

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.П. Новицький

«___» _____ 2023 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: «Багатоповерховий житловий будинок в м. Суми

»

Виконав (ла)	_____	_____
	(підпис)	А.О. Дулич (Прізвище, ініціали)
Група		_____
		БУД 2201м
(Науковий)		
керівник	_____	_____
	(підпис)	Л.О. Богінська (Прізвище, ініціали)

Суми – 2023 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

Дулич Арсеній Олександрович

Тема роботи: Багатоповерховий житловий будинок в м. Суми

Затверджено наказом по університету № 175-н від "26"01.2023р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: " __ " _____ 2023 р.

Вихідні дані до роботи:

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

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

Керівник :		Л.О. Богінська
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Консультант		Л.О. Богінська
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Завдання прийняв до виконання:		
Здобувач		А.О. Дулич
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)

Анотація

Дулич Арсеній Олександрович. Багатоповерховий житловий будинок в м. Суми – 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, вступу, архітектурно-будівельного розділу, розрахунково-конструктивного розділу з елементами дослідної роботи, де сформульовано мету, задачі, об'єкт дослідження, методи дослідження, проведено аналіз публікацій а також зроблені висновки на основі проведених досліджень, організаційно-технологічного розділу.

Результати досліджень дозволяють підтвердити факт, що збільшення класу бетону ядра жорсткості на 1 клас по відношенню до інших конструкцій, дозволяє зменшити деформативність будівлі в цілому.

Аналіз публікацій та досліджень дозволив класифікувати конструктивні схеми висотних будівель, визначити характер роботи ядер жорсткості висотних будівель.

В основній частині створена і обґрунтована скінченоелементна модель висотної будівлі, визначені вітрові навантаження на будівлю і виконані розрахунки висотної будівлі при різних напрямках дії вітрового навантаження. У **висновках** встановлено, що на просторову жорсткість висотної будівлі більше впливає клас бетону ядра жорсткості, ніж клас бетону колон, пілонів і перекриттів.

Ключові слова: ядро жорсткості, висотна будівля, просторова жорсткість.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Дулич А.О., Савченко Л.Г. Вплив різниці класу бетону несучих конструктивних елементів житлових будівель на їх горизонтальну деформативність і просторову жорсткість // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023.

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

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 106 сторінках, у тому числі 22 таблиці, 19 рисунків. Текст роботи містить вступ, 3 розділи, , список з 19 використаних джерел, 2 додатки на 18 сторінках. Графічна частина складається з 15 слайдів мультимедійної презентації.

Abstract

Arseniy Dulych. Multi-storey residential building in Sumy – 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 table of contents, an introduction, an architectural and construction section, a calculation and construction section with elements of research work, where the goal, tasks, object of research, research methods are formulated, an analysis of publications is carried out, and conclusions are drawn on the basis of the conducted research, organizational and technological section.

The research results allow us to confirm the fact that an increase in the concrete core stiffness class by 1 class in relation to other structures allows to reduce the deformability of the building as a whole.

The analysis of publications and research made it possible to classify the structural schemes of high-rise buildings, to determine the nature of the operation of the cores of rigidity of high-rise buildings.

In the **main part**, a finite element model of a high-rise building was created and substantiated, wind loads on the building were determined and calculations of a high-rise building were performed in different directions of wind load.

The conclusions established that the spatial stiffness of a high-rise building is more influenced by the concrete class of the stiffness core than the concrete class of columns, pylons and floors.

Key words: stiffness core, high-rise building, spatial stiffness.

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

Dulych A.O., Savchenko L.G. The influence of the difference in the class of concrete of the load-bearing structural elements of residential buildings on their horizontal deformability and spatial rigidity // Materials of the All-Ukrainian scientific conference of students and postgraduates dedicated to the International Student Day (November 13-17, 2023) - Sumy, 2023.

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 106 pages, including 22 tables, 19 figures. The text of the work contains an introduction, 3 chapters, a list of 19 used sources, 2 appendices on 18 pages. The graphic part consists of 15 slides of a multimedia presentation.

ЗМІСТ

Вступ	9
Розділ 1. Архітектурно-будівельний.....	11
1.1. Ситуаційний план	11
1.2. Об'ємно-планувальне рішення	13
1.3. Конструктивне рішення будинку	14
1.4. Інженерні розрахунки.....	16
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний.....	17
2.1. Розрахунок та конструювання монолітної залізобетонної колони по осям Л-8.....	17
2.2 Розрахунок та конструювання монолітної плити перекриття	37
2.3. Розрахунок фундаментів	48
2.4. Дослідницько-розрахунковий.....	59
Розділ 3. Технологічно-організаційний.....	82
3.1. Підготовка об'єкта будівництва	82
3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти.....	82
Список використаних джерел.....	104

ВСТУП

Розвиток ринкових відносин в будівництві, ускладнення виробничого апарату в умовах багатуокладної економіки, варіантність технологічних та організаційно-господарських рішень поставили нові проблеми підвищення ефективності будівництва.

Ринок як сукупність товарно-грошових відносин, що виникають в сфері обороту і відображають економічні відносини виробництва на основі попиту та пропозиції, в капітальному будівництві проявляються в пошукванні попиту на будівництво об'єктів промислового призначення, житла, соціально-культурних об'єктів.

При цьому конкурентоспроможність будівельного підприємства в значній мірі буде залежати від здатності виконати заказ на будівництво об'єкту якісно і в строк, з мінімальними затратами, що забезпечують підвищення прибутку. В цьому зв'язку підйом в будівельній галузі поряд з збільшенням будівельно-монтажних робіт передбачає і підвищення ефективності виробництва за рахунок удосконалення технології, організації труда на виробництві, управління будівництвом, використання ефективних будівельних конструкцій та матеріалів, підвищеного рівня механізації та автоматизації будівництва.

Важливим з цих напрямків сьогодні є технологія будівельного виробництва – забезпечення високої якості виробництва в оптимальні строки при дотриманні сучасних технологій виконання будівельно-монтажних робіт та технологічних послідовностей їх виконання. Все це дозволяє суттєво збільшити ефективність будівельно-монтажних робіт та підняти їх якість на високий рівень.

В дипломному проекті розробляється система ефективних організаційно – технологічних рішень по підвищенню технічного та організаційного рівня будівництва монолітних житлових будівель.

Загальні положення проекту

Розробка дипломного проекту здійснюється, виходячи з функціонального призначення будинку з урахуванням конкретного розташування об'єкту та умов здійснення будівництва на основі сучасних принципів будівництва, потокових методів його організації та комплексної механізації виробничих процесів, із забезпеченням безпеки робіт та охорони зовнішнього середовища, економічності прийнятих до розробки рішень.

У процесі розробки розділів проекту врахований їх взаємозв'язок: вплив рішень, прийнятих в архітектурно – будівельній та конструктивній частинах, на технологію та організацію будівництва і разом з тим вплив технологічних рішень на архітектурно-конструктивні рішення.

Важливим фактором в розробці дипломного проекту є використання сучасних комп'ютерних розрахунково-обчислювальних комплексів та інших програм.

										Лист
										10
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.

1.1. Ситуаційний план

Місце будівництва дев'ятиповерхового монолітного житлового будинку, що проектується є м. Шостка. Район будівництва узгоджено з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 і відноситься до I архітектурно-будівельного кліматичного району I.

Розрахункова температура повітря в зимових умовах складає:

- найхолоднішої доби – -26°C ;
- найхолоднішої п'ятиденки – -23°C ;
- абсолютна мінімальна температура в зимовий період – -30°C ;
- абсолютна максимальна температура в літній період – $+40^{\circ}\text{C}$;
- добовий максимум атмосферних опадів для м. Суми – 144 мм;
- розрахункова глибина промерзання – 1,2 м.
- максимальну швидкість вітру в зимовий період – 5,4 м/с;
- максимальна швидкість вітру в літній період складає – 3,2 м/с.

Ділянка знаходиться всередині житлового мікрорайону, що проектується в межах якого проектуються житлові будинки, торговельно-розважальні комплекси, озеленення території та мережа автодоріг.

Район будівництва не сейсмічний, підземні води в районі будівництва знаходяться на глибині 8,5 м.

Генеральний план прив'язаний до існуючої карти міста будівельною сіткою. Прийняте розміщення житлового будинку розпочинає забудову, передбачену проектом детального планування міста в даному районі.

Вертикальне планування і водовідвід з території вирішено шляхом утворення загального нахилу площадки в сторону падіння рельєфу. На генеральному плані організація рельєфу показана у вигляді горизонталей з перерізом через 1 м. Існуючий водовід – відкритий, поверхневі води стікають в напрямку проїжджої частини. Навколо будинку, що проектується, влаштований круговий об'їзд.

									Лист
									11
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

Розміщення житлового будинку виконано з урахуванням санітарно-гігієнічних норм планування і забудови житлових районів: забезпечено необхідним ступенем освітлення, провітрювання і інсоляцією приміщень. Житловий будинок зручно зв'язаний з транспортною мережею міста Суми.

На фрагменті генерального плану показані: будівля, що проектується, частина системи автодоріг та тротуарів, які передбачається будувати в цій частині мікрорайону, також на фрагменті представлена концепція озеленення з дерев, та чагарників.

Покриття зони перед фасадами будинку виконані з виробленого асфальтобетону.

На території розміщуються урни для сміття, також в майбутньому передбачене розміщення лав для сидіння та влаштування майданчиків для відпочинку та дитячих майданчиків.

Велику увагу приділяють озелененню. Проект озеленення житлового комплексу розроблений на підставі даних про кліматичні умови в районі будівництва.

Існуюче озеленення на ділянці будівництва представлено головним чином самосівом, штучними деревами, які в основному підлягають корчуванню.

Проектом передбачена посадка груп чагарників (спіреї Ван-Гутта, чубушника, сирені привитої). Також для озеленення приймаються дерева листяних порід, виконуються газони.

Організація руху виконана на підставі технічних умов ДАІ № 38/418 від 14.04.2003 г.

Радіуси поворотів прийняті 8,0 м, ширина автомобільних доріг - 7,0 м. На пішохідних переходах встановлюється понижений бортовий камінь висотою 5 см.

Регулювання руху транспорту виконується за допомогою дорожніх знаків. Знаки приймаються за ДСТУ 4100:2021 зі світлоповертальною поверхнею.

										Лист
										12
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Вертикальне планування запроектоване за найбільшим наближенням до існуючого рельєфу та ув'язкою підземних інженерних комунікацій. Відмітки по дорогам та тротуарам приймалися з умов максимальної збереженості існуючого рельєфу біля доріг. Поздовжні та поперечні уклони по проїзжим частинам вулиць, та тротуарам відповідають нормативним. Поперечні уклони по проїздам, що проектуються - односкатні.

Конструкція, що проектується дорожньої одежі прийнята капітального типу. Бортовий камінь - бетонний. Тротуари прийняті з асфальтобетону та спеціальної бетонної тротуарної плитки.

Ґрунт від корит дорожньої одежі та тротуарів, а також відвали ґрунту на майданчику підлягають вивозу. Рослинний ґрунт для потреб озеленення та планування газонів привозний.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Будинок, що проектується, має 8 житлових поверхів з технічними приміщеннями в підвальному поверсі та торговельно-офісними приміщеннями на першому поверсі. В плані має складну геометричну форму, в осях А-Н – 20,3 м, в осях 1-25 – 32,9 м. Висота будинку 33,0 м. На поверхах з другого по дев'ятий розміщено по чотири квартири підвищеної комфортності на поверх. Всі поверхи мають висоту 3,3 м.

На першому поверсі розміщені торговельно-офісні приміщення. У підвальному поверсі розміщені технічні приміщення. Підвал проектується опалюваним, висота підвалу складає 2,5 м та головним чином призначається для прокладки внутрішніх комунікацій будинку (водопровід, каналізація, система опалення та ін.) та служить підсобними приміщеннями для мешканців будинку.

Будинок має сходову клітину з ліфтом. З ціллю створення умов експлуатації в будівлі передбачено декілька виходів, окремо з житлового будинку та виходи з офісних приміщень, які запроектовані на цокольному поверсі.

Середня загально-корисна площа квартири – 106,6 м². Середня житлова площа квартири – 56,8 м². В кожній квартирі передбачено окремі санвузли, ванні, комори, балкони. В житловому будинку передбачений сміттєпровід.

У сходово-ліфтовому блоці сходові марші відокремлені від ліфтового вузла. На кожному поверсі передбачена кімната, що дозволяє не загороджувати прохід до квартир.

1.3. Конструктивне рішення будинку

Будівельна система будинку – змішана: з монолітними залізобетонними стінами, колонами, пілонами, монолітним перекриттям, сходами з набірних сходинок по сталевим косоурам, огорожувальні конструкції – кам'яна кладка, яка виконується ручним способом з газобетонних блоків ручної ваги.

Фундаменти проектуються жорсткими, окремо для кожної колони, пілона та під несучі монолітні стіни виходячи з інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

Конструктивна схема – каркасно-стінова. Каркасна частина (осі 4-22) являє собою в'язевий каркас. В стіновій частині – поздовжні та поперечні несучі стіни з монолітного залізобетону. Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою диску перекриття та вертикальних несучих конструкцій.

Колони проектуються з монолітного залізобетону, перерізом 300×300 мм в межах підвального поверху, та 300×300 мм в межах всіх наступних поверхів. Несучі стіни та пілони виконують залізобетонні товщиною 200 мм з бетону класу С16/20.

Перекриття – залізобетонне монолітне (безбалочне), має постійну товщину-200 мм.

Сходи - сходові марші виконані по металевим косоурам з набірними сходишками. Марші мають завширшки 1300 мм та відповідають нормам. Сходові клітини розміщені між осями 11-15 та осями А-Г. Стіни підвалу виконані з монолітного бетону $\delta=0,4$ та 0,2 м. Колони підвальної частини

										Лист
										14
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

будівлі перетином 0,4×0,4 м. Ділянки стін , які торкаються ґрунту покривають бітумом за два рази.

Зовнішні стіни виконані із газобетонних блоків з утепленням жорсткими мінераловатними плитами за технологією «Parok». Міжквартирні перегородки виконані з газобетону (700 кг/м³). Внутрішні перегородки виконані з гіпсоплит за технологією «Knauf». По ним виконана євроштукатурка, інші елементи опоряджувальних робіт виконуються по індивідуальним замовленням. В приміщеннях ванних та санвузлів треба застосовувати вологостійкі гіпсокартонні листи. Вентиляційні канали виконані із керамічної цегли.

Покриття прийняте плоским з ухилом 0,5 %. Видалення атмосферних опадів з поверхні покрівлі здійснюється за допомогою внутрішнього організованого водовідводу через водоприймальні воронки в каналізацію. Покриття утеплене шаром теплоізоляції товщиною 150 мм за технологією «Parok».

Двері будинку у відповідності з призначенням прийняті по ДСТУ EN 14351-1:2022: входні з розмірами 1210×2370 мм. Міжквартирні і міжкімнатні по ДСТУ EN 14351-2:2022 розміром: 1000×2100 та 900×2100 мм. Вікна металопластикові з подвійним склопакетом з профілів фірми «Winbau».

Підлоги житлового будинку включають в себе ц.-п. підготовку та лінолеум. Підлоги підвальних приміщень – бетонні. Підлоги торговельно-офісних приміщень на цокольному поверсі та санвузлів виконані з застосуванням кахельної плитки. Підлоги офісних приміщень – лінолеумі. Підлоги в квартирах виконані з ламінованої дошки «Kronopol». В робочих зонах кухонь, на балконах та лоджіях, а також в санвузлах та ванних кімнатах поли виконані з кахельної плитки з заповненням швів гідрофобізованим клейовим складом.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Розрахунок та конструювання монолітної залізобетонної колони по осям Л-8

Система проектуємої будівлі – залізобетонний зв'язевий каркас з безбалковим безкапітельним перекриттям. Спосіб забезпечення просторової жорсткості – за допомогою діафрагм жорсткості (монолітних несучих стін та пілонів).

