

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівництва та експлуатації будівель, доріг та
транспортних споруд

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
будівництва та експлуатації
будівель, доріг та
транспортних споруд
_____ О.С. Савченко

«___» _____ 2025 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: «Вплив різниці класів бетону ядра жорсткості та інших
конструкцій на перерозподіл напружень»

Виконав (ла)

(підпис)

Я.С. Мазура

(Прізвище, ініціали)

Група

Науковий керівник

(підпис)

О.С. Савченко

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2025 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Кафедра: будівництва та експлуатації будівель, доріг та
транспортних споруд

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Ярослав Станіславович Мазура

Тема роботи: Вплив повзучості бетону на напружено-деформований стан залізобетонних перекриттів

Затверджено наказом по університету № 34/ос від 07.01.2025р.
Строк здачі студентом закінченої роботи: "15" грудня 2025 р.

Вихідні дані до роботи:

Завдання на проектування, методи дослідження

4.Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)

Анотація, актуальність дослідження, мета роботи, задачі, об'єкт і предмет дослідження, методи дослідження, наукова новизна і практична значимість, огляд досліджень, дослідження впливу різниці

класу бетону ядра жорсткості та інших конструкцій монолітно-каркасних будівель на їх просторову жорсткість, висновки.

5. Перелік графічного та або мультимедійного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)

Титульна сторінка, мета роботи, задачі, об'єкт і предмет дослідження, методи дослідження, наукова новизна і практична значимість, представники висотних будівель, графіки кутів закручування моделей ядер жорсткості, графіки прогинів для моделей висотою 15 м, 60 м, загальний вигляд висотної будівлі баштового типу, кінцево-елементна модель будівлі, таблиця жорсткості елементів, графіки порівняльного аналізу деформацій при різних жорсткостях несучих конструкцій, висновки.

Керівник :

(підпис)

О.С. Савченко

(Прізвище, ініціали)

Консультант

(підпис)

О.С. Савченко

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач

(підпис)

Я.С. Мазура

(Прізвище, ініціали)

Анотація

Мазура Ярослав Станіславович. Вплив повзучості бетону на напружено-деформований стан залізобетонних перекриттів – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2023.

Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, огляд досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновки за результатами МКР.

Сформульовано мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.

Результати досліджень дозволяють на основі математичного моделювання визначити вплив різниці класів бетону ядра жорсткості висотної будівлі та інших несучих конструкцій (колон, пілонів і плит перекриття).

Аналіз публікацій та досліджень виявив, що дослідження дійсної роботи ядра жорсткості, всебічне дослідження його роботи в різних умовах і ситуаціях є актуальною задачею для більш економного проектування висотних будівель, при цьому забезпечуючи більшу надійність і жорсткість будівлі.

В основній частині наведено опис створення кінцевоелементної моделі висотної будівлі з описанням жорсткостей окремих її елементів. Виконано розрахунок моделі висотної будівлі при різних жорсткостях ядра жорсткості та інших несучих конструкцій на дію горизонтального (вітрового) навантаження. Побудовано графіки залежності максимальних горизонтальних відхилень точок будівлі від проектного положення.

У **висновках** встановлено, що на жорсткість висотної будівлі в основному впливає клас бетону ядра жорсткості, аніж клас бетону інших конструкцій. Тобто

зниження класу бетону несучих конструкцій окрім ядра жорсткості не викликає значних змін деформації, однак значно може впливати на економію матеріалу.

Ключові слова: висотні будівлі, метод кінцевих елементів, ядро жорсткості, деформації, клас бетону.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

1. Мазура Я. Вплив різниці класів бетону ядра жорсткості та інших конструкцій на перерозподіл напружень: техніко-економічний аспект. Матеріали 87-ї Міжнародної наукової конференції студентів університету, 7–11 квіт. 2025 р. Харків, 2025.
2. Савченко О.С., Савченко Л.Г., Мазура Я. Дослідження впливу різниці класу бетону ядра жорсткості та інших конструкцій монолітно-каркасних будівель на їх просторову жорсткість: техніко-економічний аспект // Матеріали XIX Міжнародної науково-практичної конференції, 26 листопада 2025 р. Харків, 2025. С.41.

В додатках наведено; тези конференції, альбом слайдів мультимедійної презентації.

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 40 сторінках, у тому числі 3 таблиці, 37 рисунків. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 3 розділи, висновки і рекомендації за результатами роботи, список з 61 використаного джерела, 2 додатків на 19 сторінках. Графічна частина складається з 14 слайдів мультимедійної презентації.

Abstract

Yaroslav Mazura. The influence of concrete creep on the stress-strain state of reinforced concrete floors – Master's qualification work on manuscript rights.

Master's qualification work in specialty 192 "Construction and civil engineering". – Sumy National Agrarian University, Sumy, 2023.

The work consists of a content, a general description of the work and its qualification features, a review of research on the selected topic, sections of the main part, and conclusions based on the results of the MQW.

The goal, tasks, object and subject of research, methods of scientific research are formulated.

The research results allow us to determine, based on mathematical modeling, the influence of different classes of concrete on the stiffness of the core of a high-rise building and other load-bearing structures (columns, pylons, and floor slabs).

An analysis of publications and research has revealed that studying the actual operation of the stiffness core, a comprehensive study of its operation in various conditions and situations is a pressing task for more economical design of high-rise buildings, while ensuring greater reliability and stiffness of the building.

The main part describes the creation of a finite element model of a high-rise building with a description of the stiffnesses of its individual elements. The calculation of the model of a high-rise building with different stiffnesses of the stiffness core and other supporting structures under the action of horizontal (wind) load is performed. Graphs of the dependence of the maximum horizontal deviations of the building points from the design position are plotted.

The conclusions found that the stiffness of a high-rise building is mainly influenced by the class of the concrete of the stiffening core, rather than the class of concrete of other structures. That is, reducing the class of concrete of load-bearing

structures other than the stiffening core does not cause significant changes in deformation, but can significantly affect material savings.

Key words: high-rise buildings, finite element method, stiffness core, deformations, concrete class

A list of the student's publications and/or speeches at conferences:

1. Mazura Ya. The influence of the difference in classes of concrete of the core of rigidity and other structures on the redistribution of stresses: a technical and economic aspect. Proceedings of the 87th International Scientific Conference of University Students, April 7–11, 2025. Kharkiv, 2025.
2. Savchenko O.S., Savchenko L.G., Mazura Ya. Research into the influence of the difference in classes of concrete of the core of rigidity and other structures of monolithic-frame buildings on their spatial rigidity: a technical and economic aspect // Proceedings of the 19th International Scientific and Practical Conference, November 26, 2025. Kharkiv, 2025. P.41.

In the **appendices** are given; abstracts of the conference, an album of multimedia presentation slides.

Structure of work. The work consists of the main text on 40 pages, including 3 tables, 37 figures. The text of the work contains a general description of the work, 3 chapters, conclusions and recommendations based on the results of the work, a list of 61 used sources, 2 appendices on 19 pages. The graphic part consists of 14 slides of a multimedia presentation.

ЗМІСТ

Зміст.....	8
Розділ 1. Вступ	9
Розділ 2. Огляд досліджень.....	11
Розділ 3. Дослідження впливу різниці класу бетону ядра жорсткості та інших конструкцій монолітно-каркасних будівель на їх просторову жорсткість.	23
Розділ 4. Висновки	39
Список використаних джерел.....	41
Додатки	

РОЗДІЛ 1. ВСТУП

Актуальність дослідження. Світовий процес суспільно-економічного розвитку супроводжується постійним зростанням вимог населення, особливо в цивілізованих країнах, до якостей будівель та споруд, поліпшення в них умов роботи та проживання, підвищення якості соціального, культурного та побутового обслуговування.

Архітектори і будівельники намагаються задовольни ці вимоги, створюючи комфортні, високоякісні будівлі та споруди, знаходячи для них нові просторово планувальні форми, більш досконалі архітектурно-конструктивні рішення, використовуючи при цьому сучасні будівельні матеріали: залізобетон, сталь, алюміній, скло, пластмаси, ефективні утеплювачі та різні композиційні матеріали.

Вигляд та кількість висотних будівель, які безпосередньо впливають на формування текстури та ідентичності міста, в якому вони розташовані, зростають день у день. Хоча розвиток технологій, нові будівельні методи та високоякісні будівельні матеріали дозволяють збільшувати висоту будівлі. Кожне збільшення висоти пов'язане з труднощами та вимагає вирішення більшої кількості інженерних проблем. При розгляді розподілу навантажень, що діють на висотні будівлі, та їх впливу на конструкцію видно, що ядро спроектовано як центр жорсткості в конструкції для забезпечення інерції проти горизонтальних навантажень.

Для того, щоб зробити проектування ядра будівлі ефективним та результативним, правильним та раціональним підходом буде розуміння функції центру жорсткості ядра, щоб проектувати та реалізувати його з цієї точки зору. Перш за все, необхідно розглянути навантаження, що діють на ядро жорсткості при проектуванні висотних будівель. Для полегшення розуміння ядра, як центру жорсткості у висотних будівлях необхідно визначити його місце в ієрархії структурної системи.

Огляд багаторічного досвіду будівництва свідчить про тенденцію до більш широкого впровадження монолітного залізобетону в сучасне будівництво.

Мета роботи – дослідження напружено-деформованого стану висотної монолітно-каркасної будівлі при різних співвідношеннях класів бетону ядра жорсткості та інших монолітних конструкцій.

Задачі дослідження.

1. Дослідити вплив різності класів бетону ядра жорсткості та інших монолітних конструкцій монолітно-каркасної висотної будівлі на просторову жорсткість.

2. Оцінити вплив різності класів бетону ядра жорсткості та інших монолітних конструкцій монолітно-каркасної висотної будівлі на зусилля, що виникають в фундаментній плиті.

Об’єкт дослідження – напружено-деформований стан залізобетонних монолітно-каркасних будівель при різних співвідношеннях класів бетону ядра жорсткості та інших монолітних конструкцій.

Предмет дослідження – залізобетонні монолітно-каркасні будівлі.

Методи дослідження – чисельно-аналітичний метод, метод кінцевих елементів (програмний комплекс «Ліра-САПР»).

Наукову новизну складає:

– аналіз напружено-деформованого стану залізобетонних монолітно-каркасних будівель при різних співвідношеннях класів бетону ядра жорсткості та інших монолітних конструкцій.

Практична значимість магістерської роботи полягає в тому, що отримані результати дослідження дозволяють обрати найбільш оптимальне співвідношення класів бетону ядра жорсткості та інших монолітних конструкцій для забезпечення просторової жорсткості монолітно-каркасної висотної будівлі.

РОЗДІЛ 2. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ

Проектування висотних будівель стало популярним серед інженерів-будівельників завдяки величезній висоті будівлі компанії Хоум Іншуранс. Цей перший хмарочос висотою 42 метри був спроектований інженером Вільямом Лебароном Дженні і відкритий у 1885 році в Чикаго (Рисунок 1).



Рисунок 1 - The Home Insurance Building -Chicago, USA.

Прагнення інженерів-будівельників досягати все більших висот у нових висотних будинках спочатку було обумовлено винаходом ліфта (гідравлічний ліфт Болдуїна в 1870 році, електричний ліфт Сіменса в 1887 році), а потім стало нагальною необхідністю через зростаючу вартість землі під забудову у великих американських.

Відповідно до містобудівних планів міста в Нью-Йорку були побудовані такі хмарочоси: Singer Building (1909 – 187 м), Woolworth Building (1913 – 241 м), Chrysler Building (1930 – 319 м), Empire State Building (1939) (1973 – 417 м) (Рисунок 2). Останній вважався найвищим будинком у світі до будівництва Sears Tower (1974 – 443 м) у Чикаго (Рисунок 3).

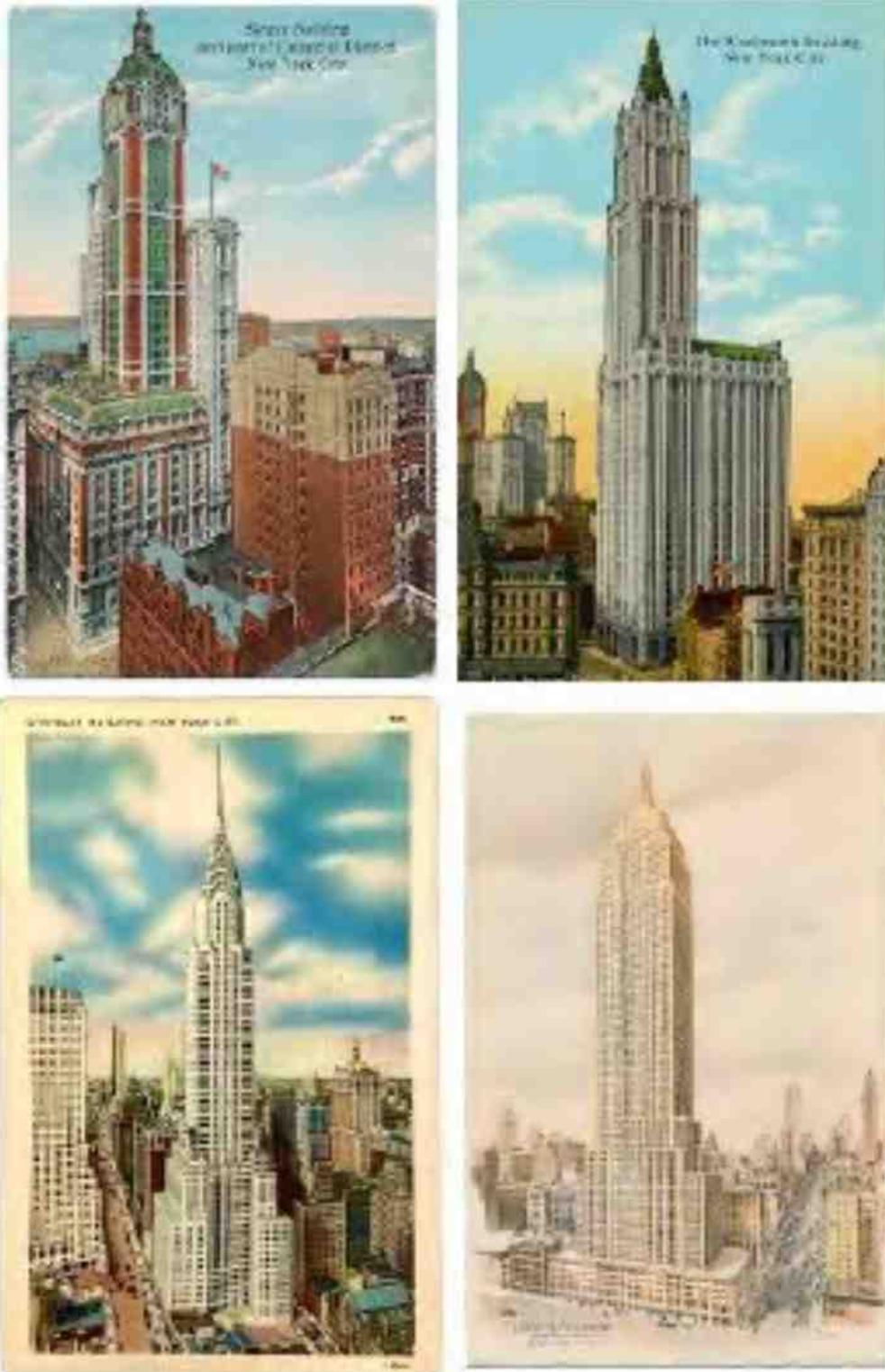


Рисунок 2 - Хмарочоси Нью-Йорку



Рисунок 3 - Sears Tower, Чикаго

З 1990-х років по всьому світу будується все більше висотних будівель, і промисловість будівництва веж продовжує розвиватися. Варто відзначити дві будівлі в Азії: башти-близнюки «Петронас» (1998, 451,9 м) в Куала-Лумпурі і хмарочос «Тайбей 101» (2004, 508 м) в Тайбеї (Рисунок 4).

