks ER, Lewis JA. Structure and dynamics of biphasic colloidal mixtures. *Physical Review. E, Statistical, Nonlinear, and Soft Matter Physics*. 2008. Vol. 77, Iss. 6. DOI: 10.1103/PhysRevE.77.060403.

38. Материалы и конструкции для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений / Я. М. Айзенберг и др. Москва : Комтехпринт, 2009. 348 с.

39. Айзенберг Я. М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. Москва : Стройиздат, 1976. 232 с.

40. Амосов А. А., Дубинский Ю. А., Копченова Н. В. Вычислительные методы. Москва: Издательство "Лань", 2014. 672 с.

41. Амосов А. А. Основы теории сейсмостойкости сооружений : учебное пособие / А.А. Амосов, С.Б. Сеницын. Москва : Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ), 2010. 136 с. URL: <https://biblioclub.ru/index.php?>

[page=book&id=273665](#).

42. Кендзера О. В. Сейсмічна небезпека і захист від землетрусів (практичне впровадження розробок Інституту геофізики ім. СІ Субботіна НАН України). *Вісник Національної академії наук України*. 2015. Вип. 2. С.44-45.

43. Kendzera A, Semenova Yu. Calculated accelerograms for the direct dynamic method of determining seismic loads. *European Association of Geoscientists & Engineers*. 2019. Vol. 2019. P. 1-5. DOI: 10.3997/2214-4609.201902111.

44. Kulyabko V., Maslovskiy A. Improvement of accounts of structures with flexible threads (on an example of masts with guys) through static-dynamic nonlinear models. *Proceeding Polish-Ukrainian-Lithuanian Transactions "Theor. Found-ns in Civil Eng."*. Warsaw-Vilnius. 2006. №14. P. 623-630.

45. Kulyabko V. V. Nonlinear structural dynamics in XXI century: specified models, vibro-comfort buildings, nonlinear dampening devices. *Proceedings of the 3rd International Conference on Nonlinear Dynamic*. ND-KhPI-2010, September 21-24, 2010, Kharkov, 2010. P. 121-124.

46. Бирбраер А. М. Расчет конструкций на сейсмостойкость. Москва : Наука, 1998. 255 с.

47. Слободянюк С. О., Лучко Й.Й., Буратинський А.П. Механіка тривалих вібраційних переміщень позацентрово-стисненого залізобетонного стержня. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*. Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2014. № 3 (75) . С. 98-107.

48. Слободянюк С. О. Нова методологія вирішення задач повзучості та віброповзучості залізобетону. *Бетон и железобетон в Украине*. 2013. № 5. С. 2-6.

49. Амбарцумян В. А. Научные труды : В 3-х томах / Под ред. В. В. Соболева. Ер.: Издательство АН Армянской ССР, 1960. Т. 1, 2, 3. 576 с.

50. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. Москва: Стройиздат, 1961. 160 с.

51. Болотин В.В. Применение статистических методов для оценки

прочности конструкций при сейсмических воздействиях // Известия АН СССР. Инженерный сборник, 1960. т. 27. с. 58-69.

52. Гольденблат И. И. Расчет конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил. Москва : Госстройиздат, 1961. 320 с.

53. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. Киев: Факт, 2007. 394 с.

54. Немчинов Ю. И., Марьенков Н. Г., Хавкин А. К., Бабик К.Н. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости (с учётом рекомендаций Еврокода 8, международных стандартов и требований ДБН). Киев: ГП ГНИИСК, 2012. 53 с.

55. Уздин А.М. Сандович Т.А., Аль-Насер-Мохомад Самихмин. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений Санкт-Петербург: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1993. 176 с.

56. Dorofeev V., Murashko O., Iegupov V. Structural systems of seismic resistant buildings in the Odessa region of the Ukraine. *Mobility and globalization in the Higher Education System*. NovaScience Publishers, Inc. New York, 2016.

57. Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г., Хавкин А.К., Бабик К.Н. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости (с учётом рекомендаций Еврокода 8, международных стандартов и требований ДБН). Киев: ГП ГНИИСК, 2012. 53 с.

58. Мар'єнков М. Г., Богдан Д. В., Сахаров В. О. Оцінка напружено-деформованого стану конструкцій будівлі при дії сейсмічних навантажень. *Onip матеріалів і теорія споруд*. 2015. № 96. С. 3-22. URL:http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-96/01-96_marie_bogd_saha.pdf.