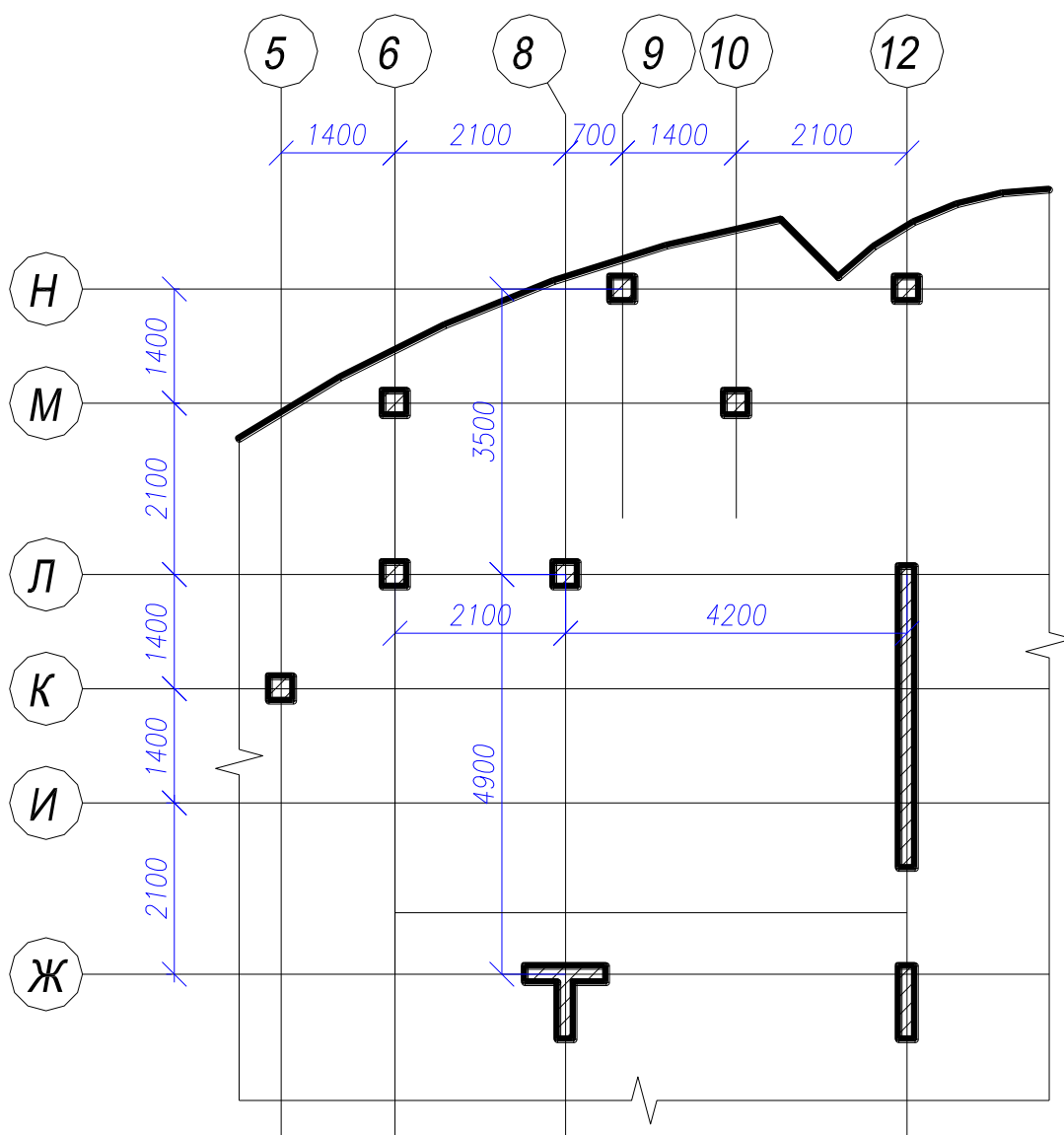


Рисунок 2.1. Схема розташування несучих конструкцій

Збір навантаження на колону

Таблиця 2.1. Збір навантажень на колону

Вид навантаження	Нормативне навантаження т/м ²	Коеф. надійності за навантаженням γ_f	Коеф. надійності за призначенням γ_n	Розрахункове навантаження т/м ²
Від покриття				
Постійне навантаження				
Власна вага конструкції покриття	0.14	1.3	0.95	0.17
Монолітна з.-б. плита покриття	0.55	1.1	0.95	0.57
Всього	0.69			$g_{01} = 0.74$
2. Тимчасове: снігове (за ДБН 1.2-2-2006 для міста Суми)	0.167	1.14	0.95	$U_{01} = 0.18$
Всього від покриття	0.93			1.0
Від перекриття				
1. Постійне навантаження				
1.1 Власна вага підлоги	0.14	1.3	0.95	0.17
1.2. Монолітна з.-б. плита перекриття	0.55	1.1	0.95	0.57
Всього	0.69			$g_{01} = 0.74$
Тимчасове навантаження				
Навантаження від перегородок	0.5	1.3	0.95	0.62
Тимчасове корисне	0.15	1.2	0.95	0.17
Всього	0.65			$U_{02} = 0.8$
Всього від перекриття	1.34			1.55

Снігове навантаження на покриття приймалося з урахуванням вимог ДБН 1.2-2-2006 для міста Суми та при включенні в розрахунок схеми з двома перепадами висоти на покрівлі (схема 9, додатку Ж ДБН 1.2-2-2006) з коеф. $\mu = 2.8$ прийнятим для найбільшого перепаду висот на покрівлі.

Визначення зусиль в колоні

Вантажна площа від перекриття та покриття розраховується за формулою

$$A_B = \frac{l_{lx} + l_{nx}}{2} \cdot \frac{l_{ly} + l_{ny}}{2} = \frac{2.1 + 4.2}{2} \cdot \frac{4.9 + 3.5}{2} = 13.23 \text{ м}^2$$

Власна вага колони на один поверх

$$G = b \cdot h \cdot N_i \cdot \rho \cdot 9.81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_{fm} = 0.3 \cdot 0.3 \cdot 3.3 \cdot 2.5 \cdot 1.1 = 0.8 \text{ т}$$

Розрахунок навантажень від перекриття поверху та горища розраховується за формулою:

$$N_n^{\text{ГОР}} = (g_{01} + U_{01}) \cdot A_B = (7,4 + 1,8) \cdot 13,23 = 121,72 \text{ кН}$$

$$N_n^{\text{ПОВ}} = (g_{02} + U_{02}) \cdot A_B = (7,4 + 8,1) \cdot 13,23 = 205,07 \text{ кН}$$

Зусилля в колоні розраховуються за формулою

$$N_i = N_{\text{нов}} \cdot (n - 1) + N_{\text{гор}} + G \cdot n$$

де i – номер поверху

n - кількість поверхів

Оскільки горизонтальні навантаження будуть сприйняті діафрагмами жорсткості (стінами та пілонами) – колону необхідно будемо розраховувати тільки на дію вертикальних навантажень.

									Лист
									19
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

Таблиця 2.2 – Навантаження на колони поверхів

Найменування поверху	Висота поверху, м	Переріз колони, м	Товщина плити перекриття, м	Примикаючі прольоти, м		Примикаючі прольоти, м		Навантаження т/м ²		Вантажна площа, м ²
				$l_{х1}$	$l_{х2}$	$l_{у1}$	$l_{у2}$	Пост	Линч	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
9-й поверх	3.3	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.25	13.23
8-й поверх	3.3	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.81	13.23
7-й поверх	3.3	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.81	13.23
6-й поверх	3.3	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.81	13.23
5-й поверх	3.3	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.81	13.23
4-й поверх	3.3	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.81	13.23
3-й поверх	3.3	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.81	13.23
2-й поверх	3.3	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.81	13.23
1-й поверх	3.3	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.81	13.23
Підвальний поверх	2.5	0.3x0.3	0.2	2.1	4.2	4.9	3.5	0.74	0.81	13.23

На виникаючі моменти колона розраховується за формулами

$$M_B = \frac{U \cdot l_2^2 + g \cdot (l_2^2 - l_1^2)}{12} \cdot \frac{i_B}{\sum i}$$

$$M_H = \frac{U \cdot l_2^2 + g \cdot (l_2^2 - l_1^2)}{12} \cdot \frac{i_H}{\sum i}$$

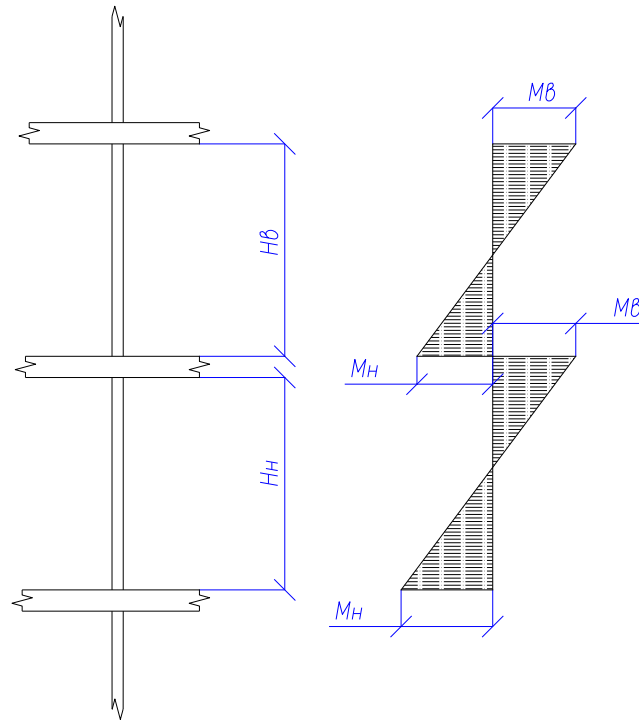


Рисунок 2.2 - Схема розподілення моментів в колонах

де U та g - тимчасове та постійне навантаження 1 пог. м замінюючої рами:

в рівні покриття

$$\text{вздовж } X: U_x = U_{01} \cdot \left(\frac{l_{ly} + l_{py}}{2}\right) = 1,8 \cdot \left(\frac{4,9 + 3,5}{2}\right) = 7,56 \text{ кН/м}$$

$$g_x = g_{01} \cdot \left(\frac{l_{ly} + l_{py}}{2}\right) = 7,4 \cdot \left(\frac{4,9 + 3,5}{2}\right) = 31,08 \text{ кН/м}$$

$$\text{вздовж } Y: U_y = U_{01} \cdot \left(\frac{l_{lx} + l_{px}}{2}\right) = 1,8 \cdot \left(\frac{2,1 + 4,2}{2}\right) = 5,67 \text{ кН/м}$$

$$g_y = g_{01} \cdot \left(\frac{l_{lx} + l_{px}}{2}\right) = 7,4 \cdot \left(\frac{2,1 + 4,2}{2}\right) = 23,31 \text{ кН/м}$$

в рівні перекриття:

$$\text{вздовж } X: U_x = U_{02} \cdot \left(\frac{l_{ly} + l_{py}}{2}\right) = 8,1 \cdot \left(\frac{4,9 + 3,5}{2}\right) = 34,02 \text{ кН/м}$$

Моменти інерції верхньої та нижньої частини колони будуть однакові

$$I_B = I_H = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 67500 \text{ см}^4$$

Погонна жорсткість верхньої колони:

$$i_B = \frac{I_B}{H_B} = \frac{67500}{330} = 204,5 \text{ см}^3$$

Погонна жорсткість нижньої колони:

$$i_H = \frac{I_H}{H_H} = \frac{67500}{330} = 204,5 \text{ см}^3$$

Погонна жорсткість нижньої частини колони підвального поверху:

$$i_H = \frac{I_H}{H_H} = \frac{67500}{250} = 270 \text{ см}^3$$

Погонна жорсткість ригеля рами: $i_{nj} = \frac{I_{nj}}{l_k}$

l_k – проліт ригеля рами, що примикає до колони

де I_{nj} – момент інерції ригеля, що розраховується за формулою:

$$I_{nj} = \frac{l_j \cdot h_n^3}{12}$$

де l_j – ширина ригеля рами, при j – напрямком рами

$$l_x = \frac{l_{lx} + l_{px}}{2} = \frac{2,1 + 4,2}{2} = 3,15 \text{ м}$$

$$l_y = \frac{l_{ly} + l_{py}}{2} = \frac{4,9 + 3,5}{2} = 4,2 \text{ м}$$

$$I_{nx} = \frac{l_y \cdot b_n^3}{12} = \frac{420 \cdot 20^3}{12} = 280000 \text{ см}^4$$

$$I_{ny} = \frac{l_x \cdot b_n^3}{12} = \frac{315 \cdot 20^3}{12} = 210000 \text{ см}^4$$

Погонні жорсткості ригеля ліворуч та праворуч від колони в напрямку осі X:

$$i_{nx}^{\text{пр}} = \frac{I_{nx}}{l_{nx}^{\text{пр}}} = \frac{280000}{420} = 666,7 \text{ см}^3$$

$$i_{nx}^{\text{лів}} = \frac{I_{nx}}{l_{nx}^{\text{лів}}} = \frac{280000}{210} = 1333,3 \text{ см}^3$$

Погонні жорсткості ригеля ліворуч та праворуч від колони в напрямку осі Y:

$$i_{ny}^{\text{пр}} = \frac{I_{ny}}{l_{ny}^{\text{пр}}} = \frac{210000}{350} = 600 \text{ см}^3$$

$$i_{ny}^{\text{лів}} = \frac{I_{ny}}{l_{ny}^{\text{лів}}} = \frac{210000}{490} = 428,6 \text{ см}^3$$

Визначення зусиль в колонах наведені в таблиці 2.3

Результати розрахунків моментів в колонах наведені в таблицях :

для рами в напрямку осі X – таблиця 2.4

для рами в напрямку осі Y – таблиця 2.5

										Лист
										24
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Таблиця 2.4 – Моменти в колоні замінюючої рами по осі X

Номер поверху	Навантаження, т/м		Зусилля, кН	i_B, M^3	i_H, M^3	$i^{np}_{п.к.}, M^3$	$i^{iis}_{п.к.}, M^3$	$\sum i_x$	$l_{п.к.}, M$	$l_{т.к.}, M$	$M_{вк}, кН \cdot м$	$M_{нк}, кН \cdot м$
	Пост. по X	Тимч. по X										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
9-й поверх	3.1	1.1	13.23		0.000204	0.00066	0.0013	0.00216	4.2	2.1	0.47	
8-й поверх	3.1	3.4	14.33	0.000204								0.43
	3.1	3.4	34.83		0.000204	0.00066	0.0013	0.00236	4.2	2.1	0.72	
	3.1	3.4	35.63	0.000204								0.72
7-й поверх	3.1	3.4	56.13		0.000204	0.00066	0.0013	0.00236	4.2	2.1	0.72	
	3.1	3.4	56.93	0.000204								0.72
6-й поверх	3.1	3.4	77.47		0.000204	0.00066	0.0013	0.00236	4.2	2.1	0.72	
	3.1	3.4	78.23	0.000204								0.72
5-й поверх	3.1	3.4	98.73		0.000204	0.00066	0.0013	0.00236	4.2	2.1	0.72	
	3.1	3.4	99.53	0.000204								0.72
4-й поверх	3.1	3.4	120.03		0.000204	0.00066	0.0013	0.00236	4.2	2.1	0.72	
	3.1	3.4	120.83	0.000204								0.72
3-й поверх	3.1	3.4	141.33		0.000204	0.00066	0.0013	0.00236	4.2	2.1	0.72	
	3.1	3.4	142.13	0.000204								0.72
2-й поверх	3.1	3.4	162.63		0.000204	0.00066	0.0013	0.00236	4.2	2.1	0.72	
	3.1	3.4	163.43	0.000204								0.72
1-й поверх	3.1	3.4	183.93		0.000204	0.00066	0.0013	0.00236	4.2	2.1	0.72	
	3.1	3.4	184.73	0.000204								0.72
Підвальний поверх	3.1	3.4	205.23		0.00027	0.00066	0.0013	0.0024	4.2	2.1	0.71	
	3.1	3.4	206.03	0.000204								1.0

Таблиця 2.5 – Моменти в колоні замінюючої рами по осі Y

Номер поверху	Навантаження,		Зусилля, кН	i_B, M^3	i_H, M^3	i_{np}^{np}, M^3	i_{nis}^{nis}, M^3	$\sum i_y$	l_{np}, M	l_{np}, M	$M_{By}, кН·м$	$M_{By}, кН·м$
	Пост. по Y	Т/м										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
9-й поверх	2.3	0.8	13.23		0.000204	0.0006	0.00043	0.00123	4.9	3.5	6.3	
8-й поверх	2.3	2.55	34.83		0.000204	0.0006	0.00043	0.00143	4.9	3.5	10.4	5.4
7-й поверх	2.3	2.55	56.13		0.000204	0.0006	0.00043	0.00143	4.9	3.5	10.4	10.4
6-й поверх	2.3	2.55	77.47		0.000204	0.0006	0.00043	0.00143	4.9	3.5	10.4	10.4
5-й поверх	2.3	2.55	98.73		0.000204	0.0006	0.00043	0.00143	4.9	3.5	10.4	10.4
4-й поверх	2.3	2.55	120.03		0.000204	0.0006	0.00043	0.00143	4.9	3.5	10.4	10.4
3-й поверх	2.3	2.55	141.33		0.000204	0.0006	0.00043	0.00143	4.9	3.5	10.4	10.4
2-й поверх	2.3	2.55	162.63		0.000204	0.0006	0.00043	0.00143	4.9	3.5	10.4	10.4
1-й поверх	2.3	2.55	183.93		0.000204	0.0006	0.00043	0.00143	4.9	3.5	10.4	10.4
Підвальний поверх	2.3	2.55	205.23		0.00027	0.0006	0.00043	0.0015	4.9	3.5	10	15.2

Конструктивний розрахунок колони

Розрахунок колони підвального, першого, другого поверхів, для яких приймаємо $N = 2060,3$ кН, $M = 100549,4$ кН·см

Виконуємо розрахунок армування перерізу колони рами на поздовжню силу та моменти відносно осі X :

Приймаємо матеріал колони – бетон класу C20/25 ($f_{cd} = 1,45$ кН/см²), арматура класу A400 ($f_{yd} = 36,5$ кН/см²)

$$\text{Визначаємо гнучкість колони } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{330}{0,289 \cdot 30} = 38,06$$

де i – радіус інерції перерізу.

Відносна осьова сила:

$$n = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2060,3}{900 \cdot 1,45} = 1,58$$

Гранична гнучкість:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{1,58}} = 8,58 < \lambda = 38,06$$

тобто у розрахунку треба враховувати деформації другого порядку.

Деформації першого порядку (випадковий ексцентриситет) вибираємо більшим із трьох варіантів:

$$e_i = \frac{l_0}{600} = \frac{330}{600} = 0,55 \text{ см}$$

$$e_i = \frac{h}{30} = \frac{30}{30} = 1 \text{ см}$$

$$e_i = 1 \text{ см}$$

приймаємо $e_i = 1$ см.