Найбільш значущими надвисокими будинками, збудованими за останні кілька років, є вежа Світового торгового центру у Нью-Йорку (2014 р. – 541,3 м), годинникова вежа Абрадж аль-Бейт у Мецці (2012 р. – 601 м), . Бурдж-Халіфа у Дубаї (2010 р. – 828 м). Остання в даний час є найвищою спорудою у світі. (Рисунок 5)

В історичному контексті Італії заслуговують на увагу вежа П'ячентіні (1940 р. – 108 м) у Генуї, яка до 1952 р. була найвищою італійською та

європейською залізобетонною спорудою, вежа Піреллі (1960 р. – 127,10 м), яка спроектована Джо Понті і Пьоні 1995 була найвищою вежею в Італії, і вежа Телекому в Неаполі (1995 – 129 м).



Рисунок 4 – Хмарочоси Petronas Towers і Taipei 101



Рисунок 5 - Найбільш значущі надвисокі будинки

В останні роки тільки Мілан та Турін розглядали можливість будівництва хмарочосів в Італії.

Зокрема, було розроблено містобудівний план, що передбачає будівництво хмарочосів у Мілані, з метою реконструкції та повторного використання великих зон забудови, що утворилися на місці виставкових

площ (район CityLife) та територій, раніше зайнятих під забудову (район Portobello). В результаті реалізації цього містобудівного плану у 2012 році було завершено роботу над вежею Unicredit (висота 231 м на вершині та 217,7 м на рівні даху). Ця вежа в даний час є найвищим будинком в Італії.

З іншого боку, Турін переживав бурхливий розвиток завдяки реконструкції міського середовища, пов'язаного із XX зимовими Олімпійськими іграми 2006 року. У цей період було спроектовано вежу Інтеза Санпаоло (167,25 м), будівництво якої було завершено у 2012 році. Це був найновіший висотний будинок, збудований у Турині з 1934 року (вежа Реалі Мутуа, 109 м). Крім того, 30 листопада 2011 року розпочалося будівництво вежі адміністрації регіону П'ємонт (209 м). Зараз це найвища будівля в Турині та третя за висотою в Італії.

Проектування висотних будівель є складне завдання з погляду архітектури, особливо з погляду структурного аналізу. Основні труднощі пов'язані з обмеженням поперечних переміщень, спричинених вітровим або сейсмічним бічним навантаженням [5, 6, 7, 8, 9]. Складність проектного формулювання обумовлена вибором статичної схеми через велику висоту.

У відповідь на цю проблему деякі автори [10, 11] запропонували визначати відповідну конструктивну систему залежно від кількості поверхів. Так, 25-поверховий будинок можна спроектувати з використанням стінових панелей і каркасів з розпірками, тоді як каркасна трубчаста конструкція з ортогональними сітками або сітками-фермами (діагональною сіткою) буде найбільш підходящим методом проектування більш високих будівель, що поєднує інженерні вимоги та кращі архітектурні форми.

В даний час, щодо структурного аналізу, програми методу кінцевих елементів (МКЕ) використовуються в поєднанні з потужними комп'ютерами для отримання детального та глобального опису поведінки конструкції. На думку Хаусона [12], інженер-будівельник повинен вміти оцінювати відносні значення напружень і деформацій за допомогою простих математичних

формул, а потім знаходити більш точні рішення за допомогою методу кінцевих елементів.

Структурний аналіз за допомогою програмного забезпечення МКЕ займає багато часу, особливо для програмування введення даних, а велика кількість доступних вихідних даних може бути обтяжливою для швидкої інтерпретації поведінки конструкції. Спрощені аналітичні методи допомагають інженеру-будівельникові як у концептуальному проектуванні, так і в початковому розрахунку, щоб отримувати швидкі та досить точні рішення. У зв'язку з цим на початку 1960-х років, коли моделювання кінцевих елементів тільки починало розвиватися, Росманом [13] була введена еквівалентна безперервна пружна модель для вивчення стін зсуву з прорізами у висотних будинках. Потім інші автори [14, 15, 16, 17, 18, 19] працювали над проблемною взаємодією між стінами зсуву та рамами. Ці аналізи напружень, проведені інших типах структурних моделей Стаффордом Смітом [11], згодом поліпшили іншими дослідженнями [20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30]. Іншою чудовою структурною типологією є зовнішня каркасна труба через її ефективність у зміцненні будівлі від зовнішніх бічних впливів. З цією метою Ханом [31], Коулом і Бозе [32], Коннором і Пуангаре [33] і Кваном [34] було запропоновано безліч аналітичних спрощених формулювань.

Більш того, структурні моделі висотних будівель були модифіковані для розрахунку ядер жорсткості з відкритими тонкими перерізами. Оскільки гіпотеза замкнутого перерізу була неприйнятна для моделювання напіввідкритих тонкостінних балок, більше уваги приділялося теоріям вищого порядку, ніж гіпотезам Сен-Венана. У 1940-х роках Тимошенко [35, 36, 37, 38] і фон Карман [39] дали перші формулювання цих нових теорій, потім покращені Власовим [40]. Пізніше спрощені аналітичні моделі були розроблені для динамічного структурного аналізу Пекау та ін [41, 42] та іншими [43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53].

Основні побоювання щодо застосування таких методів полягали в тому, що вони не завжди узагальнені та застосовні для вирішення складних систем.

Щоб подолати ці труднощі і розширити практичне застосування аналітичних методів, в 1985 Карпінтері [54] запропонував загальний алгоритм розподілу горизонтальних сил між вертикальними елементами конструкції тривимірної цивільної споруди. У наступні роки загальний алгоритм був додатково удосконалений, щоб працювати з будь-яким типом структурних комбінацій з метою його застосування у реальних дослідженнях [55, 56].

В нашій країні на сьогодні все більше розповсюджується практика проектування і зведення висотних будівель. Переважна більшість висотних будівель, які зводяться в Україні обмежується 25-поверховими житловими будівлями баштового типу. При цьому ядром жорсткості в таких будівлях виступає сходово-ліфтовий вузол. Конструктивна схема таких будівель представляє собою повний безригельний каркас.

Просторова жорсткість сучасних багатоповерхових житлових будинків з повним безригельним каркасом забезпечується монолітним з'єднанням залізобетонних перекриттів, що виконують роль горизонтальних діафрагм, з вертикальними несучими опорами залізобетонного каркаса (колонами і короткими стінами) та з жорсткими стіновими просторовими структурами сходово-ліфтових вузлів. Кам'яні зовнішні стіни, які спираються на перекриття, ослаблені віконними та балконними прорізами, несуттєво впливають на просторову жорсткість таких будинків, а тому в розрахункових схемах рам враховується лише вертикальна складова від їх власної ваги.

Значний внесок у розвиток теорії і методів розрахунку багатоповерхових каркасних будинків внесли багато вітчизняних і зарубіжних вчених А.А. Александров, Т.А. Балан, Б.З. Васильків, В.З. Власов, Н.Н. Володін, П.Ф. Дроздов, Н.І. Карпенко, Ю.І. Немчинов, Л.Л. Паньшін, Д.М. Подільський, А.Р. Ржаніцин, В.І. Травушем, В.В. Ханджі, А. Coull, E. Horacek, A.W. Irwin, D. Michael і багато інших.

Згідно П.Ф. Дроздову найбільшого поширення набули дискретна (метод кінцевих елементів), континуальна і дискретно-континуальна моделі.

У практиці проектування розрахунків багатопверхових каркасних будинків здійснюється із застосуванням програмних комплексів, що використовують метод кінцевих елементів, який базується на дискретній розрахунковій моделі. Методи розрахунку, засновані на дискретній моделі, мають перевагу в тому випадку, коли жорсткісні характеристики несучих елементів змінюються по висоті.

Для перевірки достовірності розроблених методів розрахунку просторових несучих систем проводять експериментальні дослідження, які дозволяють з достатньою точністю виявити дійсне напружено-деформований стан статично невизначених конструкцій

Так як проведення випробувань ядр жорсткості в натуральну величину складно, занадто багато роботи і часом навіть неможливо, то зазвичай вдаються до моделювання таких конструкцій. Залежно від поставлених завдань вибирається масштаб і матеріал моделі. Для вивчення несучих систем багатопверхового будинку в пружній постановці, в якості матеріалу моделей використовувалося органічне скло, що працює під навантаженням в певних межах практично пружно. В багатьох країнах проводилися експерименти і на моделях з непружного матеріалу (дрібнозернистий бетон, залізобетон) з метою вивчення нелінійного характеру деформування ядр, характеру тріщиноутворення і схем руйнування при різних силових впливах.

Для оцінки стиснутих залізобетонних конструкцій за граничними станами найбільш ефективними і перспективними є так звані «діаграмні методи», які розглядають напружено-деформований стан перерізів і враховують фізико-механічні властивості матеріалів за допомогою повних діаграм деформування бетону та арматури Ці методи дозволяють виконувати розрахунки по міцності, по утворення і розкриття тріщин, за деформаціями з єдиних позицій. Вони отримали розвиток у багатьох вітчизняних і зарубіжних нормах і рекомендуються але певними нормами, в яких вони іменуються «методами розрахунку по непружній деформованій моделі» «Діаграмні методи» широко були висвітлені в роботах В.Н. Байкова, С.В. Горбатова,

М.І. Додонова, Л.В. Забегаєва, А.С. Залесова, О.Ф. Льїна, Н.І. Карпенко, Т.А. Мухамедієва, А.І. Плотникова, Н.Н. Попова, Б.З. Расторгуєва, Е.А. Чистякова та інших.

В роботі [61] виконувалися перевірки забезпеченості ядра в цілому або його окремих ділянок за граничними станами, використовуючи критерії міцності, тріщиностійкості та деформативності, і уточнювалися жорсткісні характеристики.

Об'єднання цих етапів в ітераційному процесі створює умови для послідовного зближення характеристик жорсткості параметрів конструкцій з їх напружено-деформованим станом, що дає можливість отримати картину розподілу зусиль в елементах ядра і значення його деформацій з урахуванням фізичної нелінійності залізобетону.

Таким чином, розрахунок ядер жорсткості в пружній стадії при фіксованих значеннях жорсткостей конструкцій є необхідним розділом обчислювальної процедури.

Основна увага приділена пошуку найбільш ефективних способів побудови розрахункових моделей ядер жорсткості, що забезпечують визначення компонентів напружено-деформованого стану конструкцій з достатньою для практичних цілей точністю при обмежених вимогах до ресурсів обчислювальної техніки.

В якості основного розрахункового апарату в [61] прийнятий метод кінцевих елементів. В рамках досліджень були розглянуті розрахункові моделі, що відрізняються типом використаних кінцевих елементів – плоских прямокутних і трикутних, стрижневих (для перемичок ядер з прорізами), густотою кінцево-елементної сітки, способом з'єднання стрижневих елементів з плоскими.

Критерієм ефективності розрахункової моделі було зіставлення значень зусиль і деформацій з результатами випробувань моделей ядер жорсткості, виконаних Н.І. Сеніним.

За вихідними експериментальними даними були проведені порівняльні розрахунки моделей ядер жорсткості методом кінцевих елементів з використанням програми «ЛІРА 9.2». Всього було розраховано 3 моделі ядер жорсткості 36-поверхової будівлі. Дві моделі з симетричним розташуванням отворів по двом сторонам. Одна модель . з несиметрично розташованими прорізами. Ядра жорсткості в основі жорстко закладені і моделювалися з фізико-механічними властивостями органічного скла.

Моделі №1 і №3 розраховувалися на дію рівномірно розподіленого по висоті крутного моменту. Зазначене навантаження створювалося за допомогою передачі зосереджених сил до кінців ріноплечних завантажувальних важелів, розташованих на рівній відстані один від одного в п'яти рівнях по висоті. Модель №2 розраховувалася на дію кручення і згину з крученням. Останній тип навантаження створювалося за допомогою зосереджених сил, які прикладалися з одного боку завантажувальних важелів.

Стінки моделей розбивалися на прямокутні кінцеві елементи (КЕ №41 – універсальний прямокутний КЕ оболонки), розміром від 6×6 мм до 12,7×12,7 мм. Перемички ділилися по довжині і висоті на прямокутні кінцеві елементи, при цьому розміри цих елементів змінювалися в межах 2,75×2,75 мм до 3,1×3,1 мм.

Результати розрахунку з використанням методу кінцевих елементів мають хорошу збіжність з результатами експериментів (Рисунок 6). Відхилення не перевищують 7% при оцінці зусиль і складають 7-11% для деформацій.

Також в [61] представлені результати порівняльного розрахункового аналізу ядер жорсткості прямокутної форми в плані з різним розташуванням і кількістю отворів і різної висоти, виконаних на основі кінцево-елементних і дискретно-континуальних розрахункових моделей.

Всього було розглянуто 6 моделей ядер жорсткості Три моделі з симетрично розташованими по двох сторонах прорізами, три інших моделі без прорізів (глухі). Моделі приймалися висотою по 15 м, 30 м, 60 м. Моделі

розраховувалися на дію горизонтальної сили, яка прикладалася у верхній частині моделі.