59. Егупов К. В. Проблемы проектирования на сейсмостойкость протяженных и несимметричных сооружений. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2000. № 1. С.23-29.

60. Егупов В. К. Методи оцінки сейсмостійкості будівель та споруд: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Одеський національний морський університет, Одеса,

2018. 202 с.

61. Карцивадзе Г. Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. Москва: Транспорт, 1974. 264 с.

62. Корчинский И. Л. Расчет сооружений на сейсмические воздействия. Москва : Гос. изд-во лит. по строительству и архитектуре, 1954. 76 с.

М. А. Марджанішвілі,

63. Напетваридзе Ш.Г., Гехман А.С. и др. Сейсмостойкость магистральных трубопроводов и специальных сооружений нефтяной и газовой промышленности. Москва: Наука, 1980. 172 с.

64. Хачиян Э. Е., Амбарцумян В. А. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. Москва : Наука, 1981. 204 с.

65. Chintanapakdee, C. and Chopra, A.K. Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses. *International Journal of Structural Engineering*. 2004. Vol. 130, Issue 8. P.1777-1785. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1777).

66. Bobadilla, H., Chopra, A.K. Evaluation of the MPA procedure for estimating seismic demands: RC-SMRF buildings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. (Beijing, China, October 12-17. 2008). URL:https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_05-01-0375.pdf.

67. Chopra S. Interpreting fractures through 3D seismic discontinuity attributes and their visualization . *CSEG Recorder*. 2009. V. 34, №10. P. 5–14.

68. Chopra S., Marfurt K.J., Mai H.T. Using automatically generated 3D rose diagrams for correlation of seismic fracture lineaments with similar lineaments from attributes and well log data . *First Break*. 2009. V. 27, №10. P. 37–42.

69. Бирбраер А. Н., Роледер А. Ю. Экстремальные воздействия на сооружения. СПб. : Изд-во Политехн. ун-та, 2009. 594 с.

70. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах строительной механики. Запорожье: Изд-во журнала «Світ геотехніки», 2009. 400 с.

71. Назаров Ю. П. Расчетные модели сейсмических воздействий. Москва: Наука, 2012. 414 с.
72. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов стр-ва: монография. Киев: Сталь, 2014. 301 с.
73. Смирнов В.А., Городецкий А. С. Техническая (строительная) механика: учебник для СПО. Москва: Издательство Юрайт, 2018. 423 с.
74. Le-Trung, K., Lee, K., Lee, J. And Lee, H. Evaluation of seismic behavior of steel special moment frame buildings with vertical irregularities. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2012. Volume 21, Issue 3. P. 215-232. DOI: 10.1002/tal.588.
75. Gorodetsky, A., & Genzersky, Y. (2019). Різні підходи до розрахунку конструкцій на динамічні впливи. *Наука та будівництво*. 21(3), 35-41. DOI: 10.33644/scienceandconstruction.v21i3.112.
76. Li, B., Xie, WC. & Pandey, M.D. Newmark design spectra considering earthquake magnitudes and site categories. *Earthq. Eng. Eng. Vib.* 15, 519–535 (2016). DOI: 10.1007/s11803-016-0341-1.
77. Wilson, E.L. Static Pushover Method for the Seismic Analysis of Structures. Wilson. 2014. 2 p. – <http://www.edwilson.org/History/Pushover.pdf>.
78. Krawinwler, H. Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation. *Engineering Structures*. 1998. Vol. 20. N. 4-6. P. 452-464.
79. Kilar V., Fajfar P. Simplified Push-Over Analysis of Building. *Earthquake Engineering*. 200. №11. 8 p.
80. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. Киев: Факт, 2007. 394 с.
81. Городецкий А.С., Пикуль А.В., Писаревский Б.Ю. Моделирование работы грунтовых массивов на динамическое воздействие. *Computational Civil and Structural Engineering*. 2017. Vol. 17, Iss. 3. С. 34-41.
82. Барабаш М. С. Пикуль А.В., Писаревский Б.Ю. Моделирование демпфирования при расчете конструкций на динамические воздействия в

программном комплексе ЛИРАСАПР. *Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр.* 2017. Вып. 100. С. 42-48.

83. Городецкий А. С., Барабаш М. С. Учет нелинейной работы железобетонных конструкций в практических расчетах. *Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. научн. трудов. Дн-вск.* 2014. 77. С. 54–59.