Критична сила

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$$

де $EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5h - a)^2$

приймаємо $\varphi_{ef} = 2$;

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} = 0,15$$

$$EI = 0,15 \cdot 2300 \cdot \frac{30 \cdot 30^3}{12} + 0,01 \cdot 21000 \cdot 900 \cdot (0,5 \cdot 30 - 4)^2$$

$$= 46156500 \text{ см}^4$$

$$N_B = \frac{3,14 \cdot 46156500}{330^2} = 4183,2 \text{ кН}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) = 1,0 \left(1 + \frac{1,2337}{\frac{4183,2}{2060,3} - 1} \right) = 2,2 \text{ см}$$

$$\text{де } \beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{3,14^2}{8} = 1,2337$$

Координата ядрової точки перерізу

$$r = \frac{h}{6} = 5 \text{ см} > e_0 = 2,2 \text{ см}$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 2,2 + 0,5 \cdot 30 - 4 = 13,2 \text{ см}$$

При $r > e_0$ подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,0031 \left(1 - \frac{2,2}{5} \right) = 0,0017$$

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 30 \frac{0,0031}{0,0031 - 0,0017} = 68,3 \text{ см}$$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 68,3 \frac{0,0031 - 0,00063}{0,0031} = 54,4 \text{ см} > h = 30 \text{ см}$$

тому напруження в бетоні по всьому перерізу $\sigma_c = f_{cd}$

Деформації в менш стиснутій арматурі:

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - d}{x} = 0,031 \frac{68,3 - 26}{68,3} = 0,0019$$

Напруження в менш стиснутій арматурі:

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,0019 \cdot 21000 = 40,31 \text{ кН/см}^2 < f_{yd} = 43,5 \text{ кН/см}^2$$

Необхідна кількість арматури:

										Лист
										29
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

$$A_s^I = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d - d^I)} = \frac{2060,3 \cdot 13,2 - 1,45 \cdot 30 \cdot 30 \cdot (0,5 \cdot 30 - 4)}{36,5 \cdot (26 - 4)}$$

$$= 15,98 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A_s^I - f_{cd}bh}{f_{yd}(d - d^I)} = \frac{2060,3 - 36,5 \cdot 15,98 - 1,45 \cdot 30 \cdot 30}{36,5 \cdot (26 - 4)} = 4,26 \text{ см}^2$$

Колона може деформуватись в будь-якому напрямку, тому приймаємо симетричне армування ($A_s = A_s^I$). Сумарна площа армування $A_s = 31,97 \text{ см}^2$.
 Приймаємо армування $6\text{Ø}28 \text{ A500}$ ($36,95 \text{ см}^2$)

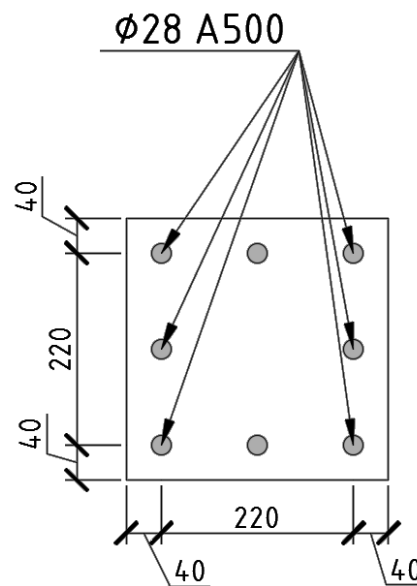


Рисунок 2.5 – Схема армування колони підвального, першого, другого поверхів

Поперечні стержні приймаємо без розрахунку, але з задоволенням вимог щодо відстані між поперечними стержнями з умов бокового випучування поздовжніх стержнів при стисканні $s \leq 20d$ (для зварюваних каркасів) але не більш ніж 500 мм (тут d – найменший діаметр поздовжніх стержнів). Відстань s округлюють до значень, кратних 50 мм.

Діаметр поперечних стержнів d в зварюваних каркасах повинен задовольняти умовам зварюваності. Таким чином для каркасу з поздовжньою арматурою діаметром 28 мм приймаємо поперечні стержні діаметром 8 мм. Крок стержнів $s = 20d = 20 \cdot 28 = 560 \text{ мм}$, приймаємо крок $s = 500 \text{ мм}$.

Розрахунок колони третього та четвертого поверхів

										Лист
										30
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Виконуємо розрахунок армування перерізу колони рами на поздовжню силу та моменти відносно осі X , для яких приймаємо $N = 1421,3$ кН, $M = 71441$ кН · см:

Приймаємо матеріал колони – бетон класу C20/25 ($f_{cd} = 1,45$ кН/см²), арматура класу A400 ($f_{yd} = 36,5$ кН/см²)

$$\text{Визначаємо гнучкість колони } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{330}{0,289 \cdot 30} = 38,06$$

де i – радіус інерції перерізу.

Відносна осьова сила:

$$n = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1421,3}{900 \cdot 1,45} = 1,09$$

Гранична гнучкість:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{1,09}} = 10,33 < \lambda = 38,06$$

тобто у розрахунку треба враховувати деформації другого порядку.

Деформації першого порядку (випадковий ексцентриситет) вибираємо більшим із трьох варіантів:

$$e_i = \frac{l_0}{600} = \frac{330}{600} = 0,55 \text{ см}$$

$$e_i = \frac{h}{30} = \frac{30}{30} = 1 \text{ см}$$

$$e_i = 1 \text{ см}$$

приймаємо $e_i = 1$ см.

Критична сила

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$$

де $EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5h - a)^2$

приймаємо $\varphi_{ef} = 2$;

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} = 0,15$$

										Лист
										31
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

$$EI = 0,15 \cdot 2300 \cdot \frac{30 \cdot 30^3}{12} + 0,01 \cdot 21000 \cdot 900 \cdot (0,5 \cdot 30 - 4)^2$$

$$= 46156500 \text{ см}^4$$

$$N_B = \frac{3,14 \cdot 46156500}{330^2} = 4183,2 \text{ кН}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) = 1,0 \left(1 + \frac{1,2337}{\frac{4183,2}{1421,3} - 1} \right) = 1,63 \text{ см}$$

$$\text{де } \beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{3,14^2}{8} = 1,2337$$

Координата ядрової точки перерізу

$$r = \frac{h}{6} = 5 \text{ см} > e_0 = 1,63 \text{ см}$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 1,63 + 0,5 \cdot 30 - 4 = 12,63 \text{ см}$$

При $r > e_0$ подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,0031 \left(1 - \frac{1,63}{5} \right) = 0,0021$$

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 30 \frac{0,0031}{0,0031 - 0,0021} = 91,75 \text{ см}$$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 91,75 \frac{0,0031 - 0,00063}{0,0031} = 73,1 \text{ см} > h = 30 \text{ см}$$

тому напруження в бетоні по всьому перерізу $\sigma_c = f_{cd}$

Деформації в менш стиснутій арматурі:

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - d}{x} = 0,031 \frac{91,75 - 26}{91,75} = 0,0022$$

Напруження в менш стиснутій арматурі:

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,0022 \cdot 21000 = 46,65 \text{ кН/см}^2 > f_{yd} = 36,5 \text{ кН/см}^2$$

Необхідна кількість арматури:

										Лист
										32
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

$$A_s^I = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d - d^I)} = \frac{1421,3 \cdot 12,63 - 1,45 \cdot 30 \cdot 30 \cdot (0,5 \cdot 30 - 4)}{36,5 \cdot (26 - 4)}$$

$$= 4,5 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A_s^I - f_{cd}bh}{f_{yd}(d - d^I)} = \frac{1421,3 - 36,5 \cdot 4,5 - 1,45 \cdot 30 \cdot 30}{36,5 \cdot (26 - 4)} < 0$$

Колона може деформуватись в будь-якому напрямку, тому приймаємо симетричне армування ($A_s = A_s^I$). Сумарна площа армування $A_s = 9 \text{ см}^2$.
 Приймаємо армування $4\varnothing 18 \text{ A400}$ ($36,95 \text{ см}^2$)

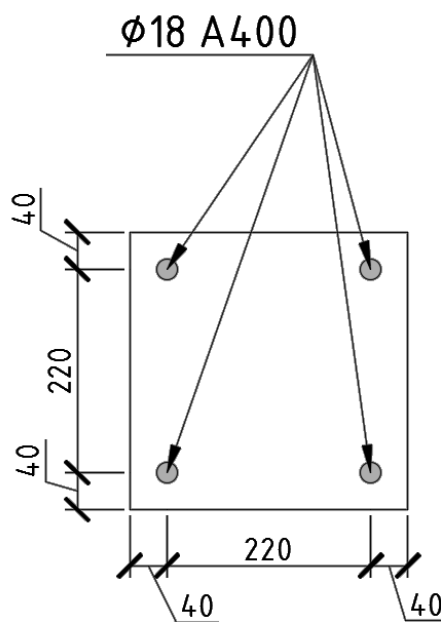


Рисунок 2.6 – Схема армування колони 3-4 поверхів

Поперечні стержні приймаємо без розрахунку, але з задоволенням вимог щодо відстані між поперечними стержнями з умов бокового випучування поздовжніх стержнів при стисканні $s \leq 20d$ (для зварюваних каркасів) але не більш ніж 500 мм (тут d – найменший діаметр поздовжніх стержнів). Відстань s округлюють до значень, кратних 50 мм.

Діаметр поперечних стержнів d в зварюваних каркасах повинен задовольняти умовам зварюваності. Таким чином для каркасу з поздовжньою арматурою діаметром 22 мм приймаємо поперечні стержні діаметром 8 мм. Крок стержнів $s = 20d = 20 \cdot 22 = 440 \text{ мм}$, приймаємо крок $s = 400 \text{ мм}$.

Розрахунок колони п'ятого – дев'ятого

Виконуємо розрахунок армування перерізу колони рами на поздовжню силу та моменти відносно осі X , для яких приймаємо $N = 995,3$ кН, $M = 71441$ кН·см:

Приймаємо матеріал колони – бетон класу C20/25 ($f_{cd} = 1,45$ кН/см²), арматура класу A400 ($f_{yd} = 36,5$ кН/см²)

$$\text{Визначаємо гнучкість колони } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{330}{0,289 \cdot 30} = 38,06$$

де i – радіус інерції перерізу.

Відносна осьова сила:

$$n = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{995,3}{900 \cdot 1,45} = 0,76$$

Гранична гнучкість:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,76}} = 12,34 < \lambda = 38,06$$

тобто у розрахунку треба враховувати деформації другого порядку.

Деформації першого порядку (випадковий ексцентриситет) вибираємо більшим із трьох варіантів:

$$e_i = \frac{l_0}{600} = \frac{330}{600} = 0,55 \text{ см}$$

$$e_i = \frac{h}{30} = \frac{30}{30} = 1 \text{ см}$$

$$e_i = 1 \text{ см}$$

приймаємо $e_i = 1$ см.

Критична сила

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$$

$$\text{де } EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5h - a)^2$$

приймаємо $\varphi_{ef} = 2$;

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} = 0,15$$

$$EI = 0,15 \cdot 2300 \cdot \frac{30 \cdot 30^3}{12} + 0,01 \cdot 21000 \cdot 900 \cdot (0,5 \cdot 30 - 4)^2$$

$$= 46156500 \text{ см}^4$$

$$N_B = \frac{3,14 \cdot 46156500}{330^2} = 4183,2 \text{ кН}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) = 1,0 \left(1 + \frac{1,2337}{\frac{4183,2}{995,3} - 1} \right) = 1,38 \text{ см}$$

де $\beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{3,14^2}{8} = 1,2337$

Координата ядрової точки перерізу

$$r = \frac{h}{6} = 5 \text{ см} > e_0 = 1,38 \text{ см}$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 1,38 + 0,5 \cdot 30 - 4 = 12,38 \text{ см}$$

При $r > e_0$ подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,0031 \left(1 - \frac{1,38}{5} \right) = 0,00224$$

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 30 \frac{0,0031}{0,0031 - 0,00224} = 108,3 \text{ см}$$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 108,3 \frac{0,0031 - 0,00063}{0,0031} = 86,3 \text{ см} > h = 30 \text{ см}$$

тому напруження в бетоні по всьому перерізу $\sigma_c = f_{cd}$

Деформації в менш стиснутій арматурі:

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - d}{x} = 0,031 \frac{108,3 - 26}{108,3} = 0,0024$$

Напруження в менш стиснутій арматурі:

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,0022 \cdot 21000 = 49,5 \text{ кН/см}^2 > f_{yd} = 36,5 \text{ кН/см}^2$$

Необхідна кількість арматури:

										Лист
										35
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

2.2 Розрахунок та конструювання монолітної плити перекриття

Вихідні дані та збір навантажень на перекриття типового поверху

Розрахунок виконувався за допомогою розрахунково-обчислювального програмного комплексу «SCAD». Комплекс дозволяє виконувати скінченно-елементне моделювання статичних та динамічних розрахункових схем, перевірку стійкості, відбір найбільш небезпечних комбінацій зусиль, армування залізобетонних конструкцій, перевірку несучої здатності металевих конструкцій. В представленій нижче частині пояснювальної записки описані лише ті можливості програмного комплексу, які фактично приймалися для розрахунку монолітної плити перекриття.

Таблиця 2.6 - Збір навантажень на перекриття типового поверху

Вид навантаження	Нормативне навантаження кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Коеф. надійності за призначенням γ_n	Розрахункове навантаження кН/м ²
Від перекриття				
1. Постійне навантаження				
1.1 Власна вага підлоги	1,4	1.3	0.95	1,7
1.2. Монолітна з.-б. плита перекриття	5,5	1.1	0.95	5,7
Всього	6,9			$g_{01} = 7,4$
Тимчасове навантаження				
Навантаження від перегородок	5	1.3	0.95	6,2
Тимчасове корисне	1,5	1.3	0.95	1,8
Всього	6,5			$U_{02} = 8$
Всього від перекриття	13,4			15,5

Описання розрахункової схеми монолітної плити перекриття

Для завдання даних про розрахункову схему, в подальшому можуть бути використані різні системи координат, які в подальшому стають декартовими. В розрахунковій схемі використані наступні системи координат: глобальна

правостороння система координат XYZ, зв'язана з розрахунковою схемою, локальні правосторонні системи координат.

Розрахункова схема представлена з як система загального виду деформації та невідомі якої представлені переміщеннями вузлових точок вздовж осей X, Y, Z та поворотами вздовж цих осей.

Розрахункова схема характеризується наступними параметрами:

Кількість вузлів - 9005

Кількість кінцевих елементів - 8272

Загальна кількість невідомих переміщень та кутів повороту - 50886

Кількість завантажень – 2 (власна вага конструкції плити та нормативне навантаження для житлових будинків – 150 кг/м²)

Кількість комбінацій завантажень – 1

Статичний розрахунок системи виконаний в лінійній постановці, без врахування не лінійності роботи матеріалу плити.

Можливі переміщення розрахункової схеми обмежені зовнішніми в'язями, що забороняють деякі за цих переміщень. Такі в'язі накладені на колони та діафрагми жорсткості, при цьому забороненими є переміщення вздовж осей X; Y; Z. Вузлові точки з'єднання елементів мають такі самі переміщення як і елементи що з цими вузлами зв'язані.

Характеристика кінцевих елементів

До розрахункової схеми були включені наступні типи кінцевих елементів.

Стержневі кінцеві елементи працюють по звичайним правилам опору матеріалів. Опис їх роботи під навантаженням зв'язаний з місцевою системою координат, у котрої вісь X1 орієнтована вздовж стержня, а осі Y1 та Z1 — вздовж головної осі симетрії перерізу.

До стержневих кінцевих елементів розрахункової схеми відносять наступні типи кінцевих елементів:

										Лист
										38
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

- елемент типу 5, який працює за просторовою схемою та сприймає прокольную силу N , згинаючі моменти M_y та M_z , поперечні сили Q_z та Q_y , а також крутний момент M_k .

Кінцеві елементи оболонки: чотирикутний кінцевий елемент типу 50, який має більш ніж 4 вузлових точки, являє сумісним та моделює поле нормальних переміщень в елементі неповним поліномом п'ятого ступеня, а поле тангенціальних переміщень неповним поліномом другого ступеня.

Результати розрахунку

До пояснювальної записки включені тільки деякі за результатів розрахунку, вони показані на малюнках ізополей напружень та переміщень. Повна інформація зберігається в електронному вигляді.

Правило знаків для напружень та переміщень

Правило знаків напружень та переміщень прийняте таким, що лінійні переміщення додатні, якщо вони спрямовані в сторону зростання координати, а кути повороту додатні, якщо вони задовольняють правилу правого гвинта.

Правила знаків для зусиль (напружень) прийняті наступним чином:

- для стержневих елементів можливі такі зусилля:

N – прокольна сила;

M_{KP} – крутний момент;

M_Y – згинаючий момент з вектором вздовж осі Y_1 ;

Q_Z – перерізуюча сила спрямована вздовж осі Z_1 відповідна моменту M_Y ;

M_Z – згинальний момент з вектором вздовж осі Z_1 ;

Q_Y – перерізуюча сила спрямована вздовж осі Y_1 відповідна моменту M_Z ;

R_Z – реакція пружної опори.