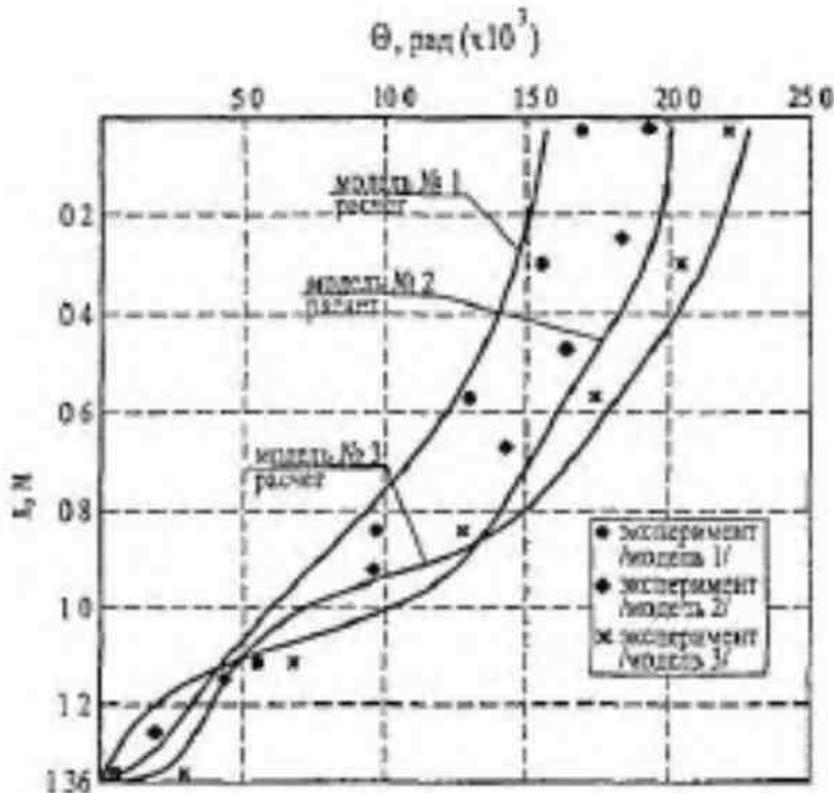


Рисунок 6 - Графіки кутів закручування моделей ядер жорсткості

Як з'ясувалося, в ході розрахунків отримані близькі результати, що відрізняються не більше ніж на 6%. Похибка в значеннях прогинів ядер жорсткості місцями значна (Рисунок 7). Ця різниця зростає з ростом співвідношення V/H , де V – ширина ядра жорсткості, H – висота ядра. Це пов'язане з тим, що алгоритми, що реалізують дискретно-континуальну модель, не враховують дію дотичних сил в ядрах, які мають значний вплив в коротких елементах.

У відповідності до рекомендацій ДБН В.2.2-24:2009 для забезпечення просторової жорсткості конструктивної системи висотного будинку рекомендується застосування розвинутих у плані і симетрично розташованих ядер та діафрагм жорсткості.

У більшості висотних будівель з каркасно-монолітною конструктивною схемою передбачено ядро жорсткості, яке сприймає горизонтальні

навантаження від частин будівлі і забезпечує стійкість і просторову жорсткість всієї будівлі в процесі монтажу і експлуатації. У деяких будівлях спочатку виконують монтаж ядра жорсткості, наприклад, ліфтової шахти до проектної позначки, а потім – зведення інших конструктивних елементів.

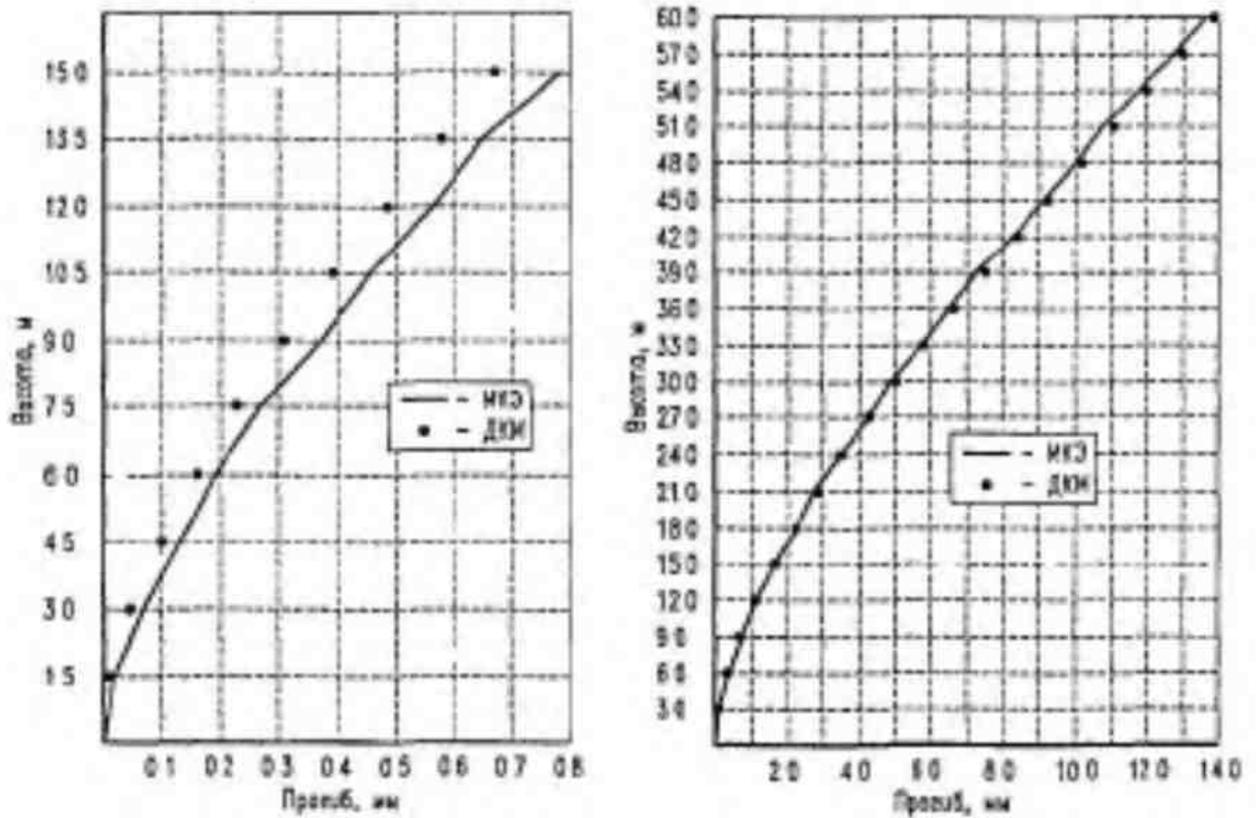


Рисунок 7 - Графіки прогинів для моделей висотою 15 м, 60 м.

Ядро жорсткості частіше виконують в монолітних конструкціях, зазвичай бетонування ядра випереджає монтаж каркасу на 1...2 яруси. Для надійного з'єднання каркаса до ядра будівлі в стінах ядра жорсткості повинні бути залишені штраби, прорізи з оголеними стрижнями арматури для кріплення до них балок каркасу зварними або болтовими з'єднаннями. Це дуже трудомістко, але гарантує, що монолітне ядро відразу починає сприймати горизонтальні навантаження встановленої частини каркасу.

В зв'язку зі сказаним, дослідження дійсної роботи ядра жорсткості, всебічне дослідження його роботи в різних умовах і ситуаціях є актуальною

задачею для більш економного проектування висотних будівель, при цьому забезпечуючи більшу надійність і жорсткість будівлі.

РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ РІЗНИЦІ КЛАСУ БЕТОНУ ЯДРА ЖОРСТКОСТІ ТА ІНШИХ КОНСТРУКЦІЙ МОНОЛІТНО- КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ НА ЇХ ПРОСТОРОВУ ЖОРСТКІСТЬ.

Найбільш простим і ефективним для розрахунку висотних будівель є метод кінцевих елементів, реалізований в багатьох прикладних комп'ютерних програмах, до яких відноситься програмний комплекс Лира-САПР.

Для дослідження жорсткості висотної будівлі прийемо найбільш розповсюджений тип у вигляді баштової конструкції, для якої горизонтальні навантаження будуть впливати на її деформації в різних напрямках і є можливість оцінити вплив цих навантажень.

В загальному вигляді така будівля має вигляд, зазначений на рисунку 8.

Прийемо конструктивну схему будівлі з пілонами і ядром жорсткості навколо сходово-ліфтового вузла. При цьому монолітні залізобетонні конструкції в будівлі відсутні. В якості фундаменту в будівлі прийемо монолітну фундаментну плиту, що спирається на ґрунт основи. Перекриття прийемо монолітними залізобетонними безбалковими.

Елементи розрахункової схеми приймаємо у вигляді плоских 3-х вузлових кінцевих елементів. В такому випадку розрахункова схема для розрахунку на програмному комплексі Лира-САПР прийме вигляд, зазначений на рисунку 9.

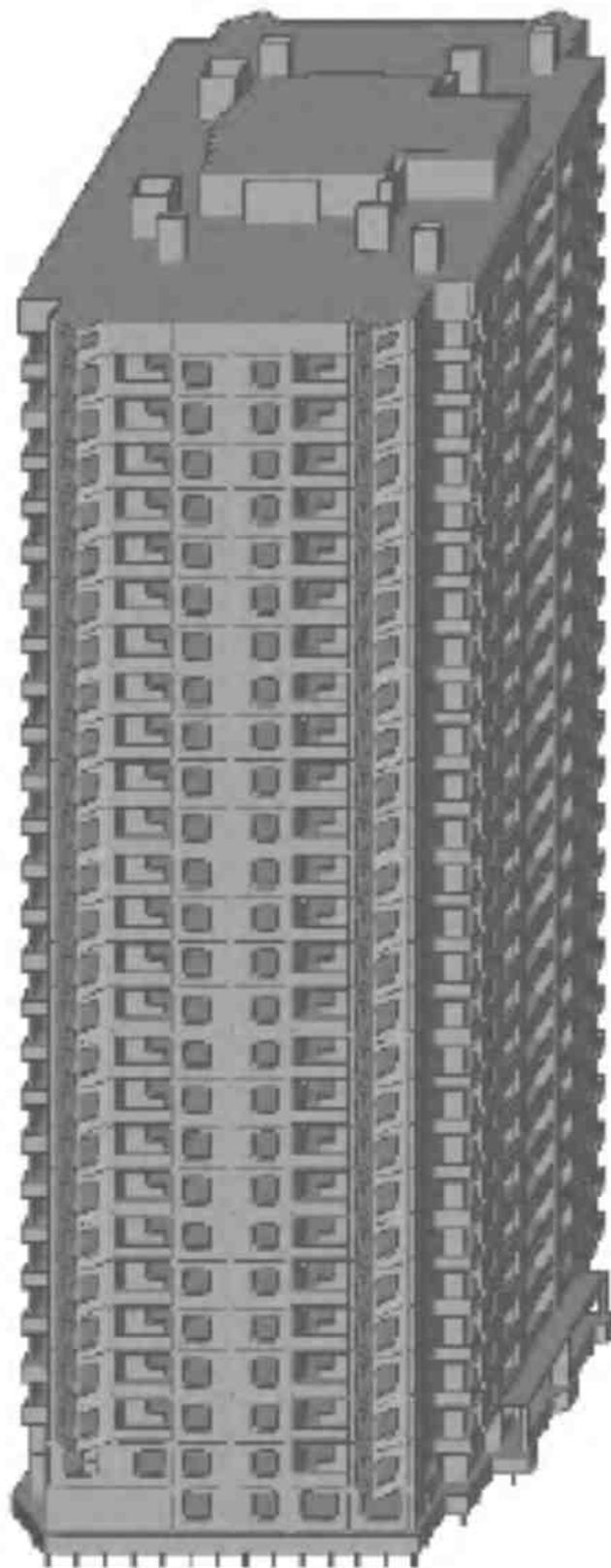


Рисунок 8 - Загальний вигляд висотної будівлі баштового типу

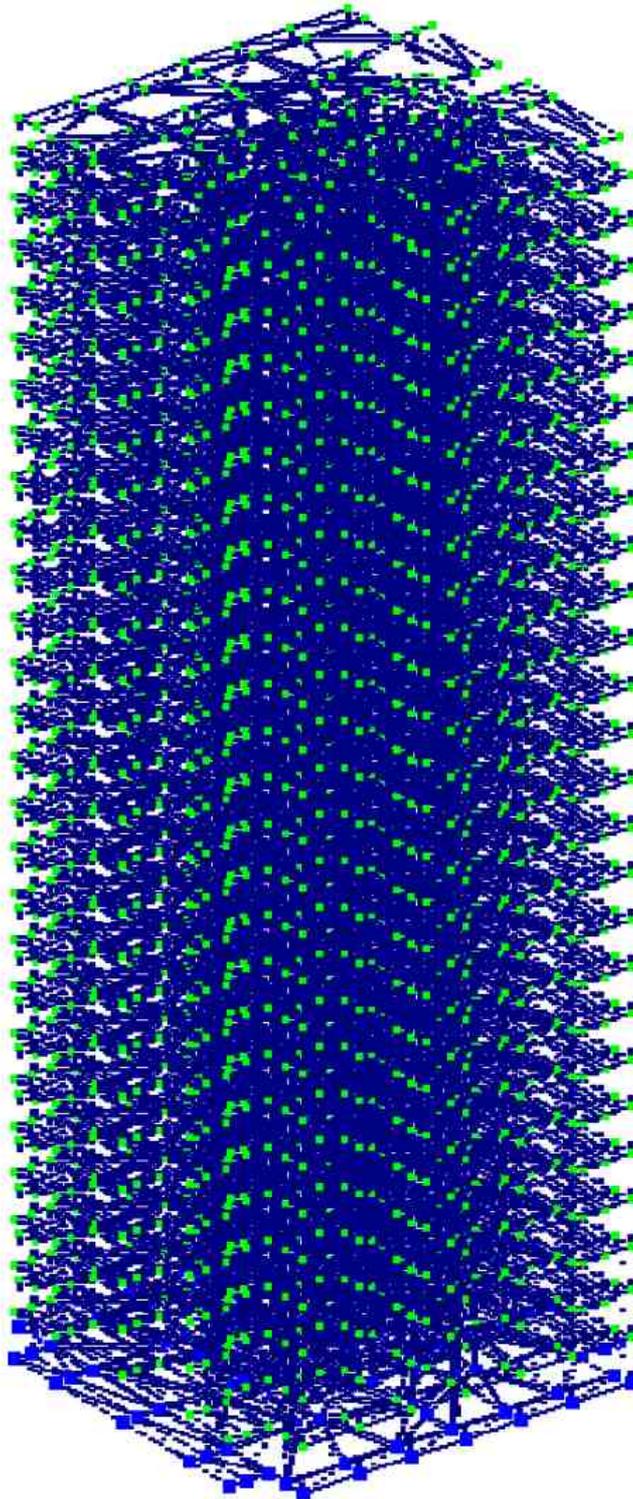


Рисунок 9 - Кінцево-елементна модель будівлі

При цьому жорсткості елементів будуть мати наступні значення:

Таблиця 1. Жорсткості елементів розрахункової схеми.