84. Барабаш М. С. Пикуль А.В., Писаревський В. Е. Чисельно-аналітичний методологічний підхід до моделювання матеріального демпфування. *Наука та будівництво.* 2019. Том 21. №3. С.42-48.

85. Мурашко О. В., Дорофеев В. С., Губанов О. С., Бенраді І. Сейсмостійкість будинків з безригельним каркасом при різній конфігурації за висотою. *Наука та будівництво.* 2018. Том 16. №2. С.25-31.

86. Zinchenko H., Dorofeyev V. Stressed-deformed condition and destruction of technologically damaged reinforced concrete structures. *Publishing House “Baltija Publishing”.*

87. Дорофеев В. С., Пушкар Н. В. Підвищення сейсмостійкості громадських будівель старої забудови. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* 2018. №36. С. 240-245.

88. Дорофеев В. С., Єгупов К. В., Єгупов В. К. Анализ уязвимости многоэтажных зданий при сейсмических воздействиях. *Актуальные научные исследования в современном мире.* 2018. №10. С. 19-24.

89. Мурашко О. В., Дорофеев В. С. Регулярность конструктивной схемы при оценке сейсмостойкости опор трубопроводов. *Мосты и тоннели: теория, исследования, практика.* 2016. №1-1. С. 1-11.

90. Дорофеев В.С., Егупов В.К. Уязвимость железобетонных зданий при сейсмических воздействиях. Беларусь: «Институт Бел НИИС». 2015.

91. Murashko O., V. Dorofeev, Mihailov O., Yegupov V., Mihailova N. Problem of non-conformity of computational model and results of vibration tests of multistory buildings with girderless construction. “OVIDIUS“ University annalis – constantza

series: civil engineering analele universitatii „OVIDIUS“ din constanta seria: constructii, Romania, 2015.

92. Дорофеев В. С. Егупов К.В., Егупов В.К. Проектирование многоэтажных зданий на свайных фундаментах с учетом сейсмических воздействий. *Science and Education a New Dimension. Natural and Technical Sciences*. VI (17), Issue 157. Budapest, 2018. P. 11-14.

93. Дорофеев В.С., Сорока Н.Н., Егупов К.В., Егупов В.К. Комплексная модель «сооружение – свайный фундамент» для оценки сейсмостойкости многоэтажных зданий. *Будівельні конструкції*. 2016. Вип. 83, кн 2. С.44-53.

94. Егупов К. В.. Егупов В. К. Развитие пространственных моделей сооруженей и сейсмических воздействий. *Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва* : збірка тез, міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В. К. Єгупова, (Одеса, 25-29 жовтня 2016 р.).

95. Банах А. В. Анализ напряжённно-деформированного состояния конструкций недостроенного сооружения класса ответственности СС2. *Містобудування та територіальне планування*. 2013. Вип. 48. С. 29-36. URL:http://nbuv.gov.ua/UJRN/MTP_2013_48_7.

96. Банах В. А. Розвиток статико-динамічних розрахункових моделей будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: 05.23.01. Дніпропетровськ, 2013. 38 с.

97. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т.А. Диаграмма деформирования бетона при многократно-повторных нагружениях. *Экспресс информация ВНИИС Госстроя СССР*. Москва. 1987. № 1. С.3-5.

98. Соснин А.В. Об особенностях методологии нелинейного статического анализа и его согласованности с базовой нормативной методикой расчёта зданий и сооружений на действие сейсмических сил. *Вестник ЮУрГУ. Серия : «Строительство и архитектура»*. 2016. Т.16, № 1. С. 12-19. DOI: 10.14529/build160102.

99. FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington, D.C. November 2000. (Престандарт та зауваження щодо відновлення сейсмостійкості будівель. Американське Товариство Цивільних Інженерів, США).

100. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Volume 1 and 2. Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November 1996. (Оцінка та підвищення сейсмостійкості бетонних будівель. Частина 1 та 2. Технічна рада Комісії з сейсмічної безпеки штату Каліфорнія, США).

101. EN 1998-1:2004. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European committee on standardization. Brussels, 2004. 215 p. (EN 1998-1:2004. Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1: Загальні правила, сейсмічні дії і правила для будівель. Європейський комітет із стандартизації. Брюссель, 2004. 215 с.).