Додатні напрямки зусиль в стержнях:

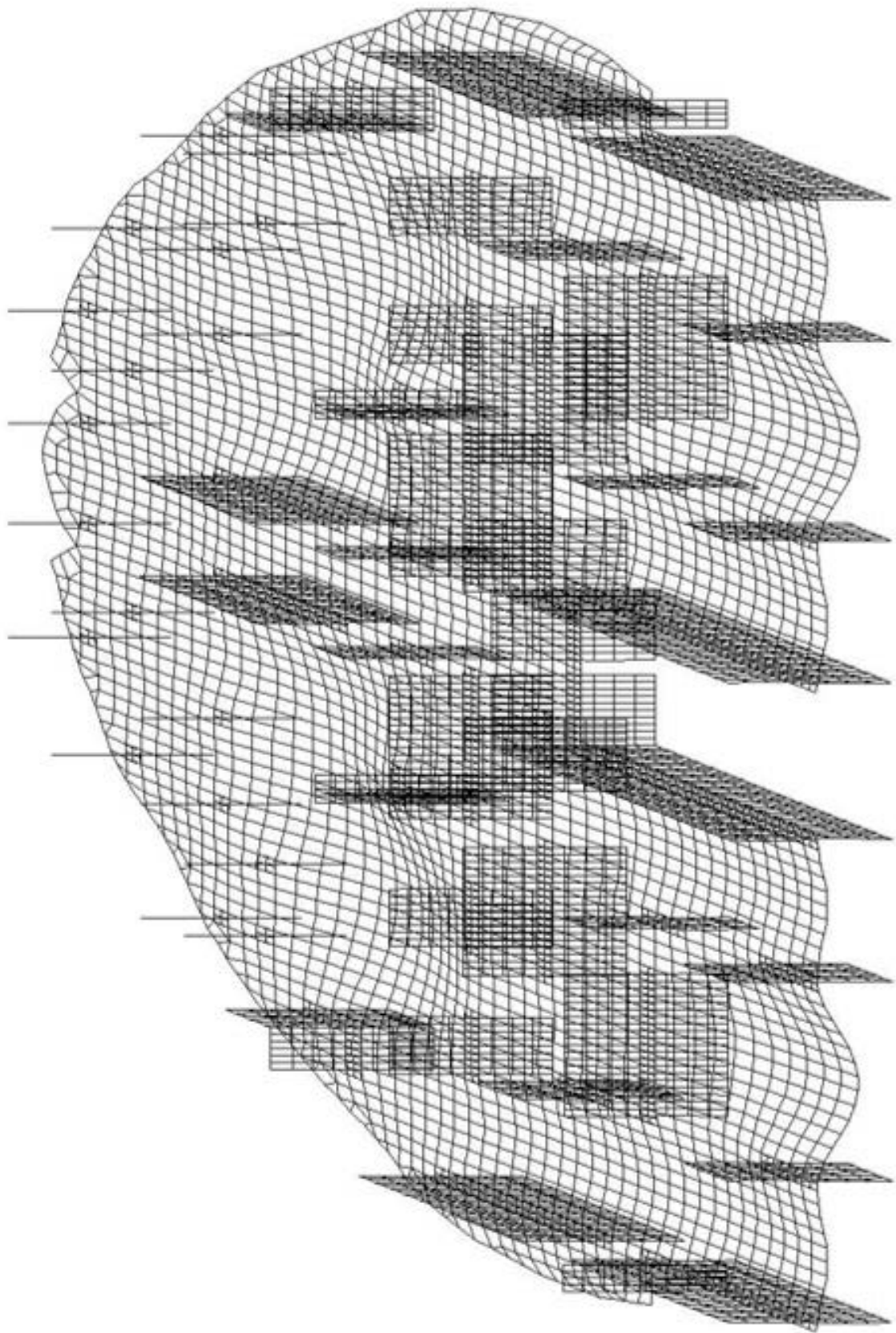


Рисунок 2.12 – Характер деформації розрахункової схеми

Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата

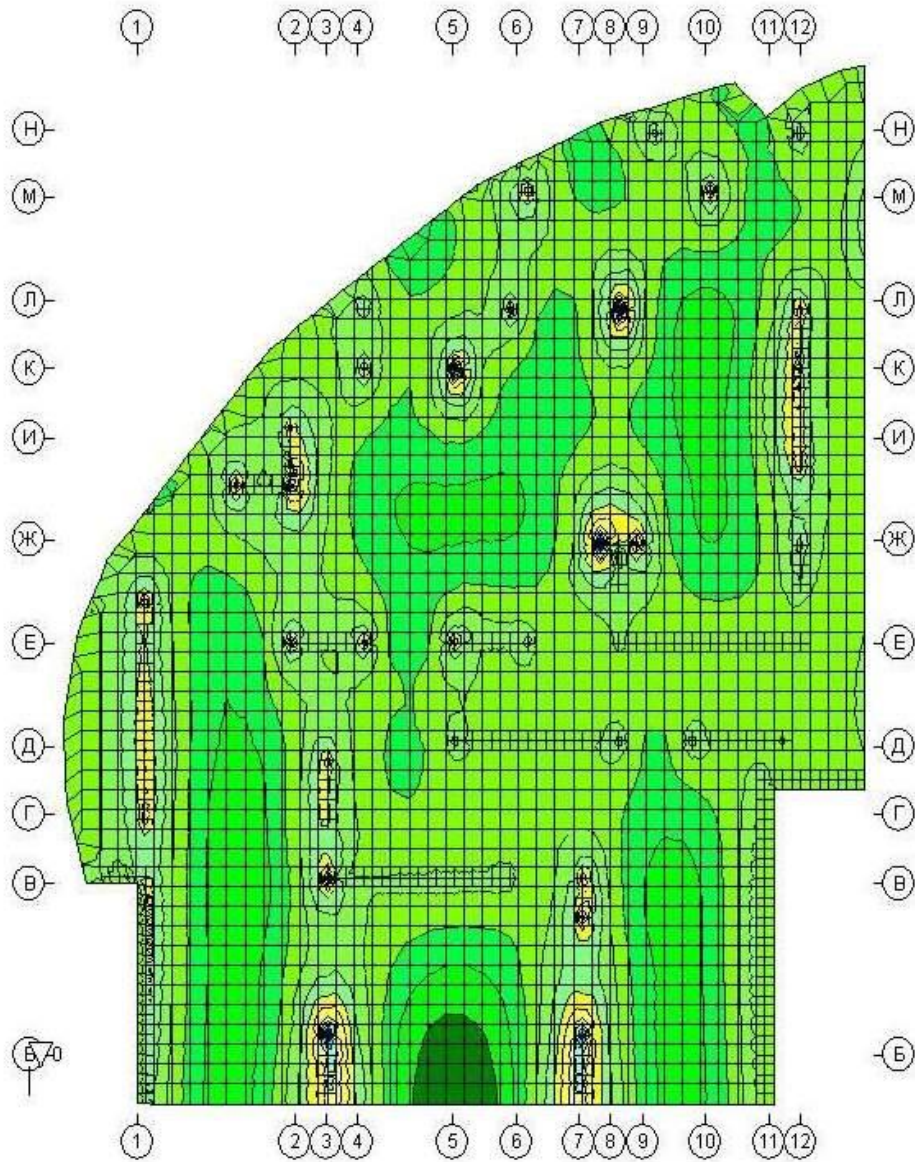


Рисунок 2.14 – Моменти МХ від повного навантаження, тм/м

Розрахунок армування прольотної смуги монолітної плити перекриття по найбільшому згинаючому моменту

Розрахунок армування смуги плити шириною $b = 1$ м за моментом M_X :

Вихідні дані для розрахування поперечного перерізу плити:

$b = 1$ м, $h = 20$ см, матеріал плити – бетон класу C20/25 з $f_{cd} = 14,5$ МПа, армований арматурою класу А400с з $f_{yd} = 365$ МПа. Згинальний момент $M = 20,8$ кН · м = 2080 кН · см

В середніх прольотах та середній опорі $d = h - a = 20 - 1,5 = 18,5$ см

При відсутності попередньо напруженої арматури в стиснутій зоні площу арматури визначаємо наступним чином.

Визначається значення

Для прольотної частини вздовж цифрової осі

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{2080}{1,45 \cdot 100 \cdot 18,5^2} = 0,0419$$

По таблиці визначаємо

$$\zeta = 0,9785$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$A_s = \frac{M}{\zeta f_{yd} d} = \frac{2080}{0,9785 \cdot 36,5 \cdot 18,5} = 3,15 \text{ см}^2$$

Приймаємо $\varnothing 10$ А400с з кроком 200 мм площею $A_s = 3,93 \text{ см}^2$

Розрахунок армування смуги плити шириною $b = 1$ м за моментом M_Y :

Вихідні дані для розрахування поперечного перерізу плити:

$b = 1$ м, $h = 20$ см, матеріал плити – бетон класу C20/25 з $f_{cd} = 14,5$ МПа, армований арматурою класу А400с з $f_{yd} = 365$ МПа. Згинальний момент $M = 17,6$ кН · м = 1760 кН · см

В середніх прольотах та середній опорі $d = h - a = 20 - 1,5 = 18,5$ см

При відсутності попередньо напруженої арматури в стиснутій зоні площу арматури визначаємо наступним чином.

Визначається значення

Для прольотної частини вздовж цифрової осі

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{1760}{1,45 \cdot 100 \cdot 18,5^2} = 0,0355$$

По таблиці визначаємо

$$\zeta = 0,9818$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$A_s = \frac{M}{\zeta f_{yd} d} = \frac{1760}{0,9818 \cdot 36,5 \cdot 18,5} = 2,65 \text{ см}^2$$

Приймаємо $\varnothing 10$ А400с з кроком 200 мм площею $A_s = 3,93 \text{ см}^2$

Розрахунок армування смуги плити шириною $b = 1$ м за моментом M_Y :

Вихідні дані для розрахування поперечного перерізу плити:

$b = 1$ м, $h = 20$ см, матеріал плити – бетон класу С20/25 з $f_{cd} = 14,5$ МПа, армований арматурою класу А400с з $f_{yd} = 365$ МПа. Згинальний момент $M = 17,6 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1760 \text{ кН} \cdot \text{см}$

В середніх прольотах та середній опорі $d = h - a = 20 - 1,5 = 18,5$ см

При відсутності попередньо напруженої арматури в стиснутій зоні площу арматури визначаємо наступним чином.

Визначається значення

Для прольотної частини вздовж цифрової осі

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{1760}{1,45 \cdot 100 \cdot 18,5^2} = 0,0355$$

По таблиці визначаємо

$$\zeta = 0,9818$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$A_s = \frac{M}{\zeta f_{yd} d} = \frac{1760}{0,9818 \cdot 36,5 \cdot 18,5} = 2,65 \text{ см}^2$$

Приймаємо $\varnothing 10$ А400с з кроком 200 мм площею $A_s = 3,93 \text{ см}^2$

Розрахунок армування надколонної смуги монолітної плити перекриття по найбільшому згинаючому моменту

Розрахунок армування за моментом M_X :

Вихідні дані для розрахування поперечного перерізу плити:

$b = 1$ м, $h = 20$ см, матеріал плити – бетон класу C20/25 з $f_{cd} = 14,5$ МПа, армований арматурою класу A400с з $f_{yd} = 365$ МПа. Згинальний момент $M = 61,8$ кН · м = 6180 кН · см

В середніх прольотах та середній опорі $d = h - a = 20 - 1,5 = 18,5$ см

При відсутності попередньо напруженої арматури в стиснутій зоні площу арматури визначаємо наступним чином.

Визначається значення

Для прольотної частини вздовж цифрової осі

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{6180}{1,45 \cdot 100 \cdot 18,5^2} = 0,1245$$

По таблиці визначаємо

$$\zeta = 0,9334$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$A_s = \frac{M}{\zeta f_{yd} d} = \frac{6180}{0,9334 \cdot 36,5 \cdot 18,5} = 9,81 \text{ см}^2$$

Приймаємо $\varnothing 16$ A400с з кроком 200 мм площею $A_s = 10,05 \text{ см}^2$

Розрахунок армування за моментом M_Y :

Вихідні дані для розрахування поперечного перерізу плити:

$b = 1$ м, $h = 20$ см, матеріал плити – бетон класу C20/25 з $f_{cd} = 14,5$ МПа, армований арматурою класу A400с з $f_{yd} = 365$ МПа. Згинальний момент $M = 64,6$ кН · м = 6460 кН · см

В середніх прольотах та середній опорі $d = h - a = 20 - 1,5 = 18,5$ см

При відсутності попередньо напруженої арматури в стиснутій зоні площу арматури визначаємо наступним чином.

Визначається значення

									Лист
									47
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

Для прольотної частини вздовж цифрової осі

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{6460}{1,45 \cdot 100 \cdot 18,5^2} = 0,1302$$

По таблиці визначаємо

$$\zeta = 0,9302$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$A_s = \frac{M}{\zeta f_{yd} d} = \frac{6460}{0,9302 \cdot 36,5 \cdot 18,5} = 10,28 \text{ см}^2$$

Приймаємо $\varnothing 18$ А400с з кроком 200 мм площею $A_s = 12,7 \text{ см}^2$

Таким чином, монолітна плита перекриття армується наступним чином:

- прольотні ділянки плити на яких діють додатні та від'ємні прольотні моменти армуються окремими стержнями діаметром 10 мм з кроком 200 мм
- на опорах, де діють найбільші від'ємні згинаючі моменти та перерізуюча сила, плита армується просторовими каркасами та стержнями з арматурою діаметром 18 мм із кроком 200 мм.

2.3. Розрахунок фундаментів

Вихідні дані

Свердловини № 1; 2; 3;

Відмітка: 1 – 149.3; 2 – 150.7; 3 – 149.1;

Монолітна залізобетонна колона: розміри колони $b \times h = 300 \times 300$ мм

$N = 2060,3$ кН, $M = 10,05$ кН · м

						Лист
						48
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата		

забезпечується сумісною роботою диску перекриття та вертикальних несучих конструкцій.

Фундаменти проектуються жорсткими, окремо для кожної колони, пілона та під несучі монолітні стіни виходячи з інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

Колони проектуються з монолітного залізобетону, перерізом 300×300 мм в межах підвального поверху, та 300×300 мм в межах всіх наступних поверхів.

Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

1 шар: насипний шар, який складається з рослинного ґрунту. Не нормується.

2 шар: потужність шару 1,5 – 2,2 м:

$$\text{коефіцієнт пористості } e = \frac{\rho_s(1+W)}{\rho} - 1 = \frac{26,8 \cdot (1+0,24)}{18,1} - 1 = 0,84$$

$$\text{число пластичності: } I_P = W_L - W_P = 0,31 - 0,2 = 0,11$$

$$\text{показник текучості: } I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{0,24 - 0,2}{0,31 - 0,2} = 0,36$$

$$\text{щільність сухого ґрунту } \rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{18,1}{1+0,24} = 14,6 \text{ кН/м}^3$$

$$\text{пористість ґрунту } n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}\right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{14,6}{26,8}\right) \cdot 100 = 46\%$$

Горизонт представлений суглинками в тугопластичному стані.

3 шар: потужність шару 4,3 – 5,0 м

$$\text{коефіцієнт пористості } e = \frac{\rho_s(1+W)}{\rho} - 1 = \frac{27 \cdot (1+0,27)}{19,6} - 1 = 0,75$$

$$\text{число пластичності: } I_P = W_L - W_P = 0,36 - 0,24 = 0,12$$

$$\text{показник текучості: } I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{0,27 - 0,24}{0,36 - 0,24} = 0,25$$

$$\text{щільність сухого ґрунту } \rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{19,6}{1+0,27} = 15,4 \text{ кН/м}^3$$

						Лист
						50
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата		

$$\text{пористість ґрунту } n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}\right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{15,4}{27,0}\right) \cdot 100 = 43\%$$

Горизонт представлений суглинком напівтвердим

4 шар: потужність шару 4,8 – 5,6 м.

$$\text{коефіцієнт пористості } e = \frac{\rho_s(1+W)}{\rho} - 1 = \frac{26,9 \cdot (1+0,21)}{20,7} - 1 = 0,57$$

$$\text{щільність сухого ґрунту } \rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{20,7}{1+0,21} = 17,1 \text{ кН/м}^3$$

$$\text{пористість ґрунту } n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}\right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{17,1}{26,9}\right) \cdot 100 = 36\%$$

$$\text{ступінь вологості: } S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{26,9 \cdot 0,21}{0,57 \cdot 1,0} = 0,99 - \text{насичений водою}$$

Горизонт представлений пилюватим піском щільного складу, насиченого водою

5 шар: розвідана потужність шару 5,0-10 м.

$$\text{коефіцієнт пористості } e = \frac{\rho_s(1+W)}{\rho} - 1 = \frac{27,2 \cdot (1+0,25)}{19,8} - 1 = 0,72$$

$$\text{число пластичності: } I_P = W_L - W_P = 0,29 - 0,24 = 0,05$$

$$\text{показник текучості: } I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{0,25 - 0,24}{0,29 - 0,24} = 0,2$$

$$\text{щільність сухого ґрунту } \rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{19,8}{1+0,25} = 15,8 \text{ кН/м}^3$$

$$\text{пористість ґрунту } n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}\right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{15,8}{27,2}\right) \cdot 100 = 42\%$$

Горизонт представлений пластичним супіском.

Вибір несучого шару та відмітки підшови фундаменту

Планувальна відмітка поверхні землі відповідає абсолютній відмітці 149,0. За умовну відмітку $\pm 0,000$ прийнята абсолютна відмітка 149,5 м. Відмітка пола підвального поверху прийнята 147,0. Відмітка верху фундаменту прийнята 146,8. Висота фундаменту $H_f = 1,5$ м

В якості несучого шару ґрунту прийнятий третій горизонт – суглинок напівтвердий. Відмітка підшови фундаменту складає 145,300 або -4,200.