Тип жорсткості	Ім'я	Параметри (перерізи-(см) жорсткості-(МН,м) розп.вага-(МН,м))
1	Пластина Н 30	$E=30000, V=0.25, H=30, R_o=0.025$
2	Пластина Н 20	$E=30000, V=0.25, H=20, R_o=0.025$
3	Пластина Н 90	$E=30000, V=0.25, H=90, R_o=0.025$
4	Пластина Н 20	$E=30000, V=0.25, H=20, R_o=0.025$
5	Пластина Н 30	$E=30000, V=0.25, H=30, R_o=0.025$

При цьому:

тип жорсткості 1 – відповідає елементам, що моделюють пілони;

тип жорсткості 2 – відповідає елементам, що моделюють перекриття;

тип жорсткості 3 – відповідає елементам, що моделюють фундаментну плиту;

тип жорсткості 4 – відповідає елементам, що моделюють стіни ядра жорсткості товщиною 200 мм;

тип жорсткості 5 – відповідає елементам, що моделюють стіни ядра жорсткості товщиною 300 мм.

Розрахункова схема спирається на ґрунт основи, тому для елементів, що моделюють фундаментну плиту приймемо пружну основу, величину коефіцієнтів C_1 і C_2 для якої приймаємо із геологічних умов будівництва (Ошибка! Источник ссылки не найден.).

Оскільки метою дослідження є лише вплив співвідношення класів бетону на жорсткість будівлі, тобто горизонтальні деформації будівлі, то достатньо задати горизонтальні навантаження на будівлі і по чергово змінюючи модулі деформації елементів отримати необхідні результати розрахунків.

Для більш достовірних результатів будемо задавати реальні горизонтальні навантаження на будівлі, тобто вітрові навантаження для м. Суми.

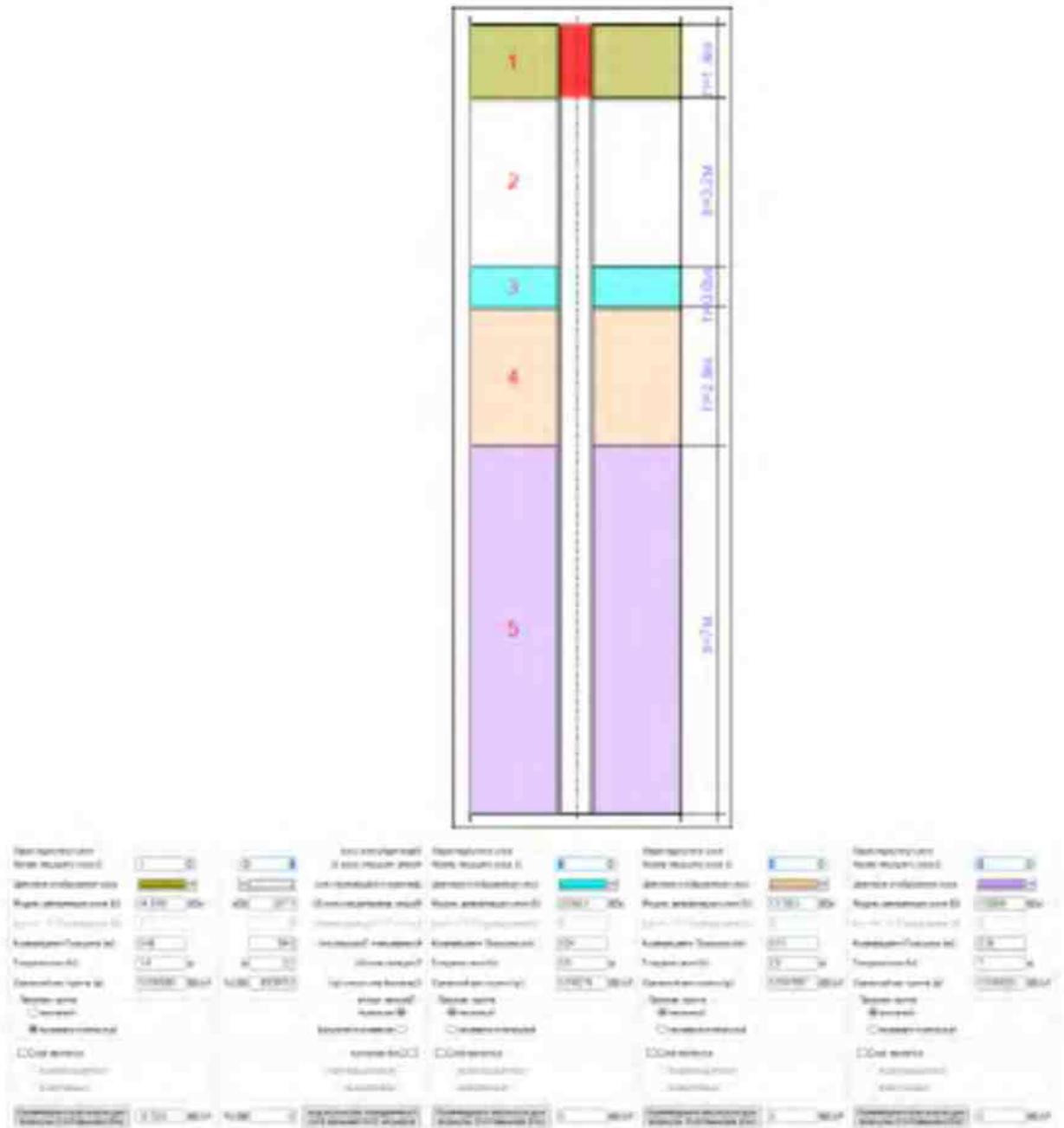


Рисунок 10 - Геологічний розріз і характеристики ґрунту основи

Для більш достовірних результатів будемо задавати реальні горизонтальні навантаження на будівлі, тобто вітрові навантаження для м. Суми.

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;

- експлуатаційне розрахункове значення.

Вітрове навантаження на споруду слід розглядати як сукупність:

а) нормального тиску, прикладеного до зовнішньої поверхні споруди або елемента;

б) сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні і віднесених до площі її горизонтальної (для шедових або хвилястих покрівель, покрівель з ліхтарями) або вертикальної (для стін із лоджіями і подібних конструкцій) проекції;

в) нормального тиску, прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель з повітропроникними огороженнями, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті.

Сукупність зазначених сил може бути подана у формі нормального тиску, зумовленого загальним опором споруди у напрямку осей X і Y та умовно прикладеного до проекції споруди на площину, перпендикулярну до відповідної осі.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за 9.14ДБН В.1.2-2-2006;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску за 9.6ДБН В.1.2-2-2006;

C – коефіцієнт, визначений за 9.7ДБН В.1.2-2-2006.

Коефіцієнт C визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8ДБН В.1.2-2-2006;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, що визначається за 9.9ДБН В.1.2-2-2006;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 9.10ДБН В.1.2-2-2006;

C_{rel} – коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11ДБН В.1.2-2-2006;

C_{dir} -коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12ДБН В.1.2-2-2006;

C_d -коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13ДБН В.1.2-2-2006.

У відповідності до додатку І C_{aer} приймається рівним $C_{e1} = 0.8$ з навітряного боку і $C_{e2} = -0.6$ з підвітряного боку

У відповідності до рис. 9.2 ДБН В.1.2-2-2006 коефіцієнт C_h для міської території забудови приймається по всій висоті будівлі рівним 1,4.

При висоті місцевості над рівнем моря менше 0,5км $C_{alt} = 1$

При розташуванні будівлі на спокійному рельєфі $C_{rel} = 1$

C_{dir} як правило приймається рівним 1.

У відповідності до рис. 9.5. ДБН В.1.2-2-2006 $C_d = 1,2$

Отже визначаємо коефіцієнт C окремо з навітряного і підвітряного боку

$$C_1 = 0,8 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,344$$

$$C_2 = -0,6 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = -1,008$$

Коефіцієнт надійності γ_{fm} визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T . При $T = 50$ років $\gamma_{fm} = 1,0$.

Характеристичне значення вітрового тиску $W_0 = 370\text{Па} = 0,37\text{кН/м}^2$.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження

$$W_{m1} = 1,0 \cdot 0,37 \cdot 1,344 = 0,497 \text{кН/м}^2$$

$$W_{m2} = 1,0 \cdot 0,37 \cdot (-1,008) = -0,373\text{кН/м}^2$$

Оскільки в розрахунковій схемі відсутні огорожувальні конструкції, то горизонтальні навантаження задаємо у вузли розрахункової схеми, при цьому величину вузлового навантаження визначаємо шляхом множення вітрового навантаження на вантажну площу кожної точки.

Навантаження виконуємо в трьох напрямках, оскільки в будівля симетрична відносно однієї з осей.

Модуль пружності змінюємо у відповідності до класів бетону, при цьому модуль пружності бетону ядра жорсткості не повинен бути меншим модуля пружності бетону інших конструкцій будівлі.

Таблиця 2. Таблиця модулів пружності для класів бетону, МПА.

C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
12/15	16/20	20/25	25/30	30/35	32/40	35/45	40/50	45/55	50/60
23000	27000	30000	32500	34500	36000	37500	39000	39500	40000

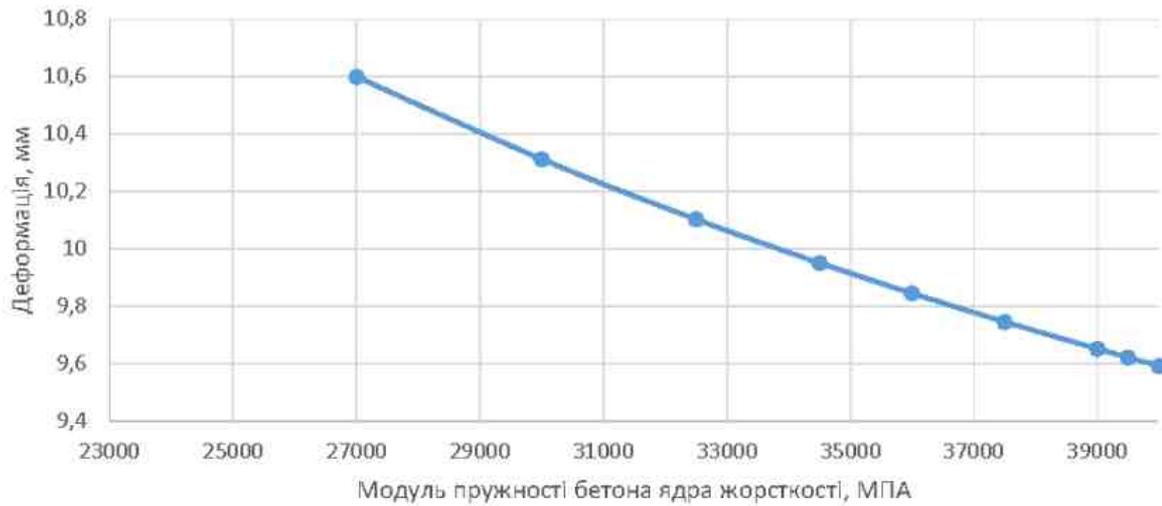
При розрахунку математичної моделі отримаємо деформації вузлів розрахункової схеми (Додаток А) і напруження в елементах розрахункової схеми (Додаток Б) від вітрового навантаження.

За результатами розрахунку побудуємо графіки залежності горизонтальних деформацій будівлі (приймемо найбільш деформовану точку для кожного навантаження) в залежності від класу бетону ядра жорсткості, після чого об'єднаємо ці графіки для порівняльного аналізу різних жорсткостей несучих конструкцій.

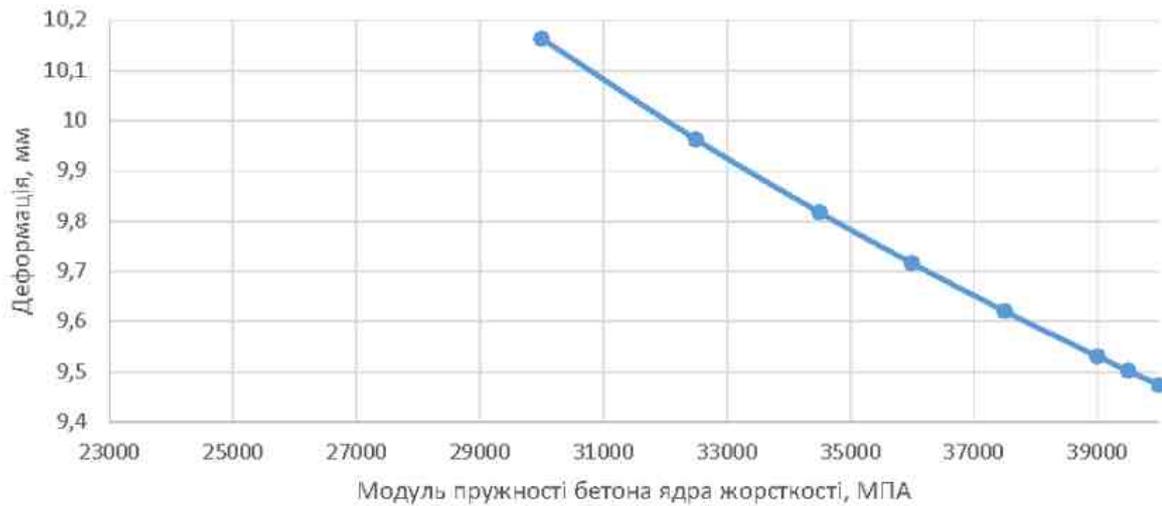
Також побудуємо графіки залежності внутрішніх зусиль в фундаментній плиті (найбільш навантажена ділянка в залежності від класу бетону ядра жорсткості), після чого об'єднаємо ці графіки для порівняльного аналізу різних жорсткостей несучих конструкцій.