102. СП 14.13330.2014. СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ОАО «НИЦ «Строительство». Москва: ОАО «ЦПП», 2014. 126 с. (Будівельні норми Росії).

103. Соснин, А.В. Особенности оценки дефицита сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий методом нелинейного статического анализа в SAP2000. *Техническое регулирование в транспортном строительстве*. 2015. № 6 (14). URL: trts.esrae.ru/25-137.

104. Krawinwler, H. Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation. *Engineering Structures*. 1998. Vol. 20. № 4–6. P. 452 – 464.

105. Аббас А. Дж., Нікіфорова Т. Д., Савицький М. В. Підвищення сейсмостійкості існуючої будівлі при реконструкції. *Строительство, материаловедение, машиностроение : Сб. науч. трудов. Днепро*. 2017. Вып. 100. С. 13–24.

106. Computers and Structures, Inc. Structural and Earthquake engineering software. URL:<https://www.csiamerica.com/products/etabs/compare-levels>.

107. Висновки за результатами інструментального обстеження будівельних конструкцій каркасного будинку торговельного комплексу по вул. Льва Толстого, 64 у м. Севастополь, АР Крим перед реконструкцією. *ДВНЗ ПДАБА* (Держ. вищий навч. заклад «Придніпр.-ка держ. акад. буд-ва та арх.-ри»). Науково-технічний звіт, 2012 р. Шифр 245. Арк. 1-32.

108. Shekhorkina S.Yev., Adil Jabbar Abbas, Nikiforova T. D. Investigation of the stress-strain state of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро. 2020. № 5. С. 176–181.

109. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 78 с. (Державні будівельні норми України).

110. Немчинов Ю. И. Проблемы проектирования и строительства в сейсмоопасных районах Украины и основные направления развития норм по сейсмостойкому строительству. Київ: НИИСК. URL:http://www.seism.org.ua/seism06-02_r.html.

111. Яновський О. О. Перспективний напрям підвищення сейсмостійкості існуючих кам'яних будівель з використанням прибудови та вбудови каркасу. Будівельні конструкції. 2015. Вип. 82. С. 444-449. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/buko_2015_82_50.

112. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини та переміщення. Вимоги проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 65 с. (Національний стандарт України).

113. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. [Чинний від 2015-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 199 с. (Державні будівельні норми).

114. ГОСТ 8639-82. Труби сталеві квадратні. Сортамент. [На заміну ГОСТ 8639-68; чинний від 2021-01-01]. Міністерство чорної металургії СРСР (Мінчормет), 1983. 5 с. (Міждержавний стандарт).

115. Зезюков Д. М., Никифорова Т. Д., Адил Джаббар Аббас. Оптимальные

параметры колонн при проектировании каркасных систем со сборно-монолитным перекрытием. Dynamics of the development of world science. Perfect Publishing. Vancouver, Canada. 2019. P. 744–750. URL:<https://sci-conf.com.ua>.

116. Adil Jabbar Abbas, Nikiforova Tetiana. Influence of the seismicity of the construction site on structural parameters of the buildings. Innovative lifecycle technologies of housing, industrial and transportation objects. Dnipro – Bratislava. 2018. P.11–20.

117. Аббас А. Дж., Нікіфорова Т. Д., Шляхов К. В., Сопільняк А. М. Вплив сейсмічності будівельного майданчика на матеріалоемність багатоповерхової будівлі. Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. Дніпро. 2019. №6 (259-260). С.10–17. URL:<http://srd.pgasa.dp.ua:8080/xmlui/handle/123456789/2511>.

ДОДАТОК А

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

1. Bilyk S. I., Natheer Aied Athaab Al-Taie, Adil Jabbar Abbas. Temperatures affected on two hinged steel arch bridge. *International Journal of Engineering Science and Innovative Technology (IJESIT)*. July 2016. Vol.5, Issue 4, P.21–29. URL:https://www.ijesit.com/Volume%205/Issue%204/IJESIT201604_04.pdf.

(Іноземне видання, входить до міжнародних науко метричних баз).

2. Bilyk S. I., Natheer Aied Athaab Al-Taie, Adil Jabbar Abbas. Fabrication of Plate Girders and Cover-Plate Beams. *Науковий вісник будівництва*. Київ, 2016. Вип. (3) 85. С. 87–92. (Фахове видання, входить до міжнародних наукометричних баз).