									Лист
									51
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

Визначення розмірів подошви фундаменту

Зусилля, діючі на фундамент: $N = 2060,3$ кН, $M = 10,05$ кН · м

Розрахунковий опір ґрунту за формулою рекомендованою ДБН В.2.1-10-2009

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_Y k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}]$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймаються за таблицею Е.7 ДБН В.2.1-10-2009

k – коефіцієнт, що приймається рівним $k = 1,1$

M_Y , M_q , M_c – коефіцієнти, що приймаються за таблицею Е.8 ДБН В.2.1-10-2009;

k_z – коефіцієнт, що приймається рівним:

при $b < 10$ м – $k_z = 1$

b – ширина подошви фундаменту, м;

γ_{11} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту, кН/м³;

γ'_{11} – те саме, що залягають вище подошви;

c_{11} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа;

d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за формулою

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf}\gamma_{cf}}{\gamma'_{11}};$$

де h_s – товщина шару ґрунту вище подошви фундаменту з боку підвалу, м;

h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м;

γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³;

Середнє напруження під подошвою: 463,2 кН/м²

Розрахунок виконаний з урахуванням додаткового напруження в рівні подошви фундаменту $P_0 = 376 \text{ кН/м}^2$

Характеристики ґрунту під подошвою фундаменту наведені в таблиці 2.9

Результати розрахунку наведені в табличній формі в таблиці 2.10

Розрахунок ведеться за формулою:

$$S_i = \frac{0,8 \cdot h_0 \cdot \sigma_{\text{ср}}}{E}$$

Таблиця 2.9 – Характеристики ґрунту нижче подошви фундаменту

№	Товщина шару, м	Модуль пружності, кН/м ²	Об'ємна вага, кН/м ³
1	3.800	11210	19,6
2	5.600	14000	20,7
3	7.000	18000	20,7

Осадка фундаменту складає 4.4 см, що не виходить за межі норми (8 см)

Розрахунок осадки фундаменту

Z_i , м	$2 \cdot \frac{Z}{b}$	α	$\sigma_{зр}$, кН/м ²	γ_s , кН/м ³	H_i , м	$\gamma \cdot H$	$0,2 \cdot \gamma \cdot H$	E	h_{i_0} , м	$S_i = \frac{0,8 \cdot h_0 \cdot \sigma_{ср}}{E}$	Всього
0.356	0.4	0.96	361	19,6	4.66	88,7	17,74	11210	0.356	0.00936	0.00936
0.712	0.8	0.81	301	19,6	5.01	95,7	19,13	11210	0.356	0.00841	0.0178
1.07	1.2	0.608	229	19,6	5.37	103	20,53	11210	0.356	0.00673	0.0245
1.42	1.6	0.451	170	19,6	5.72	110	21,92	11210	0.356	0.00506	0.0296
1.78	2.0	0.338	127	19,6	6.08	117	23,32	11210	0.356	0.00377	0.0333
2.14	2.4	0.259	97,4	19,6	6.44	124	24,71	11210	0.356	0.00285	0.0362
2.49	2.8	0.203	76,2	19,6	6.79	131	26,11	11210	0.356	0.0022	0.0384
2.85	3.2	0.161	60,7	19,6	7.15	138	27,50	11210	0.356	0.00174	0.0401
3.2	3.6	0.132	49,7	19,6	7.5	144	28,90	11210	0.356	0.0014	0.0415
3.56	4	0.109	41	19,6	7.86	151	30,3	11210	0.356	0.00115	0.0427
3.8	4.3	0.0975	37	19,6	8.1	160	31,24	11210	0.356	0.00066	0.043
4.16	4.67	0.082	31	19,6	8.46	164	32,71	11210	0.356	0.000688	0.044

Визначення розмірів монолітного фундаменту

Приймаємо бетон класу С15/20 з $f_{cd} = 11,5$ МПа

Фундамент на природній основі: $b \times h = 1,8 \times 2,5$ м

Розміри колони: $b \times l = 0,3 \times 0,3$ м

За рекомендаціями до проектування монолітних з.-б. фундаментів під монолітні з.-б. колони приймаємо монолітний фундамент з наступними розмірами:

- по висоті: при висоті плитної частини 1500 мм приймаємо 3 ступені висотою 450мм; 450мм; 600мм

- в плані: найбільший консольний виліт першої ступені фундаменту 450мм (вздовж довгої сторони фундаменту). Мінімальний консольний виліт першої ступені вздовж короткої сторони фундаменту складає 250 мм.

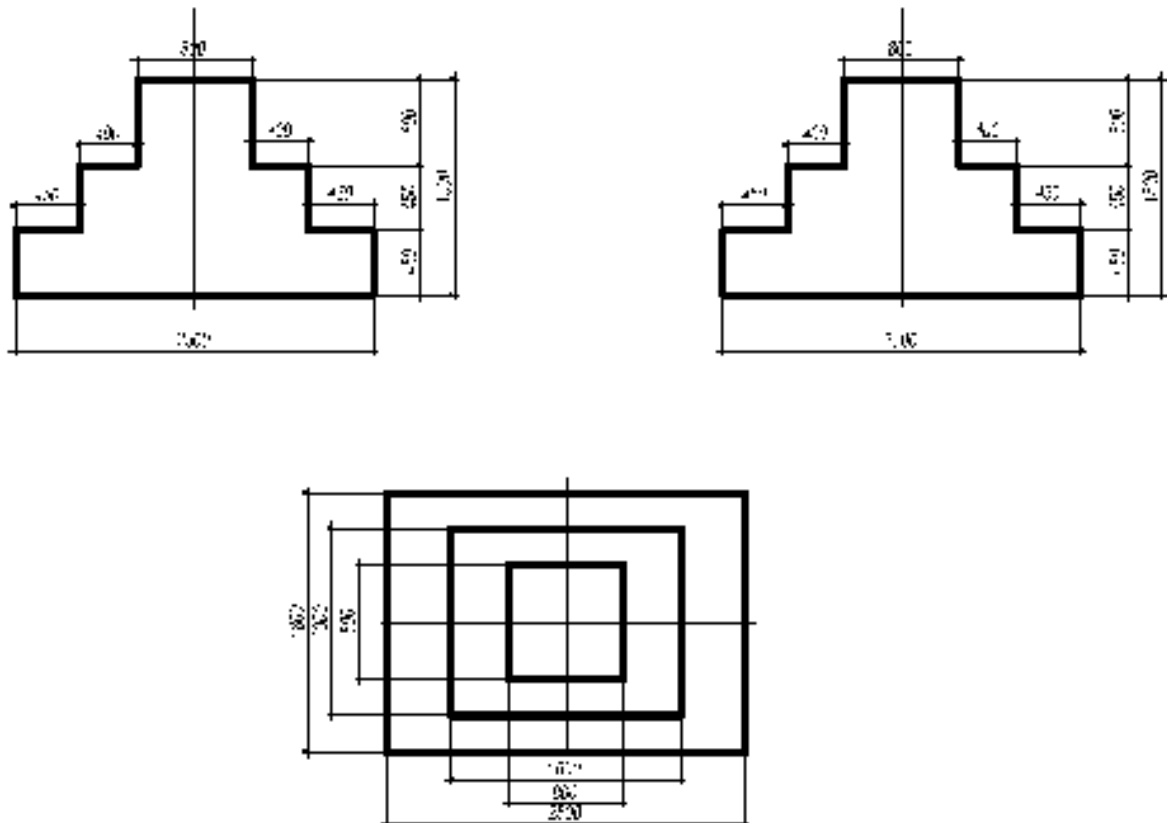


Рисунок 2.15 – Розміри фундаменту

										Лист
										57
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Розрахунок на продавлювання

Перевіримо, чи задовольняє прийнята висота першої ступені фундаменту умовам її продавлювання.

Опір фундаменту під колону на продавлювання перевіряють на продавлювання в межах $2d$ від контуру колони.

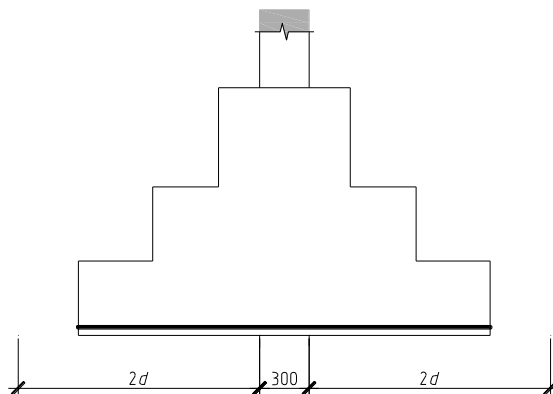


Рисунок 2.16 – Поперечний розріз фундаменту для розрахунку на продавлювання

При товщині захисного шару 50 мм робоча висота фундаменту складатиме $1500 - 50 = 1450$ мм. Ширина контрольного периметру складатиме 2900 мм, що значно більше ширини підшви фундаменту. В такому випадку перевірку на продавлювання виконувати не потрібно.

Армування підшви фундаменту

Необхідну площу арматури визначаємо за напрямком дії найбільшого згинаючого моменту, тобто вздовж довгої сторони фундаменту

$$P = 463,2 \text{ кПа}$$

$$M_{I-I} = \frac{P \cdot c^2}{2} = \frac{463,2 \cdot 0,85^2}{2} = 167,3 \text{ кПа} \cdot \text{м}$$

$$f_{sd} = 365 \text{ МПа} = 365 \cdot 10^3 \text{ кПа}$$

$$A_s = \frac{M_{I-I}}{f_{sd} \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{167,3}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,45} = 3,51 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,51 \text{ см}^2$$

									Лист
									58
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

Приймаємо $5\varnothing 10$ А400С, $A_s = 3,93 \text{ см}^2$ з кроком 200 мм на 1 м.п. підошви фундаменту в обох напрямках. Кількість стержнів та загальна вага сітки наведена на кресленні.

2.4. Дослідницько-розрахунковий

Вступ

Актуальність дослідження. Поліпшення архітектурної виразності будівництва, підвищення якості житлового та громадського будівництва а також ефективне вирішення питань енергозбереження є актуальним питанням у порівнянні з попередніми роками.

Основними причинами, які стримували монолітне будівництво були, ускладнення при зведенні будівель в зимових умовах; недостатнє забезпечення процесу зведення сучасними системами інвентарних опалубок. Окрім цього при виконанні робіт по виготовленню будівельних конструкцій з монолітного бетону на будівельному майданчику, використовують потоково-індустріальний метод зведення. При цьому методі використовують комплексну механізацію будівельно-технологічного процесу. Для такого метода характерне: індустріальне виготовлення сумішей та арматурних каркасів та сіток; транспортування; використання універсальних опалубних систем та будівельних риштувань, які використовуються неодноразово і забезпечують змогу швидкого бетонування та розпалублення окремих конструкцій і в повному обсязі монолітних будівель.

Багаторічний досвід зведення будівель та споруд свідчить про тенденцію до більш широкого впровадження монолітного бетону в сучасний процес будівництва.

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

Задачі дослідження.

										Лист
										59
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Дослідження впливу різного класу бетону монолітних конструкцій та ядра жорсткості на просторову жорсткість монолітно-каркасної житлової будівлі.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан залізобетонної монолітно-каркасної будівлі при різному співвідношенні класу бетону монолітних конструкцій і бетону ядра жорсткості.

Предмет дослідження – залізобетонна монолітно-каркасна будівля.

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

Практична значимість: отримані результати дозволяють вибирати оптимальне співвідношення класу бетону монолітних конструкцій і бетону ядра жорсткості для найкращого забезпечення просторової жорсткості висотної будівлі.

Огляд досліджень

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 скінчених елементів), континуальна і дискретно-континуальна моделі.

У практиці проектування розрахунків багатоповерхових 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 багатоповерхового 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 нормама, 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. Ільїна, Н.І. Карпенко, Т.А. Мухамедієва, А.І. Плотникова, Н.Н. Попова, Б.З. Расторгуєва, Е.А. Чистякова та інших.

В роботі [Ошибка! Источник ссылки не найден.] 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 [Ошибка! Источник ссылки не найден.] прийнятий метод скінчених елементів. В рамках досліджень були розглянуті розрахункові моделі, що відрізняються типом використаних скінчених елементів – плоских прямокутних і трикутних, стрижневих (для перемичок ядер з прорізами), густотою скінчено-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 скінчених елементів з використанням програми «ЛПРА 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 скінчені елементи (КЕ №41 – універсальний прямокутний СЕ оболонки), розміром від 6×6 мм до 12,7×12,7 мм. Перемички ділилися по довжині і висоті на прямокутні скінчені 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 скінчених елементів мають хорошу збіжність з результатами експериментів (рисунк 2.16). Відхилення не перевищують 7% при оцінці зусиль і складають 7-11% для деформацій.

Також в [Ошибка! Источник ссылки не найден.] представлені результати порівняльного розрахункового аналізу ядер жорсткості прямокутної форми в плані з різним розташуванням і кількістю отворів і різної

висоти, виконаних на основі скінчено-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.

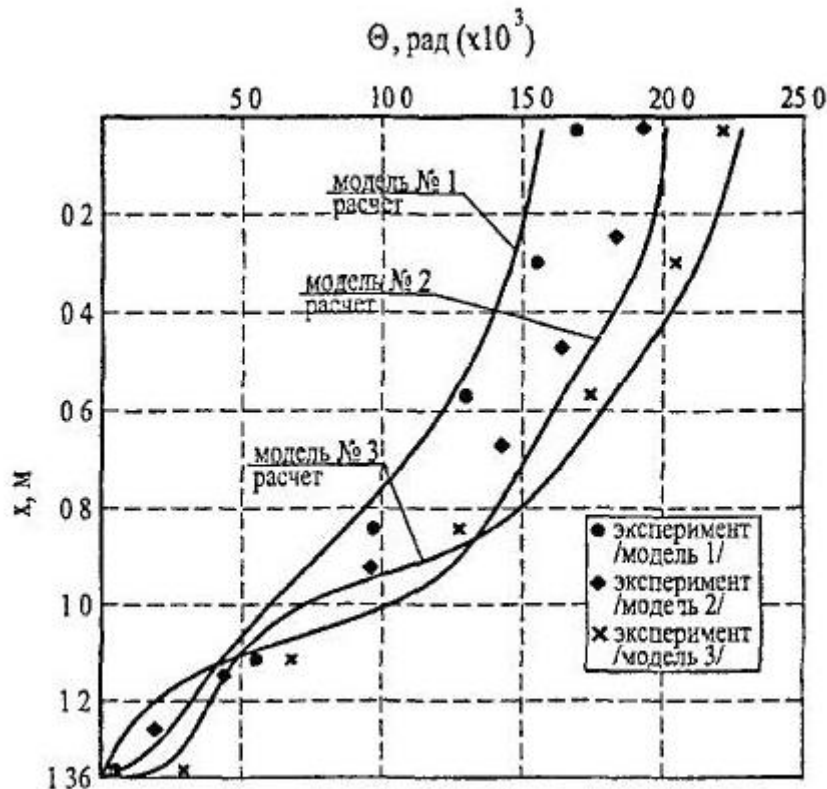


Рисунок 2.16 - Графіки кутів закручування моделей ядер жорсткості

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 2.17). Ця різниця зростає з ростом співвідношення B/H , де B – 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.

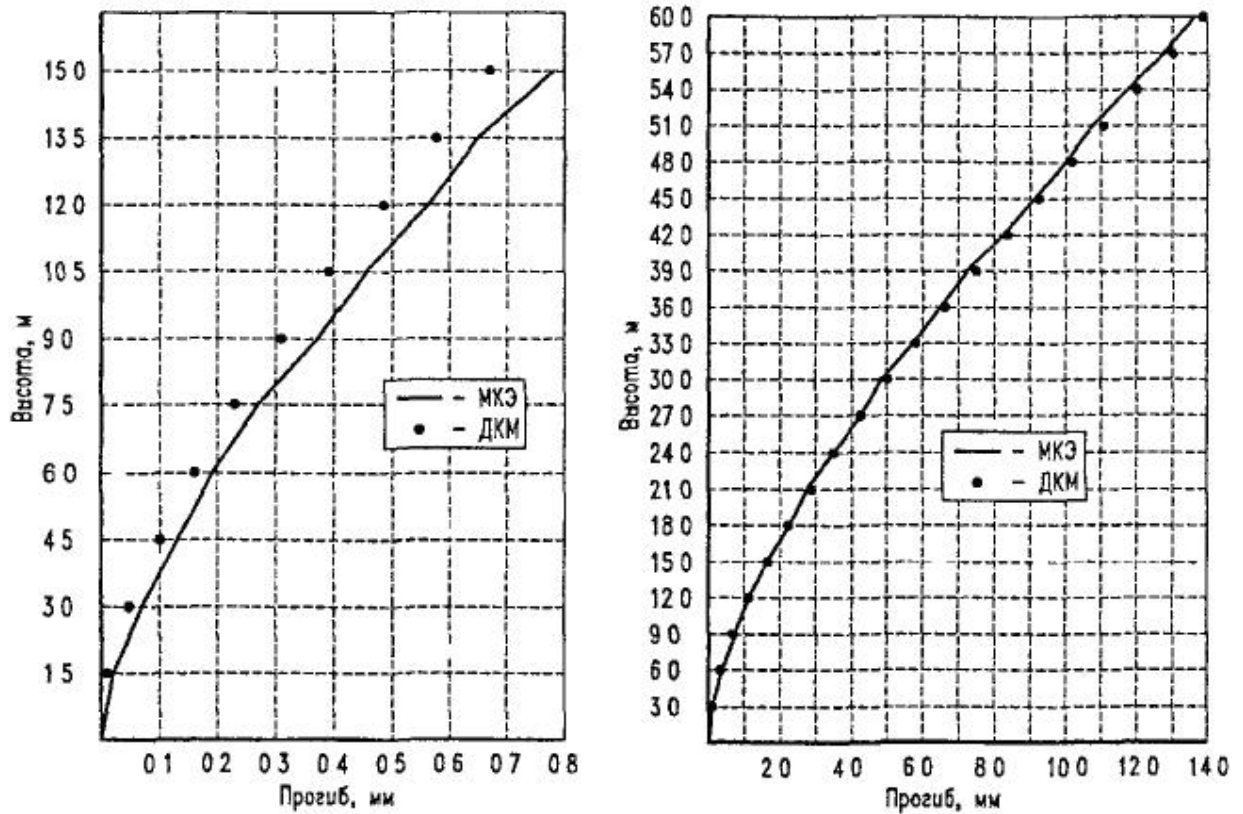


Рисунок 2.17 - Графіки прогинів для моделей висотою 15 м, 60 м

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.

Дослідження впливу різниці класу бетону ядра жорсткості та інших конструкцій монолітно-каркасних будівель на їх просторову жорсткість.