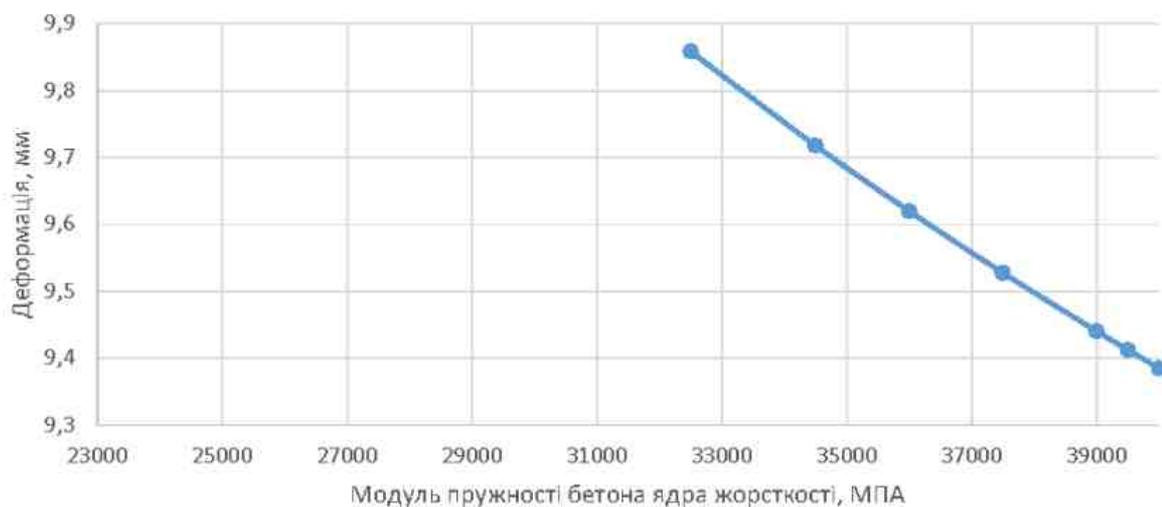
Клас бетону несучих конструкцій С 16/20



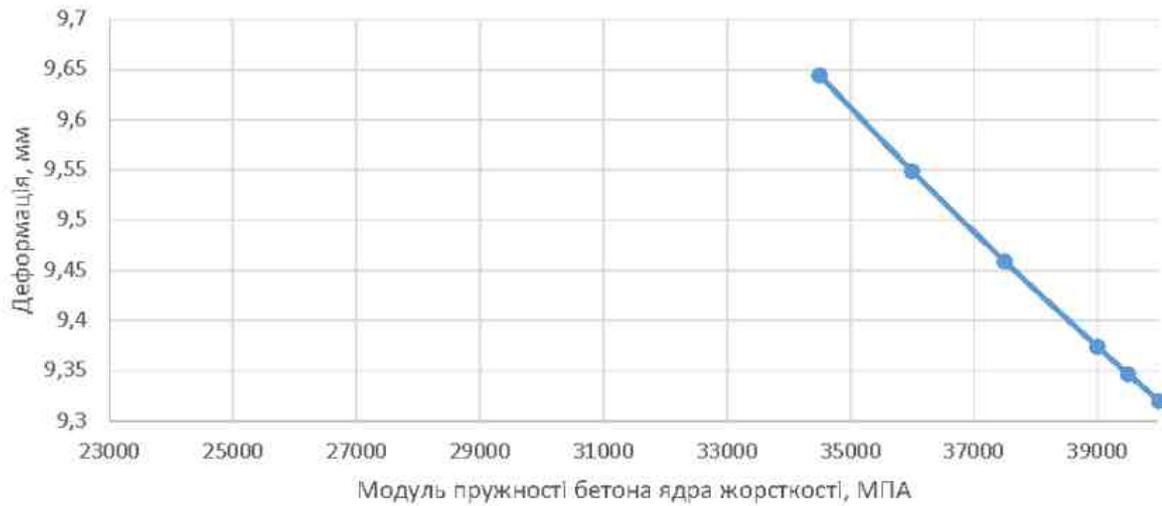
Клас бетону несучих конструкцій С 20/25



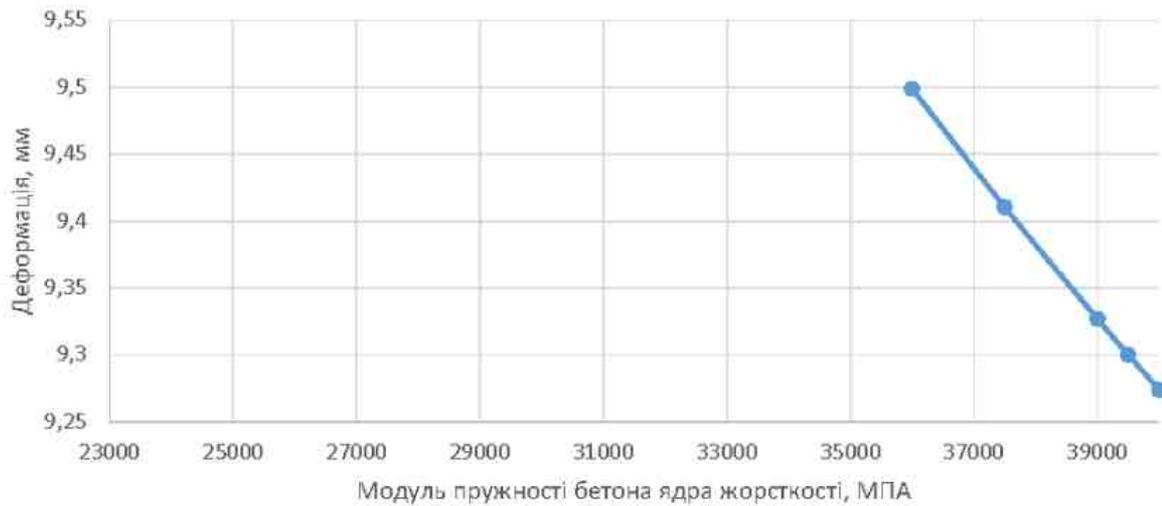
Клас бетону несучих конструкцій С 25/30



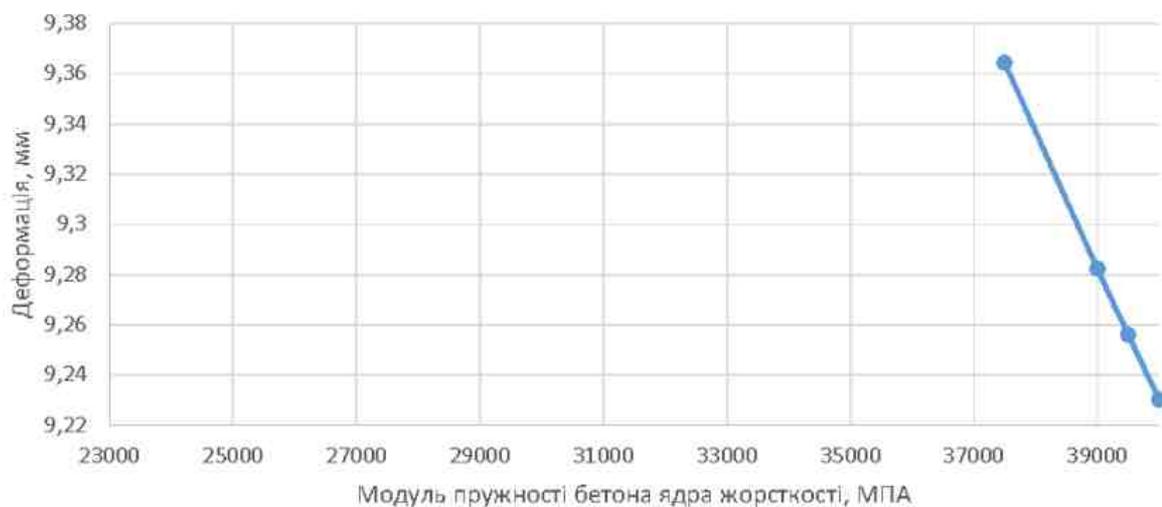
Клас бетону несучих конструкцій С 30/35



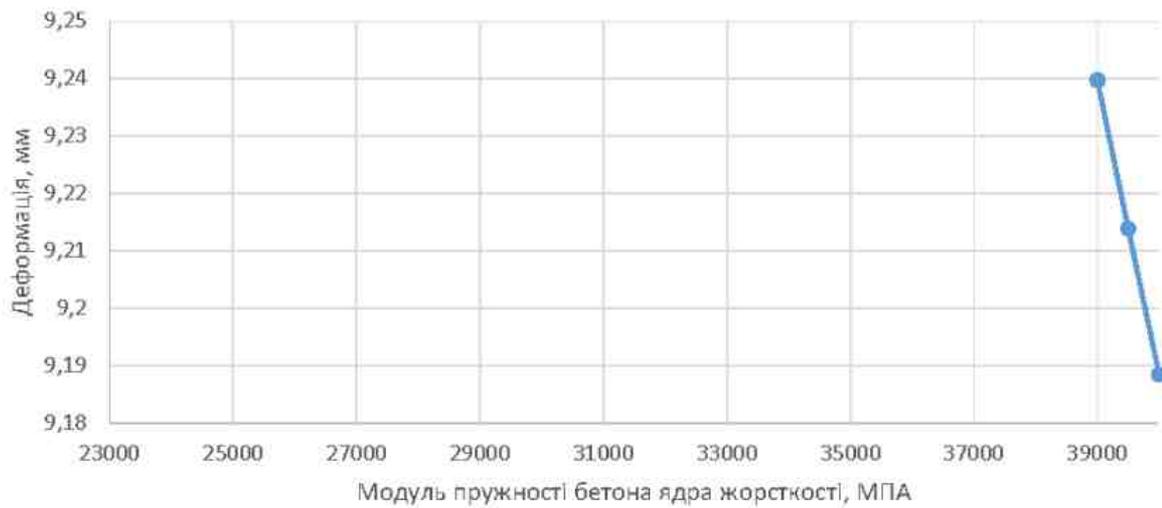
Клас бетону несучих конструкцій С 32/40



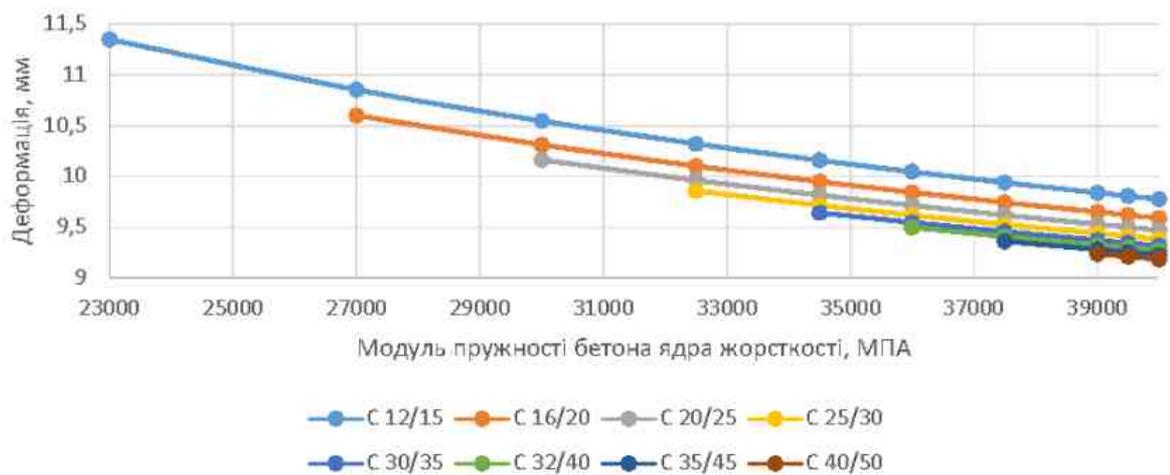
Клас бетону несучих конструкцій С 35/45



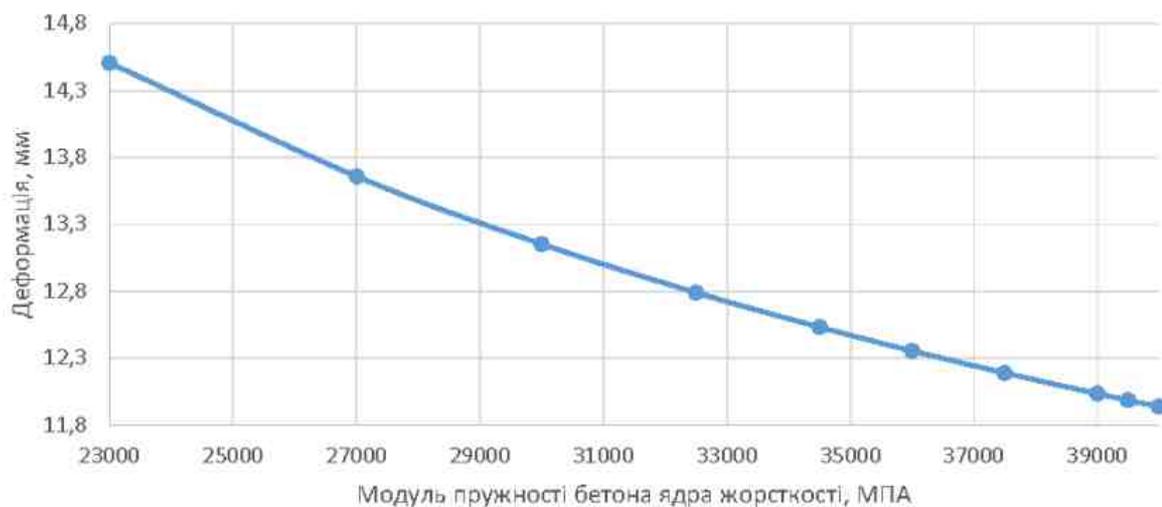
Клас бетону несучих конструкцій С 40/50



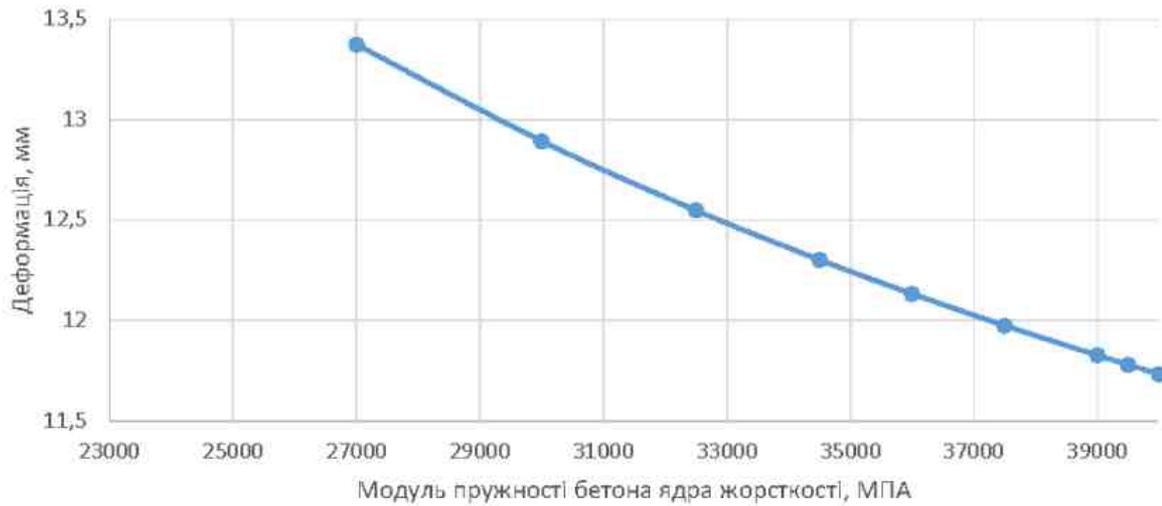
Порівняльний аналіз деформацій при різних жорсткостях несучих конструкцій