3. Bilyk S. I., Natheer Aied Athaab Al-Taie, Adil Jabbar Abbas. Field Welding of Steel Girders for Bridges. *Будівельні вироби та матеріали*. Київ, 2016. Вип. (2–3) 92. С. 72–74. (Фахове видання).

4. Аббас А. Дж., Нікіфорова Т. Д., Савицький М. В. Підвищення сейсмостійкості існуючої будівлі при реконструкції. *Строительство, материаловедение, машиностроение : Сб. науч. трудов*. Дніпро, 2017. Вип. 100. С. 13–24. (Фахове видання).

5. Аббас А. Дж., Нікіфорова Т. Д., Шляхов К. В., Сопільняк А. М. Вплив сейсмічності будівельного майданчика на матеріалоємність багатоповерхової будівлі. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2019. №6 (259-260). С.10–17. URL:<http://srd.pgasa.dp.ua:8080/xmlui/handle/123456789/2511>. (Фахове видання, включене до міжнародної бази Index Copernicus).

6. Shekhorkina S.Yev., Adil Jabbar Abbas, Nikiforova T. D. Investigation of the stress-strain state of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings. *Вісник*

Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. Дніпро, 2020. № 5. С. 176–181. (Фахове видання, включене до міжнародної бази Index Copernicus).

7. Adil Jabbar Abbas, Nikiforova Tetiana. Influence of the seismicity of the construction site on structural parameters of the buildings. *Innovative lifecycle technologies of housing, industrial and transportation objects*. Dnipro – Bratislava, 2018. P.11–20. (Іноземне видання).

8. Зезюков Д. М., Никифорова Т. Д., Адил Джаббар Аббас. Оптимальные параметры колонн при проектировании каркасных систем со сборно-монолитным перекрытием. *Dynamics of the development of world science. Perfect Publishing*. Vancouver, Canada, 2019. P. 744–750. URL:<https://sci-conf.com.ua>. (Іноземне видання).

ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ:

- 9-th All-Ukrainian Scientific-Technical Conference «Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation Engineering: Problems, innovations and implementation of Eurocodes in Ukraine» (м. Дніпро, 2016 р.);

- науково-практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 2016 р.);

- 6-та міжнародна науково-практична конференція «Створення високотехнологічних соціоекокомплексів в Україні на основі концепції збалансованого (стійкого) розвитку», (м. Львів, 2017 р.);

- міжнародна науково-технічна конференція «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-цивільного, промислового і транспортного призначення» (м. Львів, 2018 р.);

- 4-та міжнародна інтернет-конференція «Dynamics of the development of world science» (Канада, м. Ванкувер, 2019 р.).

ДОДАТОК Б

Довідки про впровадження результатів дисертаційної роботи

"ФУНДАМЕНТСТРОЙМАКС"**ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ**

Юр. адр.: 49000, м. Дніпро, пров. Добровольців, 15

Пошт. адр.: 52071, Дніпропетровська обл.,

Дніпропетровський р-н, с. Дослідне,

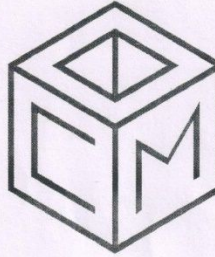
вул. Наукова, 54а, оф. 48

моб. телефон: +38(050)342 98 88

E-mail: stroymaks@ukr.netОфіційний сайт: www.stroymaks.com.ua

Код ЄДРПОУ: 35267387

DUNS: 365104128

**LLC "FUNDAMENTSTROYMAKS"**Legal address: 49000, 15 Dobrovoltsiv Lane,
Dnipro, Ukraine

Actual address: 52071, Dnipropetrovsk dist.,

Dnipropetrovsk reg., vil. Doslidne,

Naukova str, 54a, of. 48

mob. tel.: +38(050)342 98 88

E-mail: stroymaks@ukr.netWeb-site: www.stroymaks.com.ua

UA Company code: 35267387

DUNS: 365104128

Затверджую:

Директор ТОВ

«Фундаментстроймакс»

В. А. Прядка,

« 08 » червень 2020 р.



**ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ
результатів дисертаційної роботи: «Сейсмостійкість багатоповерхових
будівель різної конструктивної схеми»**

Результати дисертаційної роботи здобувача кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Аділа Джаббара Аббаса на тему: «Сейсмостійкість багатоповерхових будівель різної конструктивної схеми» на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук, використані при дослідженні впливів згенерованих акселерограм по отриманим різними методами спектрам відгуку при однакових геологічних умовах майданчика для будівель різних конструктивних схем. Дослідження використовувались при наданні послуг «71350000-6 (Побудова швидкісної моделі, розрахунок частотних характеристик ґрунтової товщі промайданчика ВП РАЕС, розробка розрахункових акселерограм і спектрів відгуку на ґрунті для проектного та максимального розрахункового землетрусів за даними інструментальних спостережень)».

Геофізик,
Д.г.н., професор

М. М. Довбніч

Начальник відділу інженерних
вишукувань та обстежень
к.т.н., доцент

І. М. Матюшенко






Товариство з Обмеженою Відповідальністю «ЮД К»
буд. 7-Д, вул. Олександра Оцупа
м. Дніпро, 49051, Україна
тел. (0562) 33-80-09, факс (0562) 33-80-13
www.udkgazbeton.com

№ 135-20 від « 15 » серпня 2020 р.

Ректору ДВНЗ ПДАБА
д.т.н., проф. Савицькому М.В.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати наукових досліджень, викладених у дисертаційній роботі Аділа Джаббара Аббаса на тему: «Сейсмостійкість багатопверхових будівель різної конструктивної схеми», використані при розробці «Альбому технічних рішень застосування конструкцій із блоків автоклавного газобетону при проектуванні житлових та громадських будинків в районах сейсмічності 6, 7 та 8 балів». Участь здобувача полягала у перевірочних розрахунках несівних конструкцій стін із дрібних ніздрюватобетонних блоків для одно- та двоповерхових будівель з урахуванням сейсмічності 6, 7 та 8 балів та наданні пропозицій щодо розробки конструктивних рішень для забезпечення їх сейсмостійкості.

Генеральний директор ТОВ ЮДК /  Хасан Башер



“ЗАТВЕРДЖУЮ”

Ректор ДВНЗ “Придніпровська державна академія будівництва та архітектури”

доктор технічних наук, професор

М. В. Савицький

2020 року



АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

Ми, що підписалися нижче, завідувач кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій, к.т.н., с.н.с. Конопляник О. Ю., начальник навчального відділу, к.е.н., доц. Грабовський І. С., науковий керівник дисертаційної роботи, д.т.н., проф. Нікіфорова Т. Д. склали даний акт про те, що результати дисертаційної роботи Аділа Джаббара Аббаса на тему: «Сейсмостійкість багатоповерхових будівель в залежності від конструктивних схем» використовуються в навчальному процесі при підготовці здобувачів вищої освіти ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Результати роботи використовуються при читанні лекцій з дисципліни «Особливості проектування будівель і споруд в умовах сейсмічності», на практичних заняттях та при виконанні кваліфікаційних робіт за освітньо-науковою програмою другого (магістерського) рівня вищої освіти «Промислове та цивільне будівництво» використовується розроблена «Методика проектування каркасних будівель різної конструктивної схеми з урахуванням сейсмічного навантаження».

Начальник навчального відділу

к.е.н., доц. Грабовський І. С.

Завідувач кафедри
залізобетонних і кам'яних
конструкцій

к.т.н., с.н.с. Конопляник О. Ю.

Науковий керівник

д.т.н., проф. Нікіфорова Т. Д.

“ЗАТВЕРДЖУЮ”

Ректор ДВНЗ “Придніпровська державна академія будівництва та архітектури”

доктор технічних наук, професор

М. В. Савицький

2020 року



ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати наукових досліджень, що викладені у дисертаційній роботі «Сейсмостійкість багатоповерхових будівель в залежності від конструктивних схем» Аділа Джаббара Аббас використані при виконанні держбюджетної науково-дослідної роботи Міністерства освіти і науки України «Інноваційні конструкції і матеріали для будівництва будівель та споруд», номер держреєстрації 0116U006046 (д/б №12). Результати дисертаційного дослідження «Вплив сейсмічності будівельного майданчика на конструктивні параметри будівлі з урахуванням сумісної роботи з основою» є складовою розділу 5 «Дослідження напружено-деформованого стану багатоповерхових каркасних будинків на всіх стадіях життєвого циклу».

Начальник науково-дослідної частини
ДВНЗ «Придніпровська державна академія
будівництва та архітектури»,
к.т.н., доцент

А. О. Титюк