Програмні комплекси розрахунку будівельних конструкцій є ефективними засобами розрахунку висотних будівель. Вони з достатньою точністю дозволяють визначити величини напружень в частинах будівель і величини переміщень окремих точок об'єкту. Взаємозв'язок програмних комплексів Мономах-САПР і Ліра-САПР дозволяють експортувати розрахункову схему із програмного комплексу Мономах-САПР, яка була створена в розділі 2.1 при компонованні каркасу (Рисунок 2.18 **Ошибка!** **Источник ссылки не найден.**).

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.

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 скінчених елементів. В такому випадку розрахункова схема для розрахунку на програмному комплексі Ліра-САПР прийме вигляд:

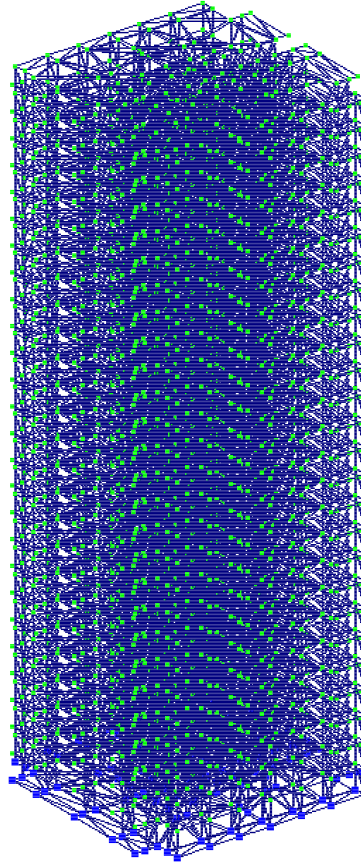


Рисунок 2.18 - Скінчено-елементна модель будівлі

При цьому жорсткості елементів будуть мати наступні значення:

При цьому:

тип жорсткості 1 –елементи, які моделюють пілони;

тип жорсткості 2 –елементи, які моделюють плиту перекриття;

тип жорсткості 3 –елементи, які моделюють фундаментну плиту;

тип жорсткості 4 –елементи, які моделюють ядро жорсткості товщиною 200 мм;

тип жорсткості 5 –елементи, які моделюють ядро жорсткості товщиною 300 мм.

Таблиця 2 - Жорсткості елементів розрахункової схеми

Тип жорсткості	Імя	Параметри (сечення-(см) жорсткості-(МН,м) расп.вес-(МН,м))
1	Пластина Н 30	$E=30000, V=0.25, H=30, R_0=0.025$
2	Пластина Н 20	$E=30000, V=0.25, H=20, R_0=0.025$
3	Пластина Н 90	$E=30000, V=0.25, H=90, R_0=0.025$
4	Пластина Н 20	$E=30000, V=0.25, H=20, R_0=0.025$
5	Пластина Н 30	$E=30000, V=0.25, H=30, R_0=0.025$

Елементи, які моделюють фундаментну плиту приймаємо обперту на пружну основу. Величина коефіцієнтів пружної основи C_1 і C_2 визначається із геологічних умов будівництва (Рисунок 2.19).

В роботі проводиться дослідження впливу співвідношення класу бетону несучих конструкцій (колон, пілонів і плит перекриття) і бетону ядра жорсткості на деформативність будівлі, тобто горизонтальні деформації. В такому випадку до розрахункової схеми прикладаємо виключно горизонтальні навантаження. Почергово змінюємо модулі деформації елементів отримаємо необхідні результати розрахунків. Модулі пружності елементів задаємо такми, що дорівнюють певному класу бетону. Клас бетону ядра жорсткості не повинен бути меншим за клас бетону несучих конструкцій (колон, пілонів і плит перекриття).

Для достовірних результатів розрахунку до розрахункової схеми прикладаємо дійсні горизонтальні навантаження, тобто вітрові навантаження на будівлю для м. Києва.

Вітрове навантаження – змінне навантаженням, для якого нормами проектування встановлені два розрахункові значення:

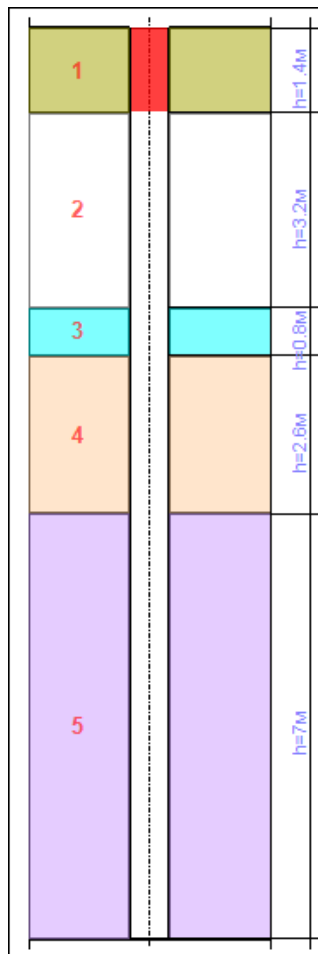
1. граничне розрахункове значення;
2. експлуатаційне розрахункове значення.

Горизонтальне вітрове навантаження на будівлю необхідно 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.



Характеристики слоя		Характеристики слоя		Характеристики слоя		Характеристики слоя	
Номер текущего слоя (i)	1	Номер текущего слоя (i)	2	Номер текущего слоя (i)	3	Номер текущего слоя (i)	4
Цветовое отображение слоя	Зеленый	Цветовое отображение слоя	Белый	Цветовое отображение слоя	Синий	Цветовое отображение слоя	Оранжевый
Модуль деформации слоя (E)	24.5166 МПа	Модуль деформации слоя (E)	22.5553 МПа	Модуль деформации слоя (E)	13.7293 МПа	Модуль деформации слоя (E)	8.82598 МПа
Е _с = k _с * E _г Коэффициент (k _с)	1	Е _с = k _с * E _г Коэффициент (k _с)	0	Е _с = k _с * E _г Коэффициент (k _с)	0	Е _с = k _с * E _г Коэффициент (k _с)	0
Коэффициент Пуассона (m)	0.48	Коэффициент Пуассона (m)	0.24	Коэффициент Пуассона (m)	0.19	Коэффициент Пуассона (m)	0.36
Толщина слоя (h)	1.4 м	Толщина слоя (h)	0.8 м	Толщина слоя (h)	2.6 м	Толщина слоя (h)	7 м
Удельный вес грунта (g)	0.0189268 МН/м ³	Удельный вес грунта (g)	0.016279 МН/м ³	Удельный вес грунта (g)	0.0157887 МН/м ³	Удельный вес грунта (g)	0.0160829 МН/м ³
Признак грунта <input type="radio"/> Песчаный <input checked="" type="radio"/> Пылеватоглинистый		Признак грунта <input checked="" type="radio"/> Песчаный <input type="radio"/> Пылеватоглинистый		Признак грунта <input type="radio"/> Песчаный <input type="radio"/> Пылеватоглинистый		Признак грунта <input checked="" type="radio"/> Песчаный <input type="radio"/> Пылеватоглинистый	
<input type="checkbox"/> Слой является водонасыщенным <input type="radio"/> водупорным		<input type="checkbox"/> Слой является водонасыщенным <input type="radio"/> водупорным		<input type="checkbox"/> Слой является водонасыщенным <input type="radio"/> водупорным		<input type="checkbox"/> Слой является водонасыщенным <input type="radio"/> водупорным	
Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова (C ₀)	13.7293 МН/м ²	Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова (C ₀)	0 МН/м ²	Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова (C ₀)	0 МН/м ²	Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова (C ₀)	0 МН/м ²

Рисунок 2.19 – Геологічний розріз і характеристики ґрунту основи

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

						Лист
						70
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата		

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

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

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.

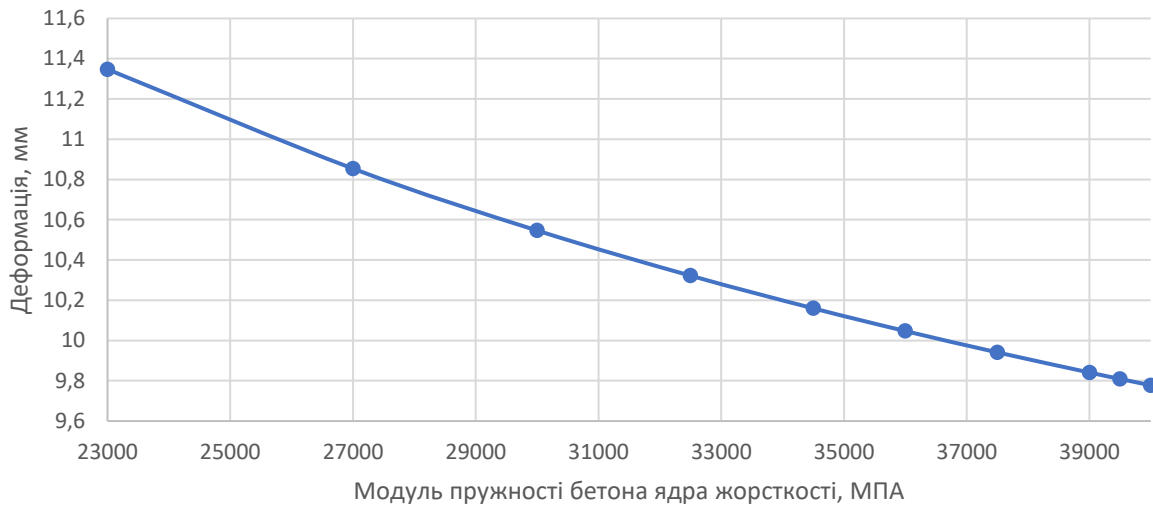
Таблиця 2.11 - Таблиця модулів пружності для класів бетону, МПа.

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

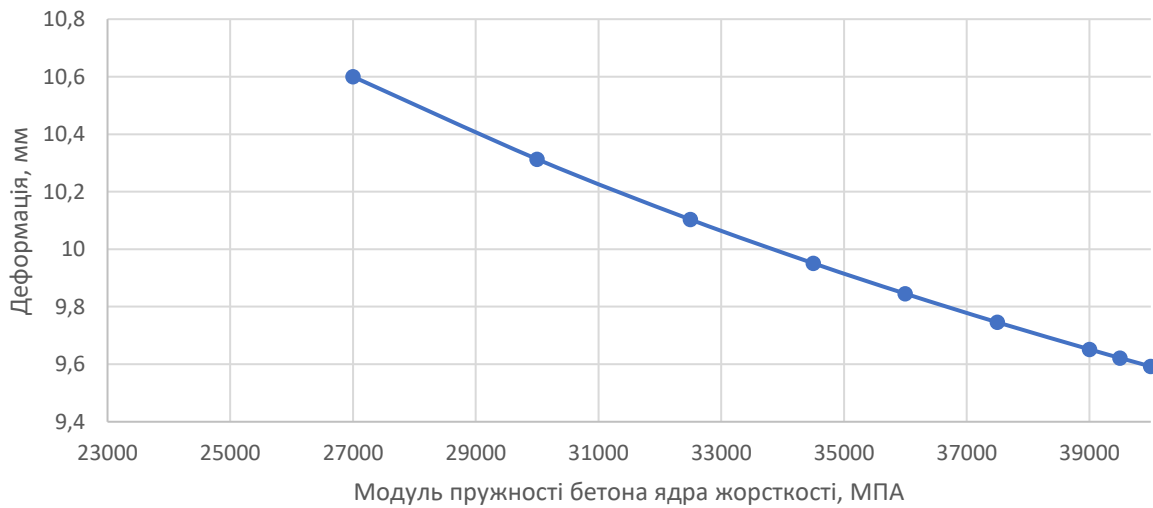
За результатами розрахунку побудуємо графіки залежності горизонтальних деформацій будівлі (прийемо найбільш деформовану точку для кожного навантаження) в залежності від класу бетону ядра жорсткості, після чого об'єднаємо ці графіки для порівняльного аналізу різних жорсткостей несучих конструкцій.

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.