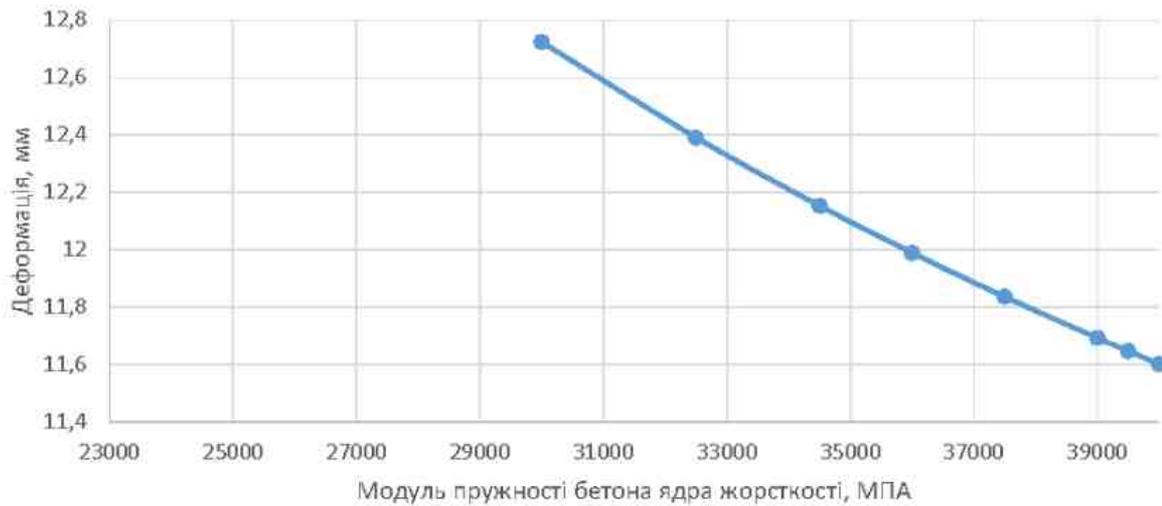
Клас бетону несучих конструкцій С 12/15



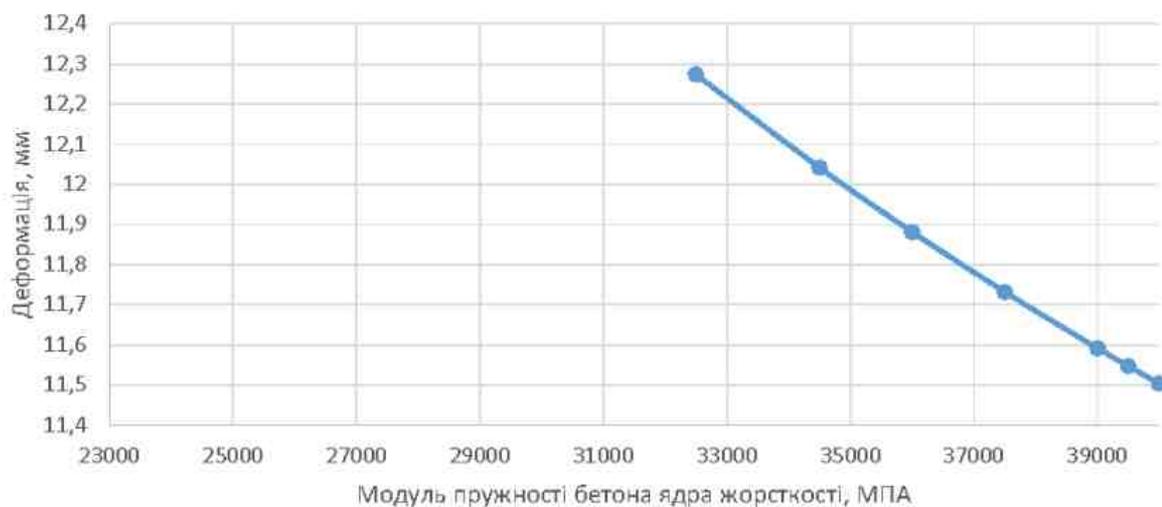
Клас бетону несучих конструкцій С 16/20



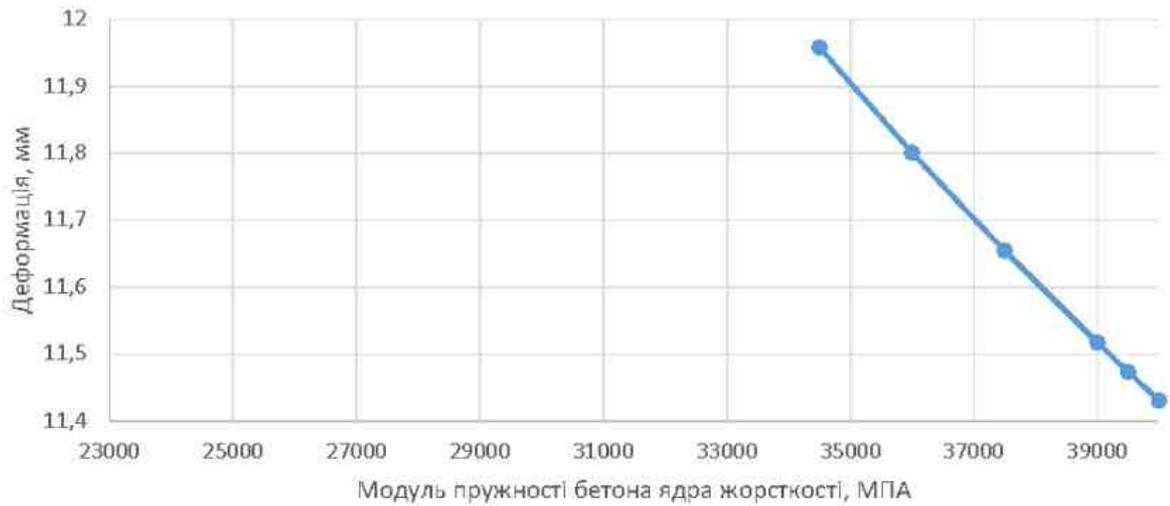
Клас бетону несучих конструкцій С 20/25



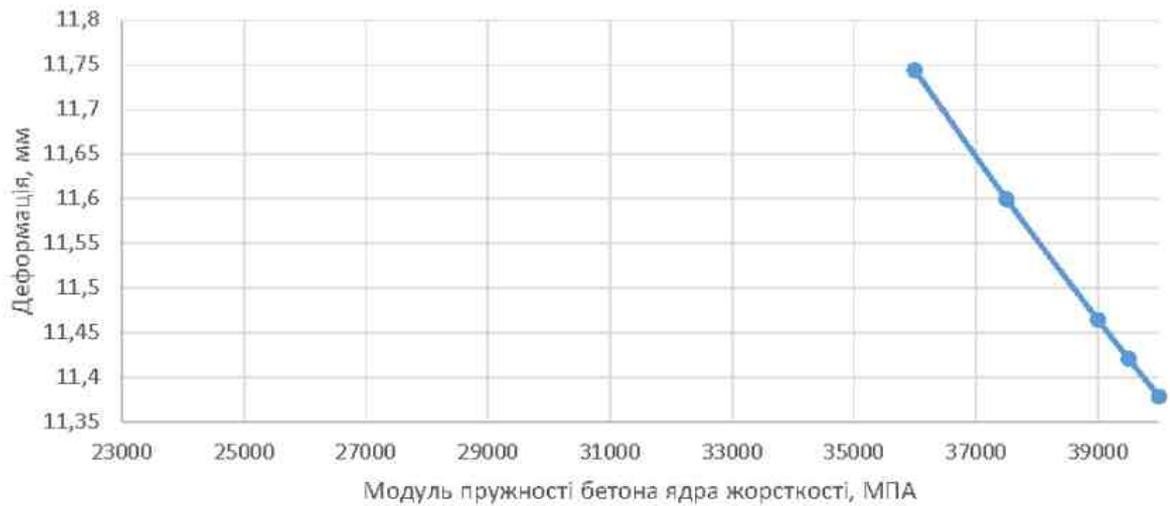
Клас бетону несучих конструкцій С 25/30



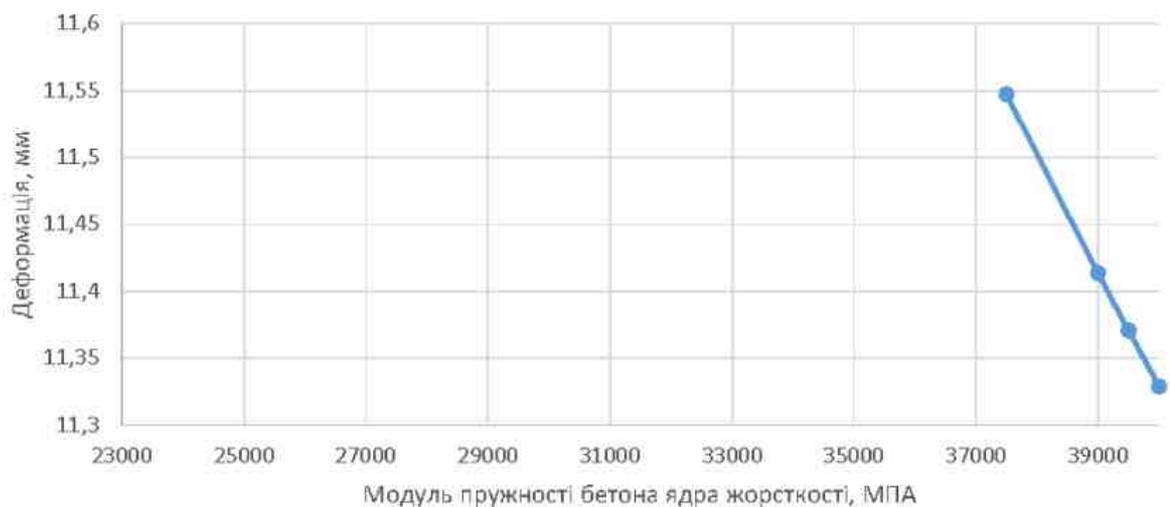
Клас бетону несучих конструкцій С 30/35



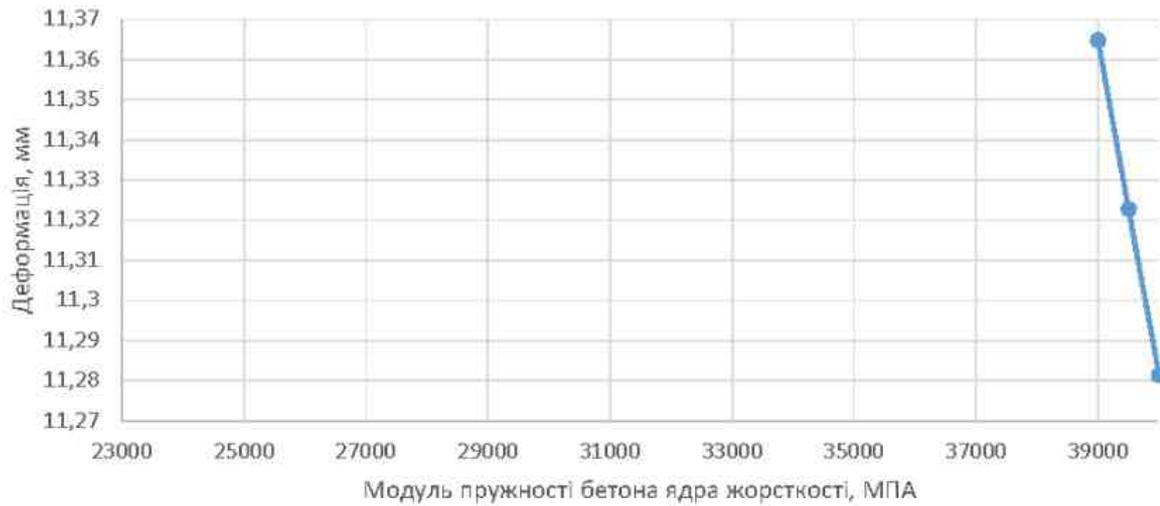
Клас бетону несучих конструкцій С 32/40



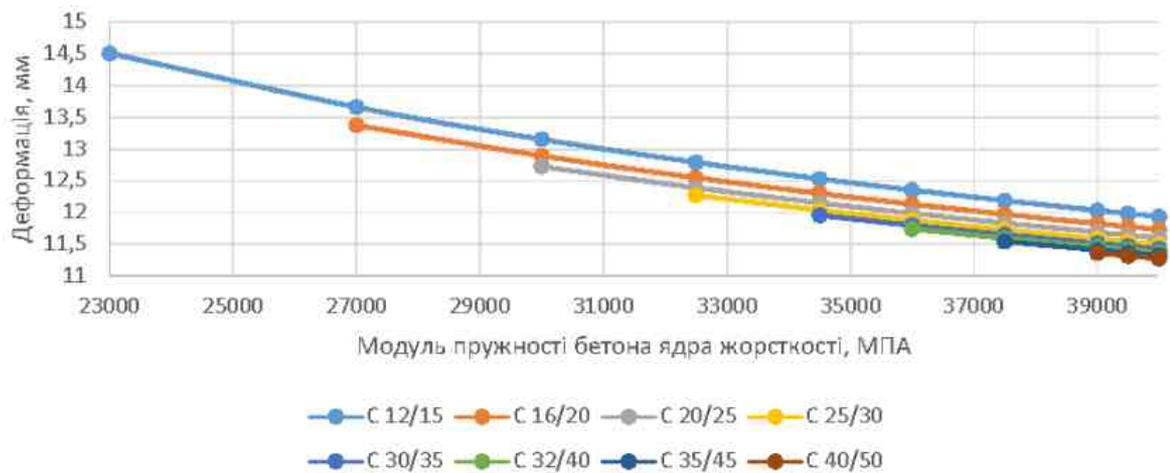
Клас бетону несучих конструкцій С 35/45



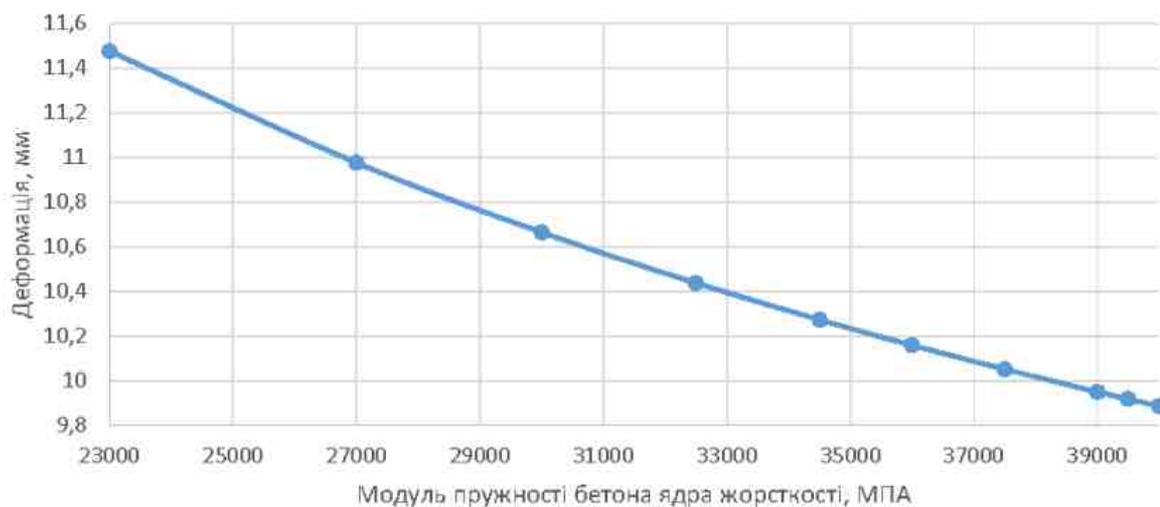
Клас бетону несучих конструкцій С 40/50



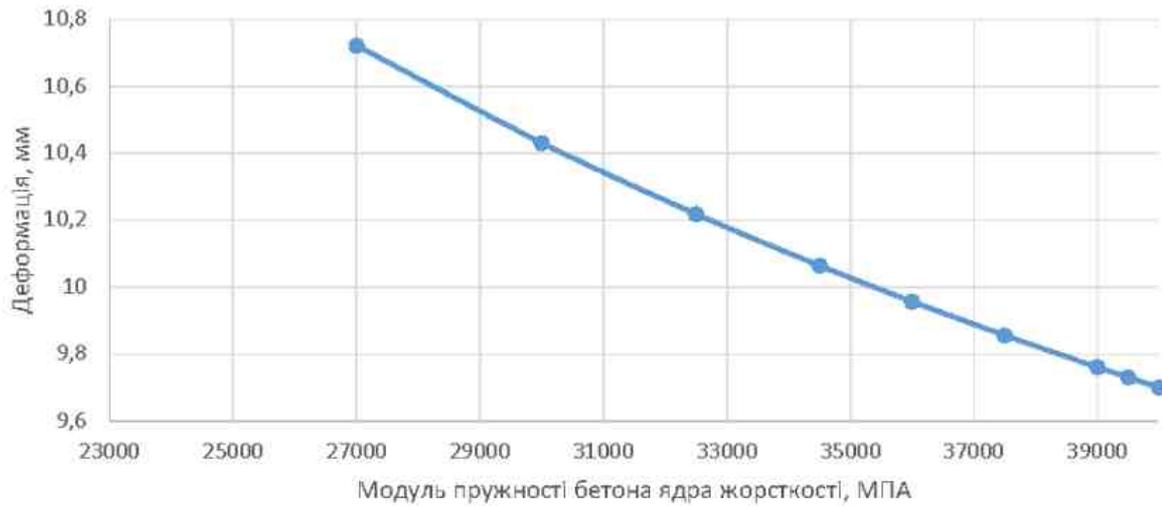
Порівняльний аналіз деформацій при різних жорсткостях несучих конструкцій



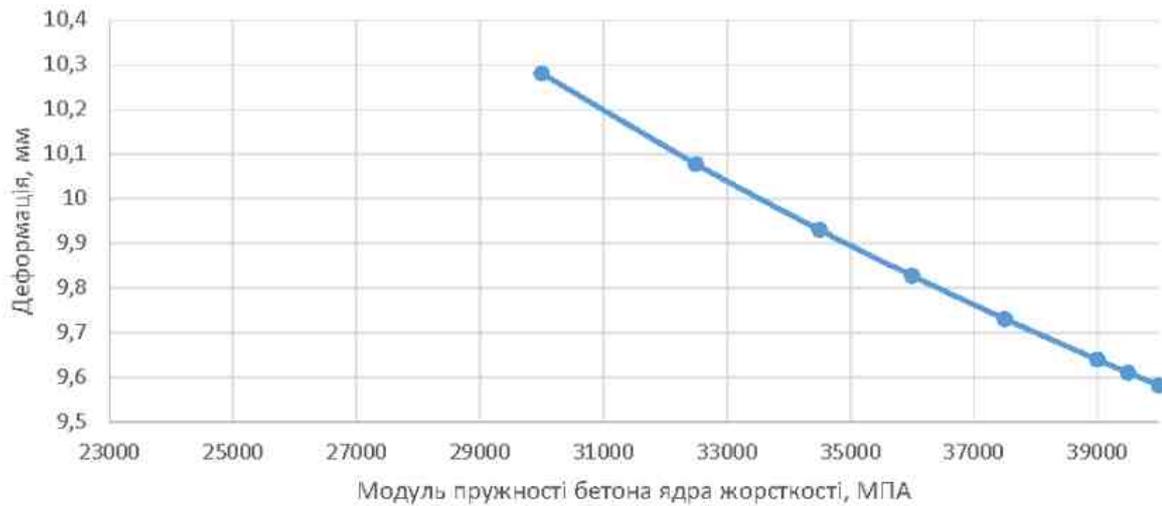
Клас бетону несучих конструкцій С 12/15



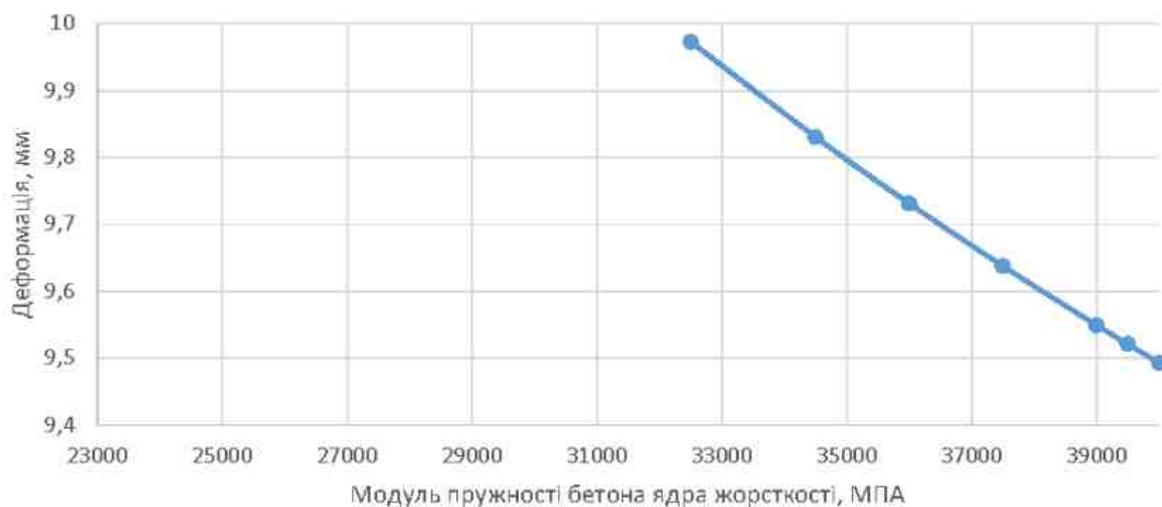
Клас бетону несучих конструкцій С 16/20