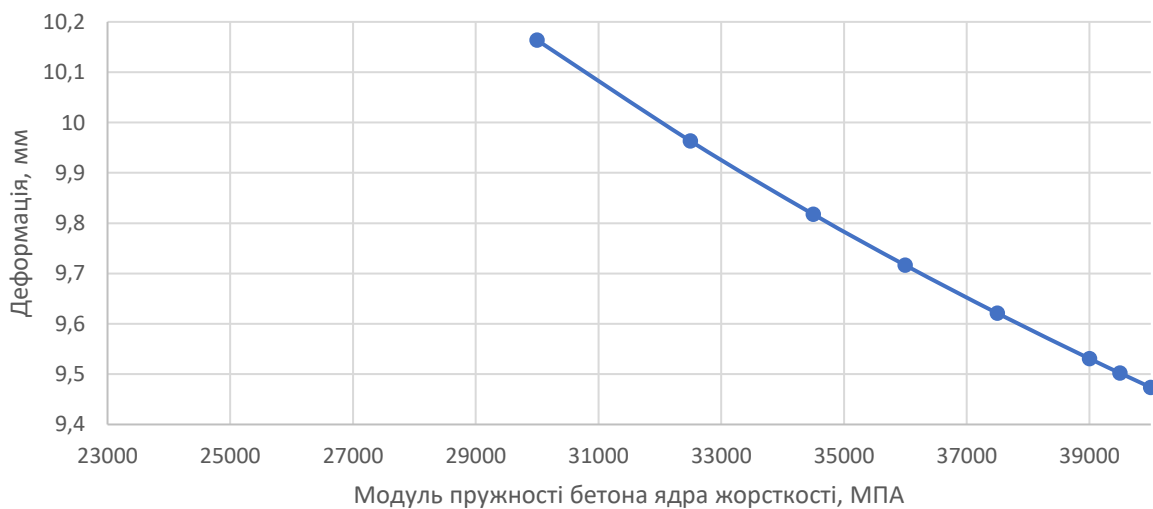
Клас бетону несучих конструкцій С 12/15



Клас бетону несучих конструкцій С 16/20

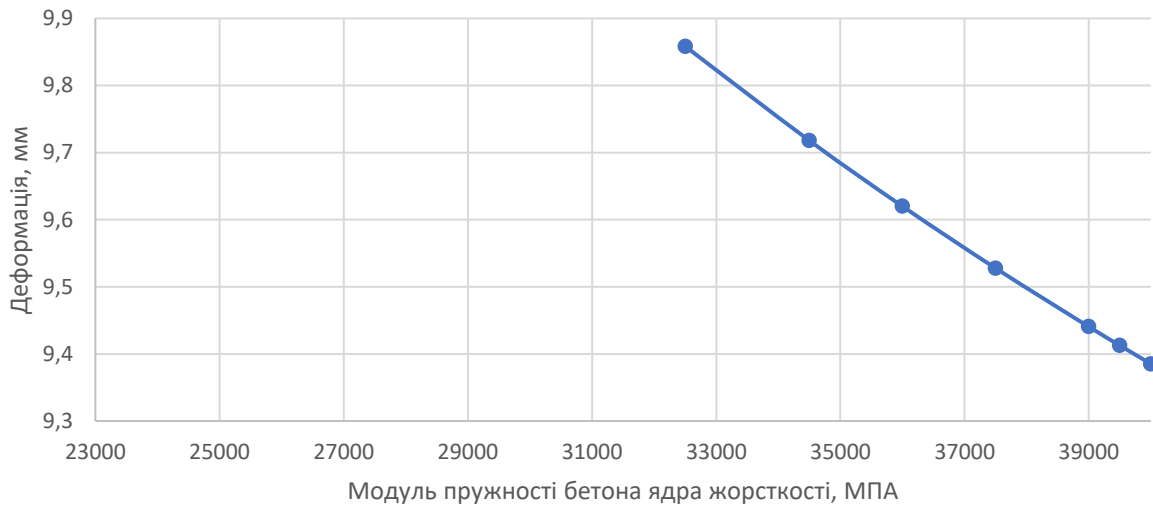


Клас бетону несучих конструкцій С 20/25

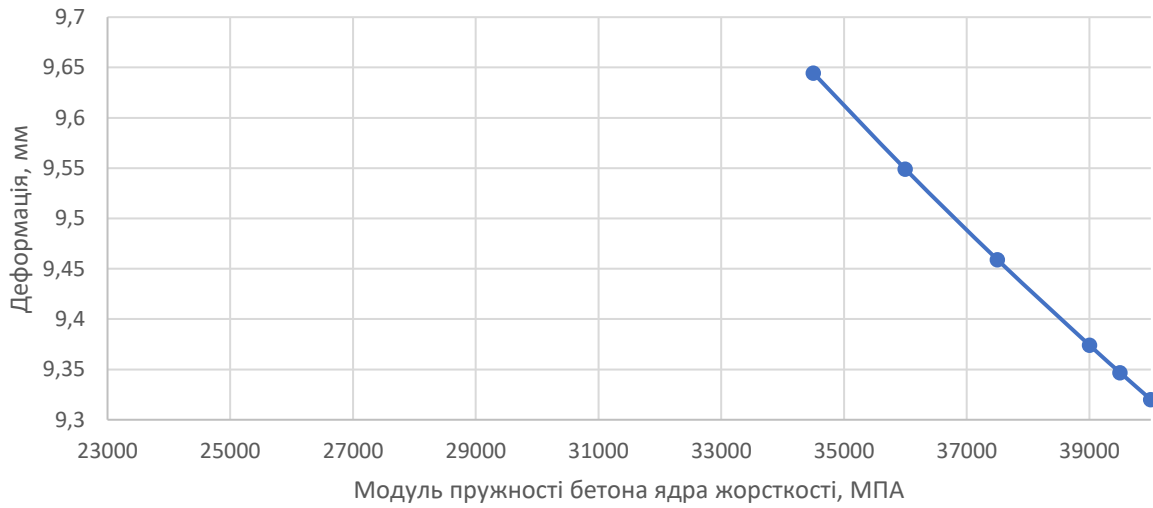


Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата

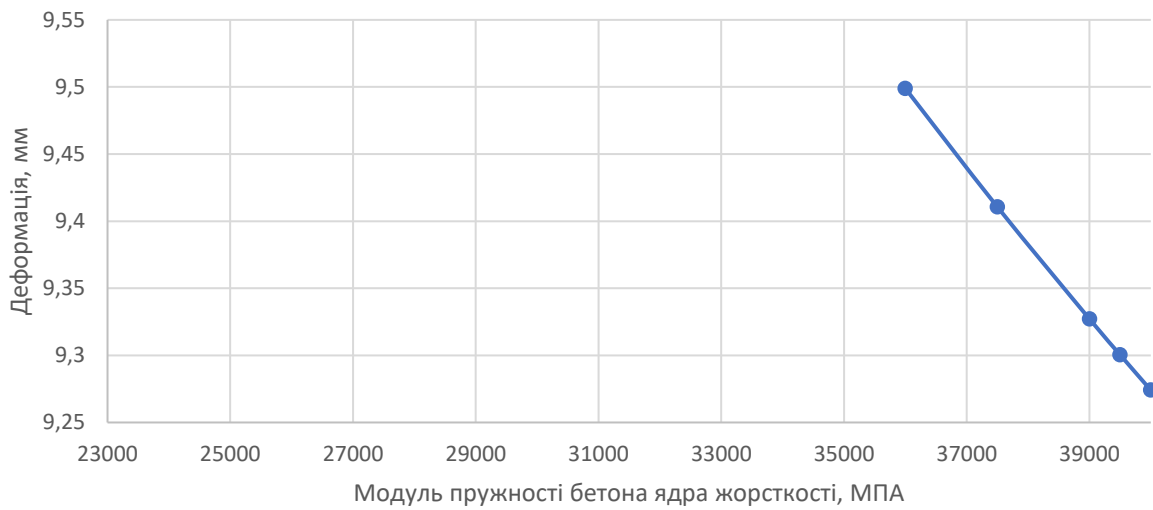
Клас бетону несучих конструкцій С 25/30



Клас бетону несучих конструкцій С 30/35

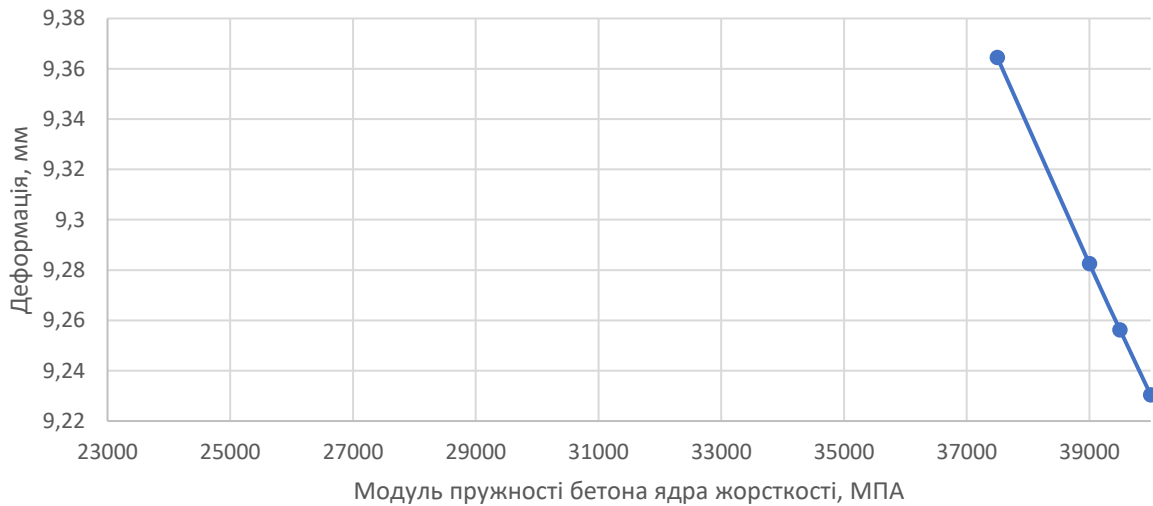


Клас бетону несучих конструкцій С 32/40

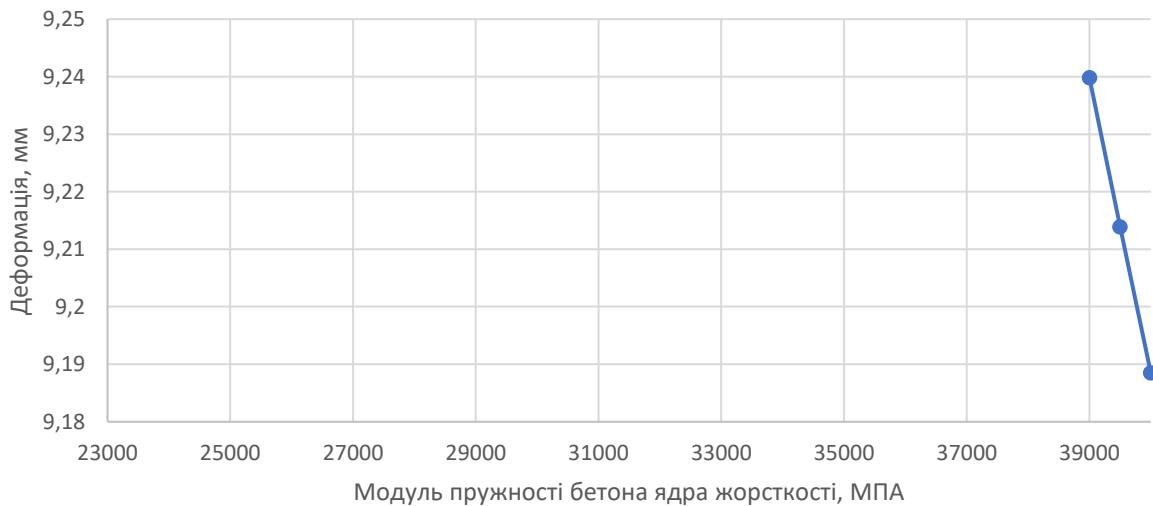


Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата

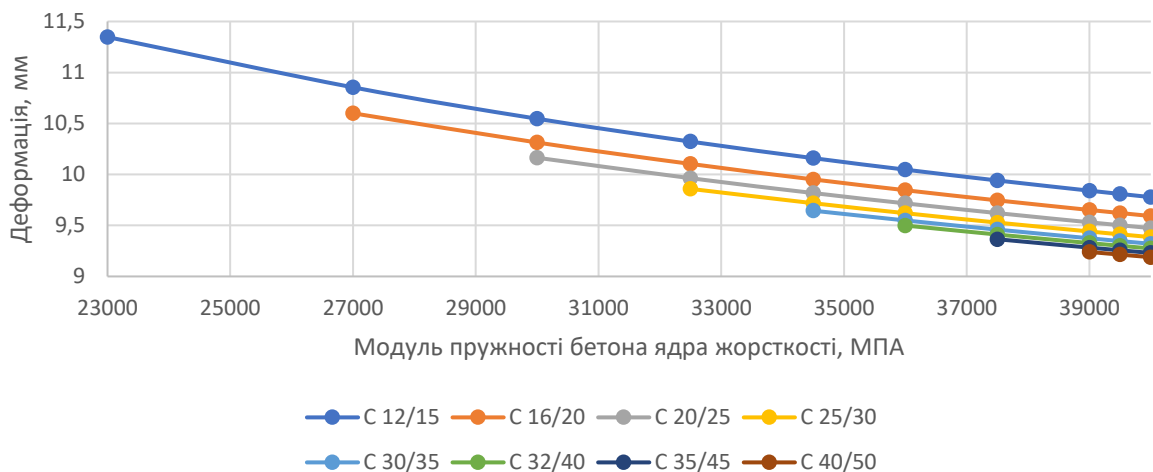
Клас бетону несучих конструкцій С 35/45



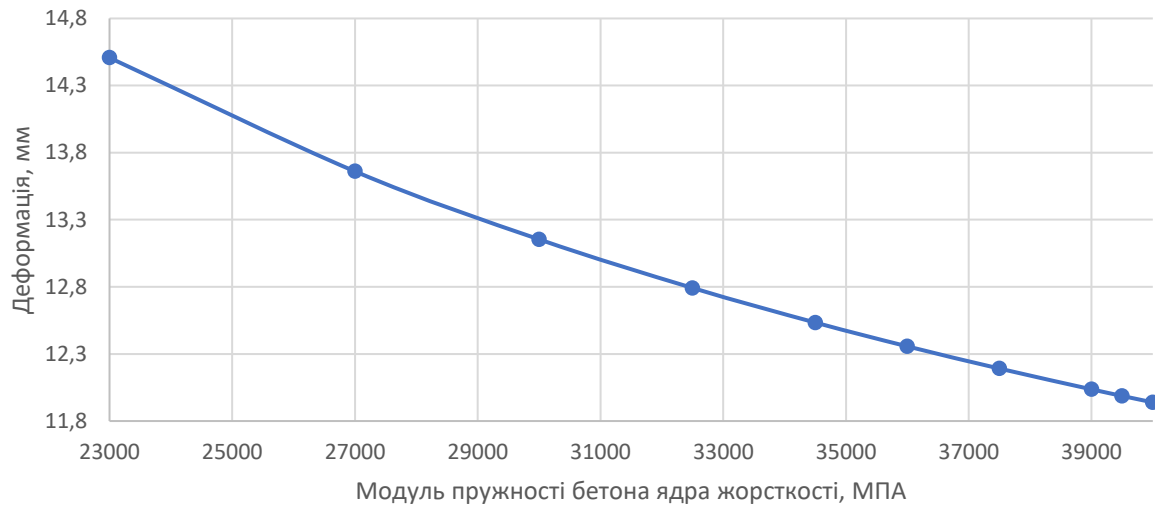
Клас бетону несучих конструкцій С 40/50



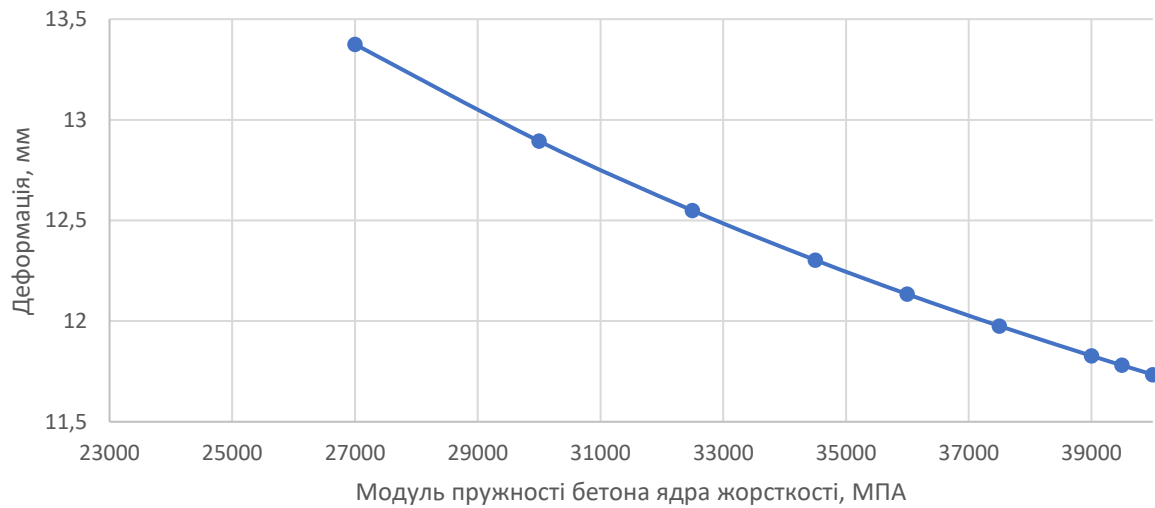
Порівняльний аналіз деформацій при різних жорсткостях несучих конструкцій