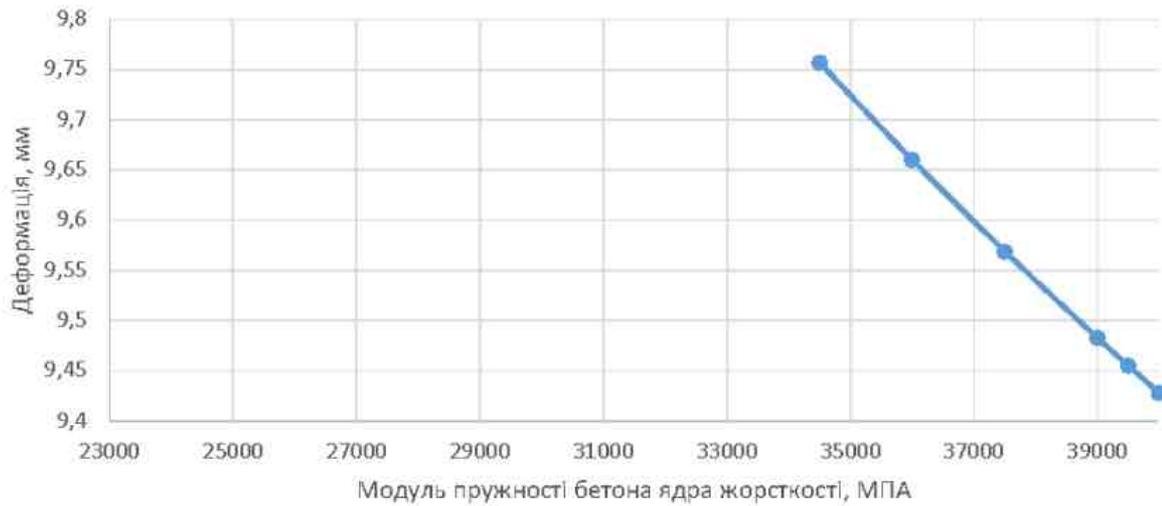
Клас бетону несучих конструкцій С 20/25



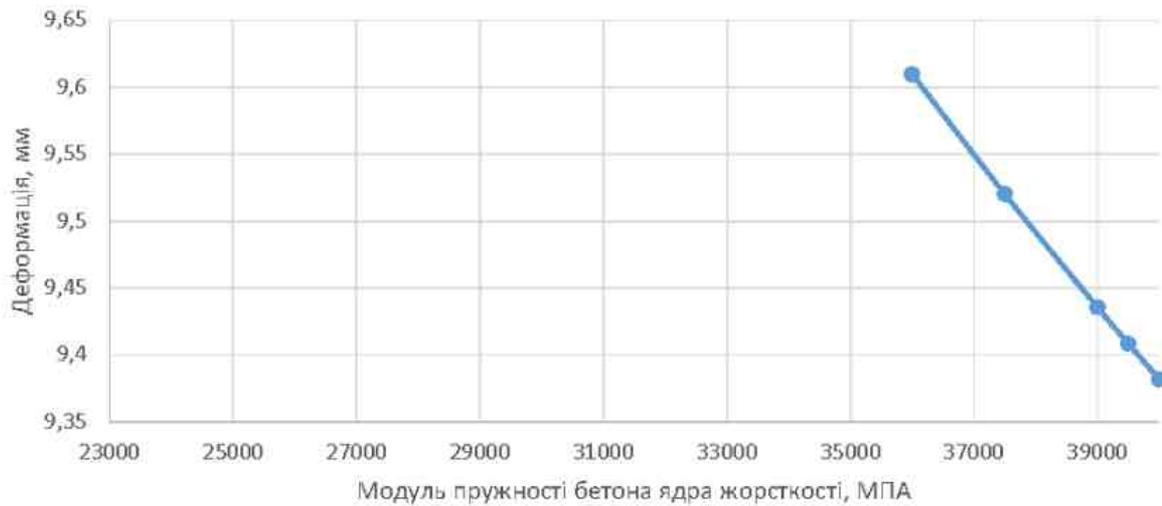
Клас бетону несучих конструкцій С 25/30



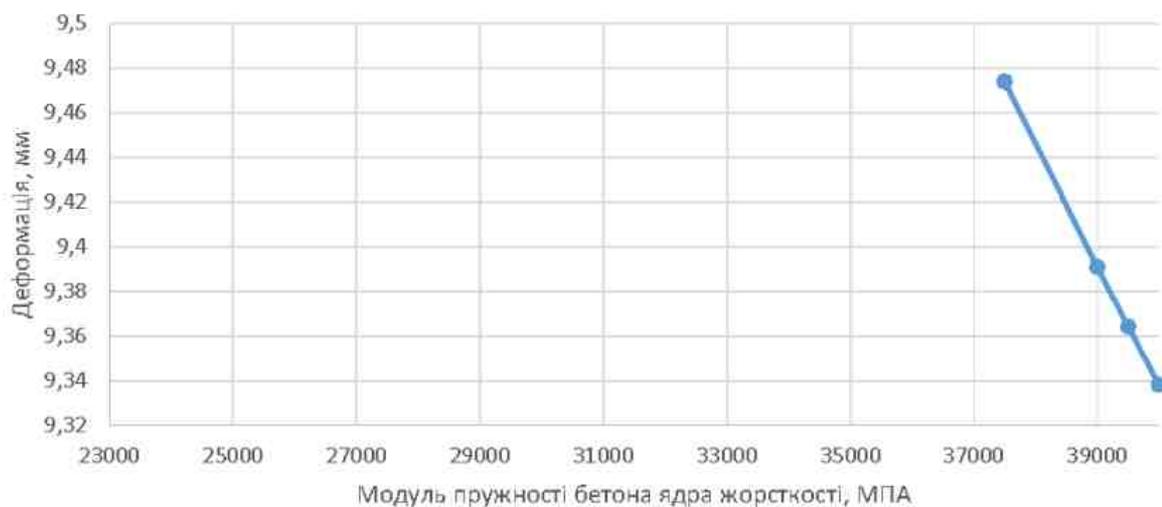
Клас бетону несучих конструкцій С 30/35

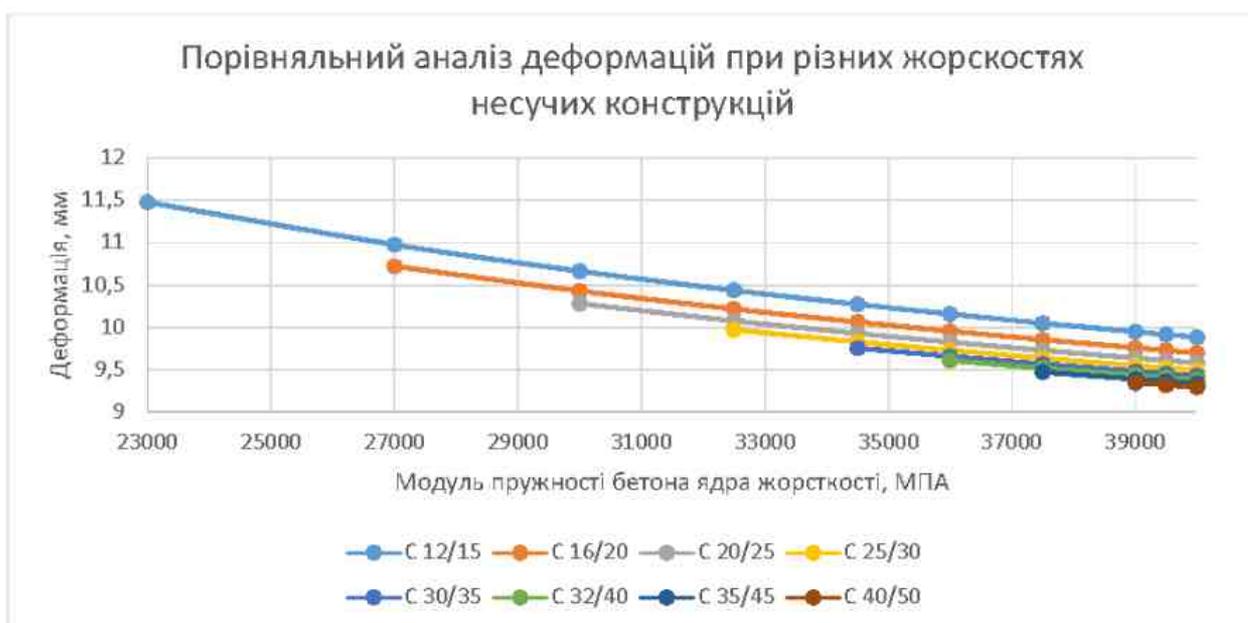


Клас бетону несучих конструкцій С 32/40



Клас бетону несучих конструкцій С 35/45





РОЗДІЛ 4. ВИСНОВКИ

Із аналізу отриманих графіків залежності видно, що на жорсткість висотної будівлі в основному впливає клас бетону ядра жорсткості, аніж клас бетону інших конструкцій. В ДБН В.2.2-24:2009 Проектування висотних житлових і громадських будинків рекомендований клас бетону для несучих конструкцій рекомендовано приймати не нижче С 20/25. Розглянемо наприклад варіант, якщо для забезпечення жорсткості необхідно збільшити клас бетону до С 25/30. В такому випадку є два варіанти: збільшити клас бетону всіх конструкцій, або збільшити клас бетону лише ядра жорсткості.

	1 варіант	2 варіант	3 варіант
Всі конструкції з бетону С 25/30	9.64455	11.9582	9.75711
Ядро жорсткості з бетону С 25/30 інші з бетону С 20/25	9.9631	12.3921	10.0782
Різниця, %	3.2	3.5	3.2

Із порівняльної таблиці видно, що величини деформацій в такому випадку складають всього 3,5 %, а економія матеріалів в такому випадку може досягати значних величин.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Mamati N., Kuruşcu A. O., Parsa A. R. Examination of The Core as A Rigidity Center in High-Rise Buildings. *The European Journal of Research and Development*. 2022. Vol. 2, no. 2. P. 190–212. URL: <https://doi.org/10.56038/ejrnd.v2i2.57>
2. Shumeyko V., Karamysheva A. Systems with rigidity cores and high-rise buildings outriggers. *MATEC Web of Conferences*. 2018. Vol. 196. P. 02051. URL: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201819602051>
3. Huseinov E. Analysis of the rational design of a high-rise building using a system of outriggers and a core under seismic and wind loads. *Spatial development*. 2023. No. 6. P. 183–191. URL: <https://doi.org/10.32347/2786-7269.2023.6.183-191>
4. Structural Analysis of High-rise Buildings under Horizontal Loads: A Study on the Piedmont Region Headquarters Tower in Turin. *The Open Construction & Building Technology Journal - Home Page*. URL: <https://www.openconstructionbuildingtechnologyjournal.com/VOLUME/13/PAGE/81/FULLTEXT/> (date of access: 09.08.2025).
5. Burton MD, Kwok KCS, Abdelrazaq A. Wind-Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Occupant Comfort. *Int J High-Rise Build* 2015; 4: 1-8.
6. Zhou Y, Chen P, Wang C, Zhang L, Lu L. Seismic performance evaluation of tall, multitower reinforced concrete buildings with large bottom podiums. *Struct Concr* 2017; 19: 1591-607.
7. Johann FA. Impact of structural design criteria on the comfort assessment of tall buildings. *J Wind Eng Ind Aerodyn* 2018; 180: 231-48.
8. Avini R, Kumar P, Hughes SJ. Wind loading on high-rise buildings and the comfort effects on the occupants. *Sustain Cities Soc* 2019; 45: 378-94.
9. Park S, Simiu E, Yeo D. Equivalent static wind loads vs. database-assisted design of tall buildings: An assessment. *Eng Struct* 2019; 186: 553-63.

10. Taranath B. S. *Structural Analysis and Design of Tall Buildings: Steel and Composite Construction*. Taylor & Francis Group, 2016. 722 p.
11. Smith B. S. *Tall building structures: Analysis and design*. New York : Wiley, 1991. 537 p.
12. Howson WP. Global analysis: back to future. *Struct Eng* 2006; 84: 18-21.
13. Rosman R. Approximate analysis of shear walls subjected to lateral loads. *ACI J* 1964; 21: 717-32.
14. Khan FR, Sbarounis JA. Interaction of shear walls and frames. *J Struct Div* 1964; 90: 285-335.
15. Coull A, Irwin AW. Analysis of load distribution in multi-storey shear wall structures. *Struct Eng* 1970; 48: 301-6.
16. Bazant ZP, Christensen M. Continuous Approximation of Large Regular Frameworks and the Problems of a Substitute Frame Symposium on Response of Buildings to Lateral Forces, American Concrete Institute Special Publication 36: 257-80.1972;
17. Heidebrecht AC, Stafford Smith B. Approximate analysis of tall wall-frame structures. *J Struct Div* 1973; 99: 199-221.
18. Rutenberg A, Heidebrecht AC. Approximate analysis of asymmetric wall-frame structures. *Build Sci* 1975; 10: 27-35.
19. Mortelmans FKEC, De Roeck GPJM, Van Gemert DA. Approximate method for lateral load analysis of high-rise buildings. *J Struct Div* 1981; 107: 1589-610.
20. Hoenderkamp JCD, Snijder H. Approximate analysis of high-rise frames with flexible connections. *Struct Des Tall Spec Build* 2000; 9: 233-48.
21. Kim HS, Lee DG. Analysis of shear wall with openings using super elements. *Eng Struct* 2003; 25: 981-91.
22. Lee J, Bang M, Kim JY. An analytical model for high-rise wall-frame structures with outriggers. *Struct Des Tall Spec Build* 2008; 17: 839-51.
23. Rahgozar R, Ahmadi AR, Ghelichi M, Goudarzi Y, Malekinejad M, Rahgozar P. Parametric stress distribution and displacement functions for

- tall buildings under lateral loads. *Struct Des Tall Spec Build* 2014; 23: 22-41.
24. Swaddiwudhipong S, Piriyaakontorn S, Lim Y, Lee S. Analysis of tall buildings considering the effect of axial deformation by the Galerkin method. *Comput Struc* 1989; 32: 1363-9.
 25. Heidebrecht AC, Swift D. Analysis of asymmetrical coupled shear walls. *J Struct Div* 1971; 97: 1407-22.
 26. Tso WK, Biswas JK. General analysis of non-planar coupled shear walls. *J Struct Div* 1979; 99: 365-80.
 27. Capuani D, Savoia M, Laudiero F. Continuum model for analysis of multiply connected perforated cores. *J Eng Mech* 1994; 120: 1641-60.
 28. Stamato MC, Mancini E. Three-dimensional interaction of walls and frames. *J Struct Eng* 1973; 99: 2375-90.
 29. Gluck J, Krauss M. Stress analysis of group of interconnected thin-walled cantilevers. *J Struct Div* 1973; 99: 2143-65.
 30. Steenbergen RDJM, Blaauwendraad J. Closed-form super element method for tall buildings of irregular geometry. *Int J Solids Struct* 2007; 44: 5576-97.
 31. Khan FR. Tubular structures for tall buildings, *Handbook of Concrete Engineering* 1974.
 32. Coull A, Bose B. Simplified Analysis of Framed–Tube Structures. *J Struct Div* 1975; 101: 2223-40.
 33. Connor JJ, Pouangare CC. Simple model for design of framed tube structures. *J Struct Eng* 1991; 117: 3623-44.
 34. Kwan AKH. Simple Method for Approximate Analysis of Framed Tube Structures. *J Struct Eng* 1994; 120: 1221-39.
 35. *Theory of Elastic Stability*. S. Timoshenko. McGraw-Hill Publishing Company, Ltd., 1936. Price 36/-. *The Journal of the Royal Aeronautical Society*. 1936. Vol. 40, no. 312. P. 903–905.
URL: <https://doi.org/10.1017/s0368393100104389>

36. Timoshenko S. P. Theory of bending, torsion and buckling of thin-walled members of open cross section. *Journal of the Franklin Institute*. 1945. Vol. 239, no. 3. P. 201–219. URL: [https://doi.org/10.1016/0016-0032\(45\)90093-7](https://doi.org/10.1016/0016-0032(45)90093-7)
37. Timoshenko S. P. Theory of bending, torsion and buckling of thin-walled members of open cross section. *Journal of the Franklin Institute*. 1945. Vol. 239, no. 4. P. 249–268. URL: [https://doi.org/10.1016/0016-0032\(45\)90161-x](https://doi.org/10.1016/0016-0032(45)90161-x)
38. Timoshenko S. P. Theory of bending, torsion and buckling of thin-walled members of open cross section. *Journal of the Franklin Institute*. 1945. Vol. 239, no. 5. P. 343–361. URL: [https://doi.org/10.1016/0016-0032\(45\)90013-5](https://doi.org/10.1016/0016-0032(45)90013-5)
39. VON KARMAN T., CHIEN W.-Z. Torsion with Variable Twist. *Journal of the Aeronautical Sciences*. 1946. Vol. 13, no. 10. P. 503–510. URL: <https://doi.org/10.2514/8.11437>
40. Vlasov V. Z. Thin-walled elastic beams. 2nd ed. Jerusalem : Israel Program for Scientific Translations, 1961. 493 p.
41. Pekau O. A., Zielinski Z. A., Lin L. Displacement and natural frequencies of tall building structures by finite story method. *Computers & Structures*. 1995. Vol. 54, no. 1. P. 1–13. URL: [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(94\)00316-u](https://doi.org/10.1016/0045-7949(94)00316-u)
42. Pekau O. A., Lin L., Zielinski Z. A. Static and dynamic analysis of tall tube-in-tube structures by finite story method. *Engineering Structures*. 1996. Vol. 18, no. 7. P. 515–527. URL: [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00136-0](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00136-0)
43. Meftah S. A., Tounsi A., El Abbas A. B. A simplified approach for seismic calculation of a tall building braced by shear walls and thin-walled open section structures. *Engineering Structures*. 2007. Vol. 29, no. 10. P. 2576–2585. URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.12.014>

44. Dutta A. Performance Based Analysis of a Historic High Rise Building. *The Open Construction and Building Technology Journal*. 2012. Vol. 6, no. 1. P. 278–290. URL: <https://doi.org/10.2174/1874836801206010278>
45. Bozdogan K. B. Free vibration analysis of asymmetric shear wall-frame buildings using modified finite element-transfer matrix method. *Structural Engineering and Mechanics*. 2013. Vol. 46, no. 1. P. 1–17. URL: <https://doi.org/10.12989/sem.2013.46.1.001>
46. Bozdogan K. B., Ozturk D. Free Vibration Analysis of the Tube-In-Tube Tall Buildings with the Differential Transform Method. *Advances in Structural Engineering*. 2014. Vol. 17, no. 9. P. 1271–1279. URL: <https://doi.org/10.1260/1369-4332.17.9.1271>
47. Bosco M. Prediction of the Seismic Response of Steel Frames with Concentric Diagonal Bracings. *The Open Construction and Building Technology Journal*. 2013. Vol. 7, no. 1. P. 118–128. URL: <https://doi.org/10.2174/1874836820130911003>
48. Ferraioli M., Maria Avossa A., Mandara A. Assessment of Progressive Collapse Capacity of Earthquake-Resistant Steel Moment Frames Using Pushdown Analysis. *The Open Construction and Building Technology Journal*. 2014. Vol. 8, no. 1. P. 324–336. URL: <https://doi.org/10.2174/1874836801408010324>
49. A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees / X. Lu et al. *Finite Elements in Analysis and Design*. 2015. Vol. 98. P. 14–25. URL: <https://doi.org/10.1016/j.finel.2015.01.006>
50. Development and application of a simplified model for the design of a super-tall mega-braced frame-core tube building / X. Lu et al. *Engineering Structures*. 2016. Vol. 110. P. 116–126. URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.039>

51. Assessment of dynamic behavior and seismic performance of a high-rise rc coupled wall building / K. Kolozvari et al. *Engineering Structures*. 2018. Vol. 176. P. 606–620. URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.100>
52. Ji X., Liu D., Molina Hutt C. Seismic performance evaluation of a high-rise building with novel hybrid coupled walls. *Engineering Structures*. 2018. Vol. 169. P. 216–225. URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.011>
53. Mahmoud S. Horizontally connected high-rise buildings under earthquake loadings. *Ain Shams Engineering Journal*. 2019. Vol. 10, no. 1. P. 227–241. URL: <https://doi.org/10.1016/j.asej.2018.12.007>
54. Carpinteri A., Carpinteri A. Lateral loading distribution between the elements of a three-dimensional civil structure. *Computers & Structures*. 1985. Vol. 21, no. 3. P. 563–580. URL: [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(85\)90134-8](https://doi.org/10.1016/0045-7949(85)90134-8)
55. Carpinteri A., Lacidogna G., Cammarano S. Structural analysis of high-rise buildings under horizontal loads: A study on the Intesa Sanpaolo Tower in Turin. *Engineering Structures*. 2013. Vol. 56. P. 1362–1371. URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.009>
56. Nitti G, Lacidogna G, Carpinteri A. Tall buildings subjected to horizontal loading: Analysis of two case studies by an in-house numerical code Proceedings of the 23rd Conference of the Italian Association of Theoretical and Applied Mechanics 2017; 292-300.
57. ДБН В.2.2-41:2019. Висотні будівлі. Основні положення. На заміну ДБН В.2.2-24:2009 ; чинний від 2020-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 52 с.
58. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. На заміну ДБН В.2.2-15-2005, ДБН В.3.2-2-2009 ;

чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2019. 47 с.

59. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. На заміну СНиП 2.01.07-85 (за винятком розділу 10) ; чинний від 2020-06-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2020. 68 с.
60. Гетун Г.В., Криштоп Б.Г. Багатоповерхові каркасно-монолітні житлові будинки: Навчальний посібник. – К.:Кондор, 2005. – 220 с.
61. Крашенінников М.В. Міцність, тріщиностійкість та деформативність монолітних ядер жорсткості багатоповерхових будівель: автореферат дис. ... кандидата технічних наук : 05.23.01