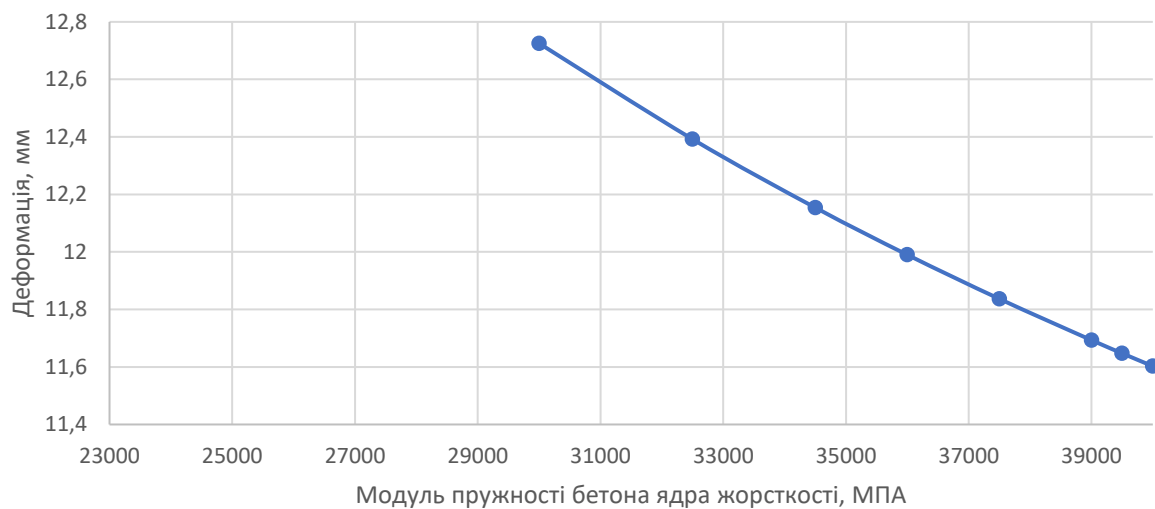
Клас бетону несучих конструкцій С 12/15



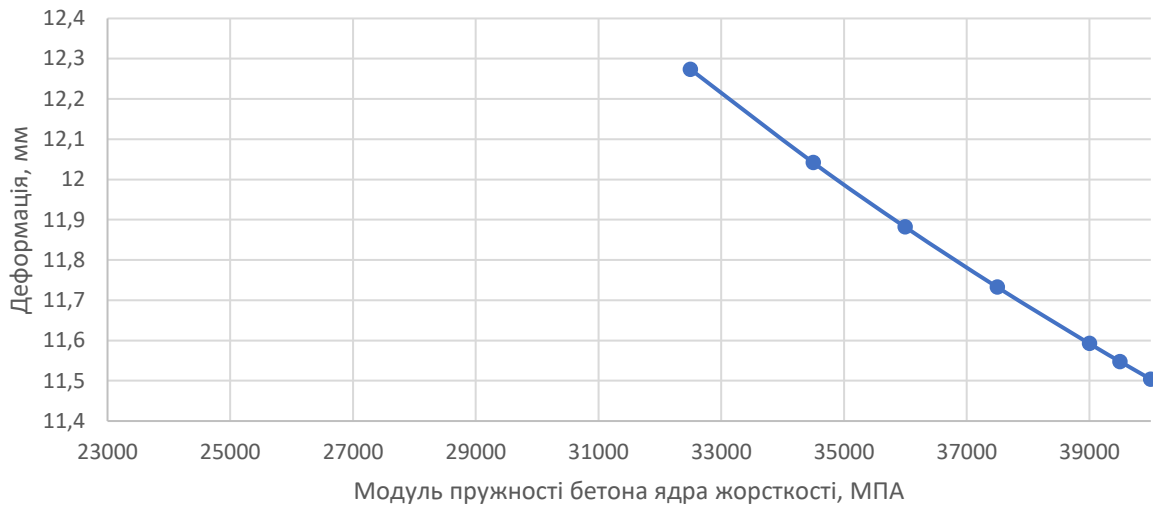
Клас бетону несучих конструкцій С 16/20



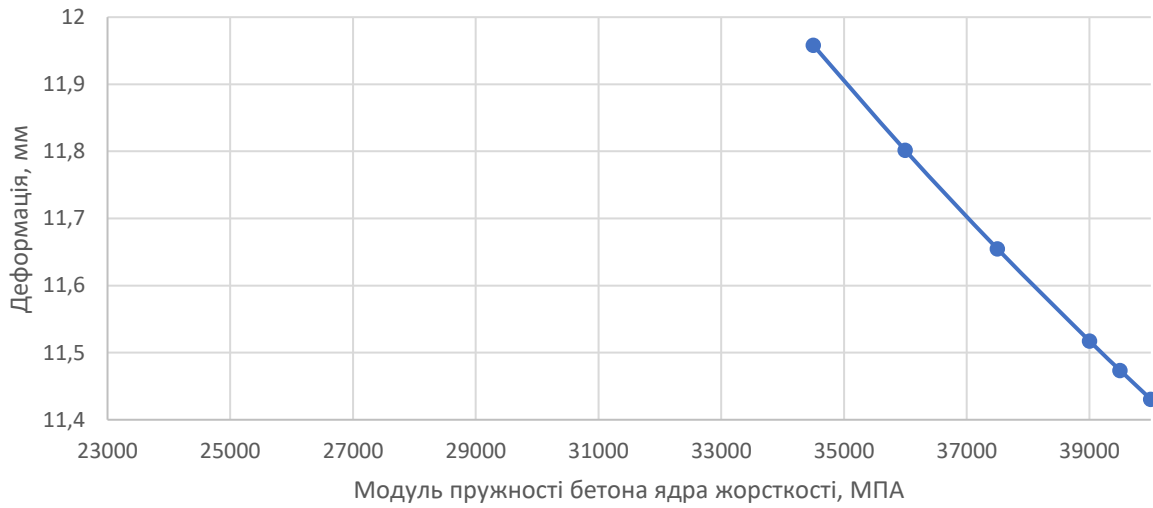
Клас бетону несучих конструкцій С 20/25



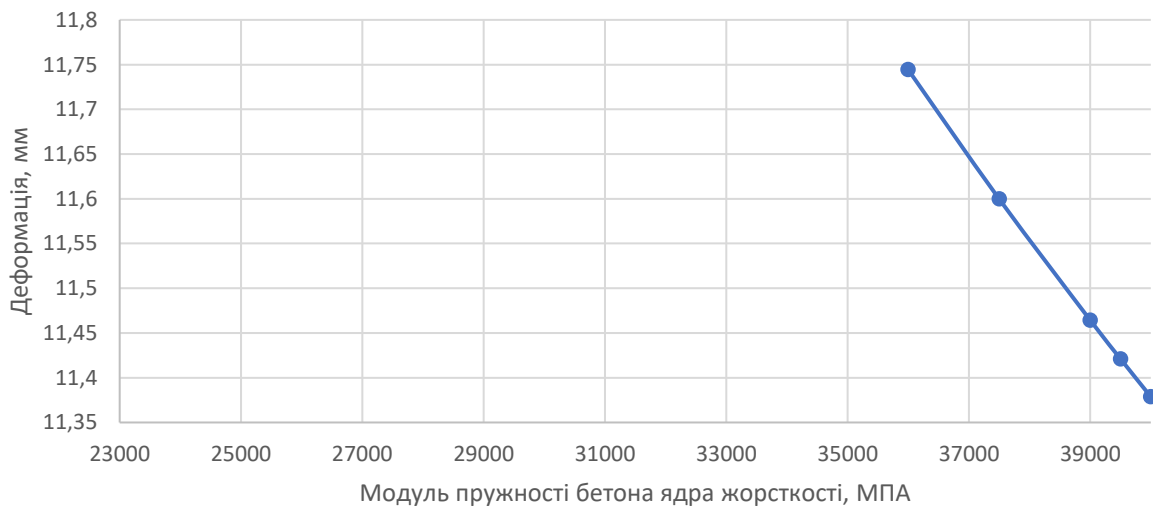
Клас бетону несучих конструкцій С 25/30



Клас бетону несучих конструкцій С 30/35

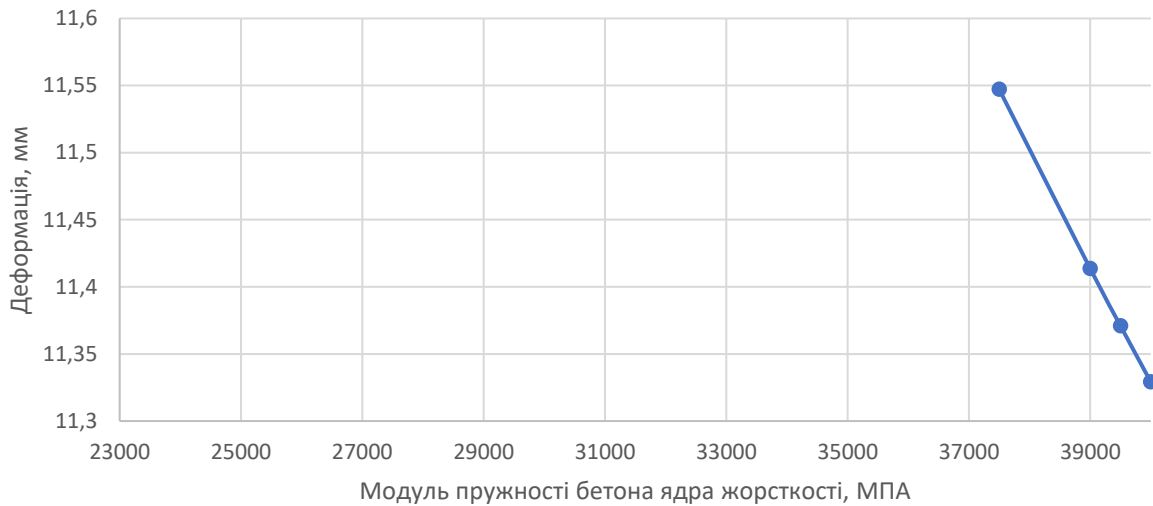


Клас бетону несучих конструкцій С 32/40

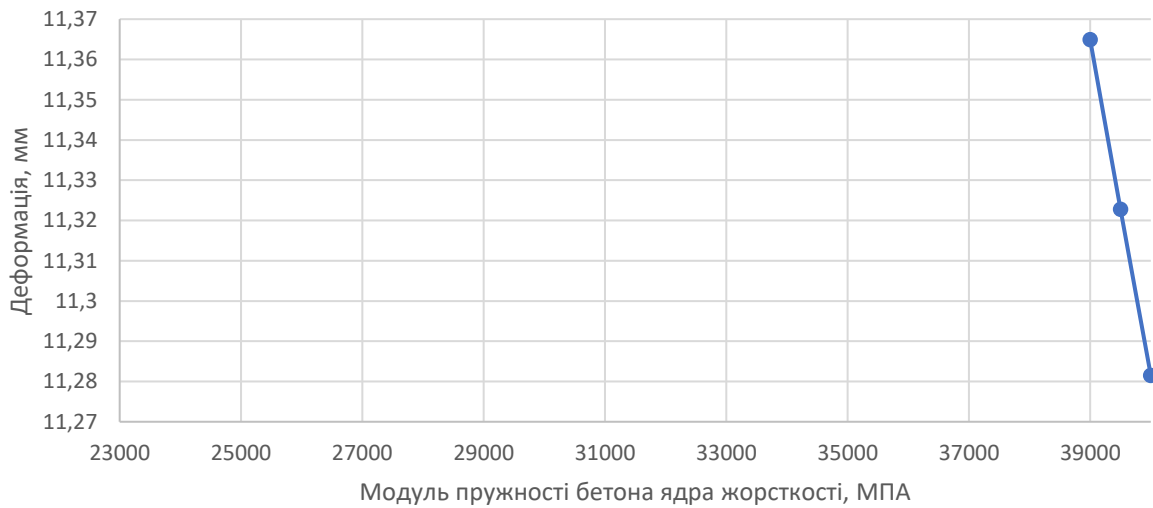


Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата

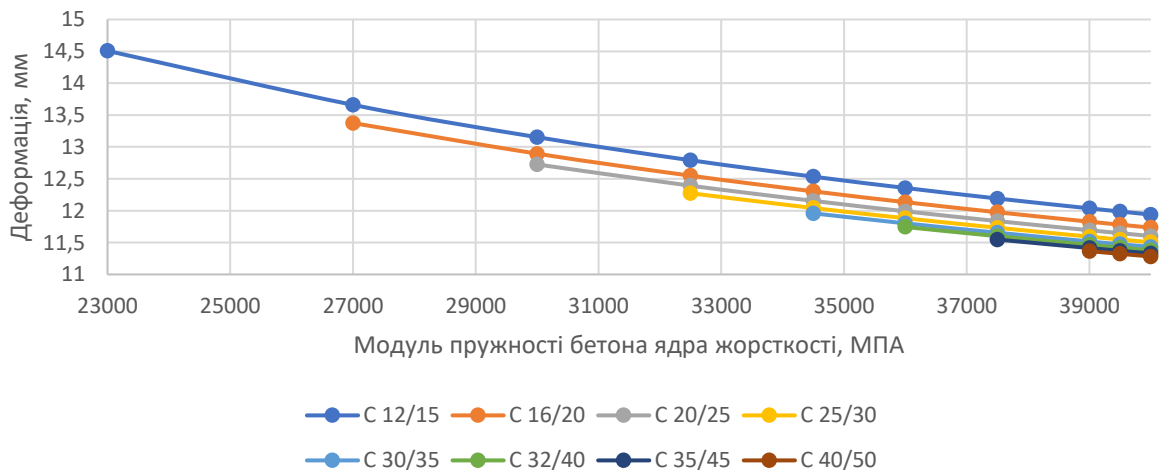
Клас бетону несучих конструкцій С 35/45



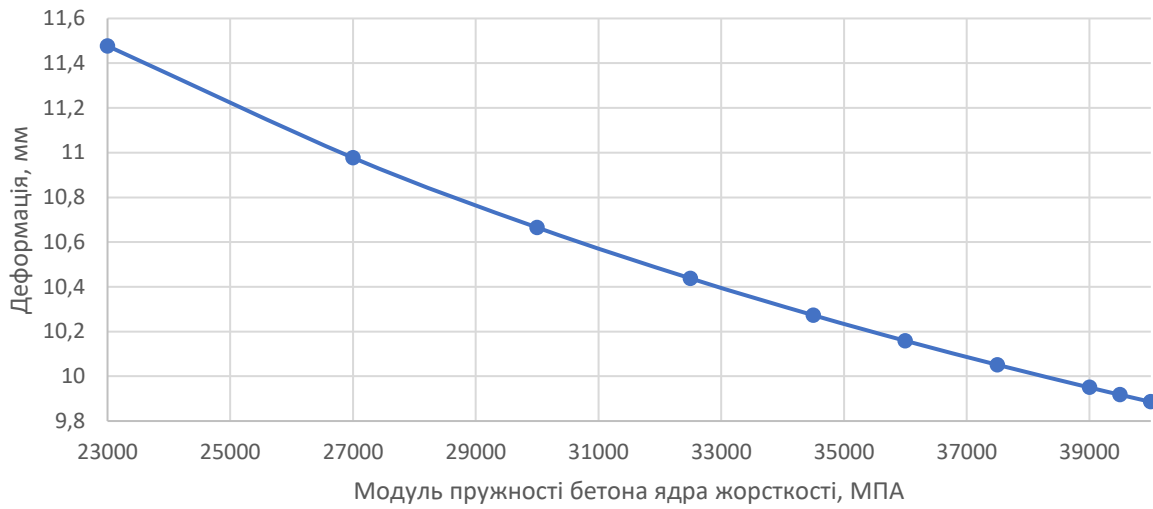
Клас бетону несучих конструкцій С 40/50



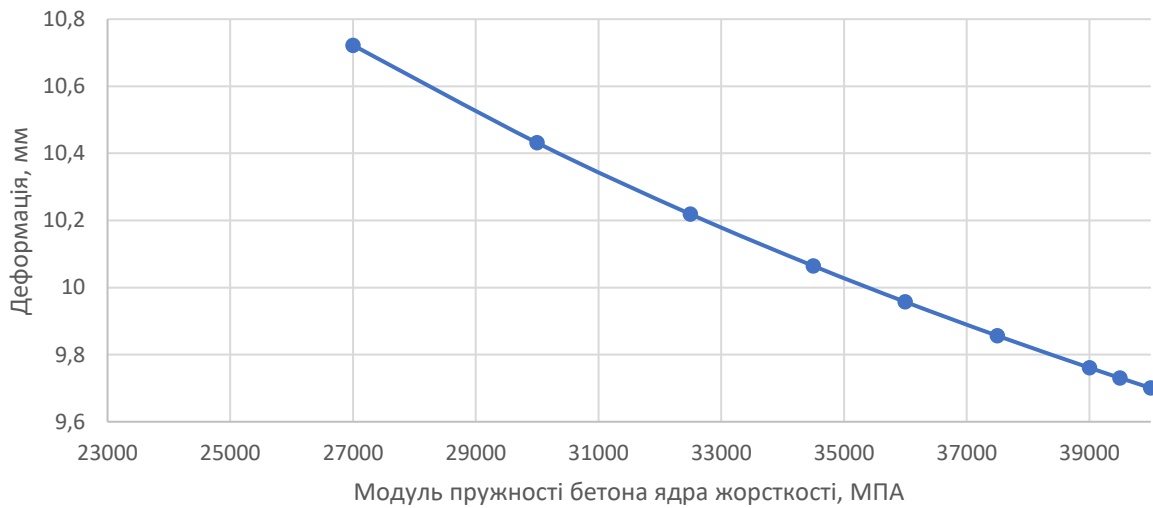
Порівняльний аналіз деформацій при різних жорсткостях несучих конструкцій



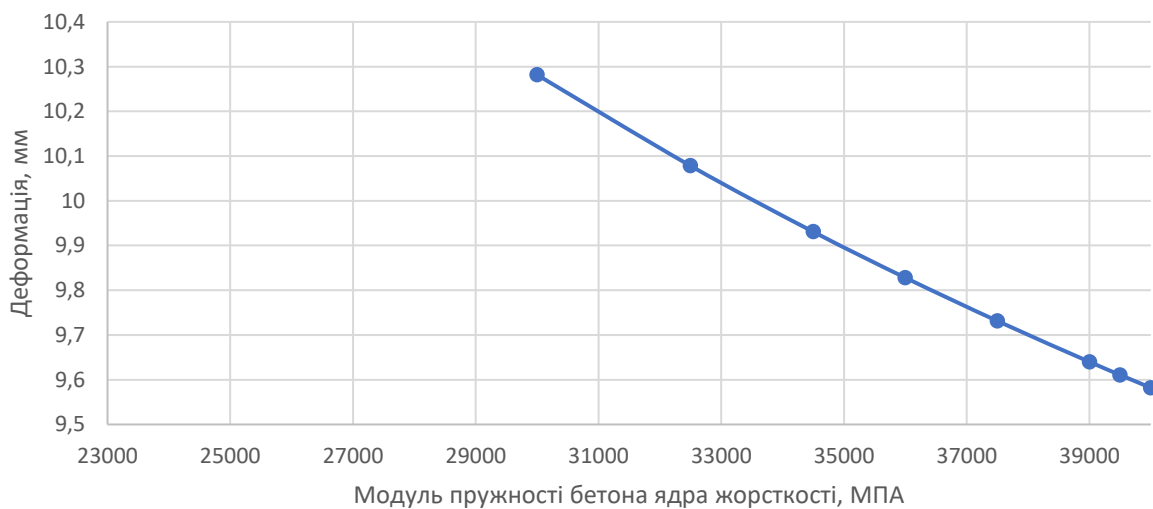
Клас бетону несучих конструкцій С 12/15



Клас бетону несучих конструкцій С 16/20

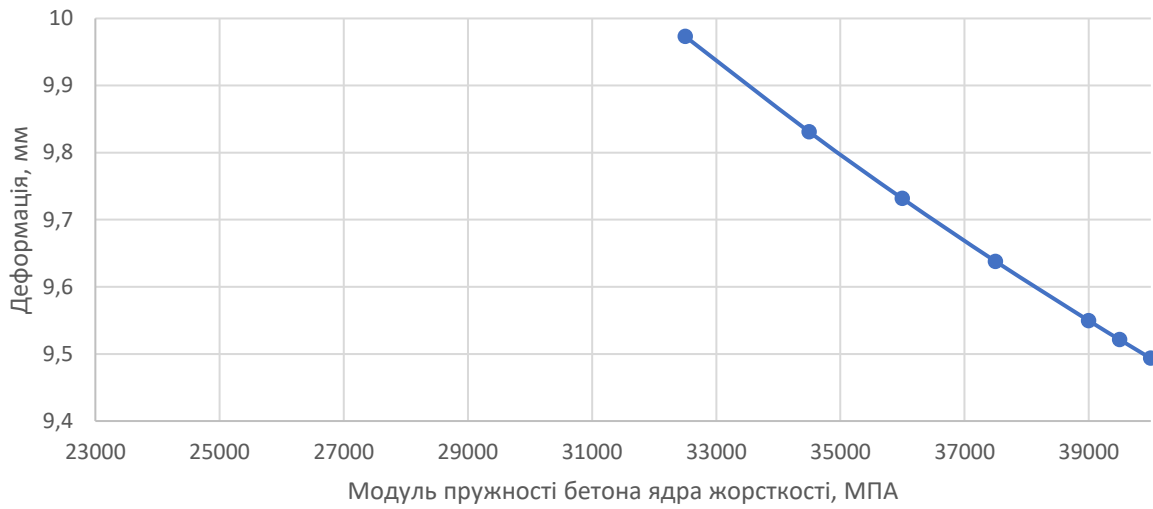


Клас бетону несучих конструкцій С 20/25

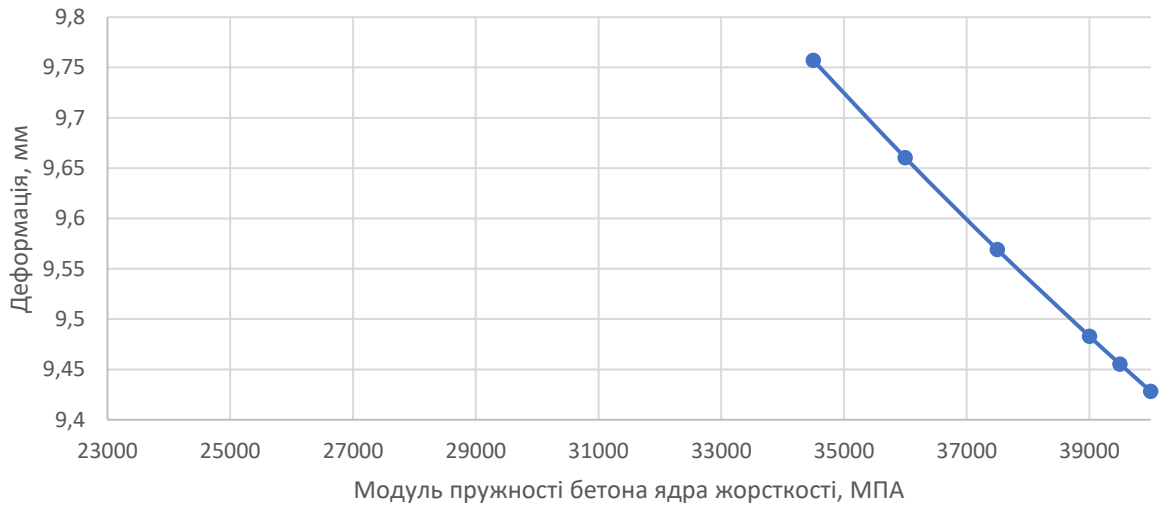


Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата

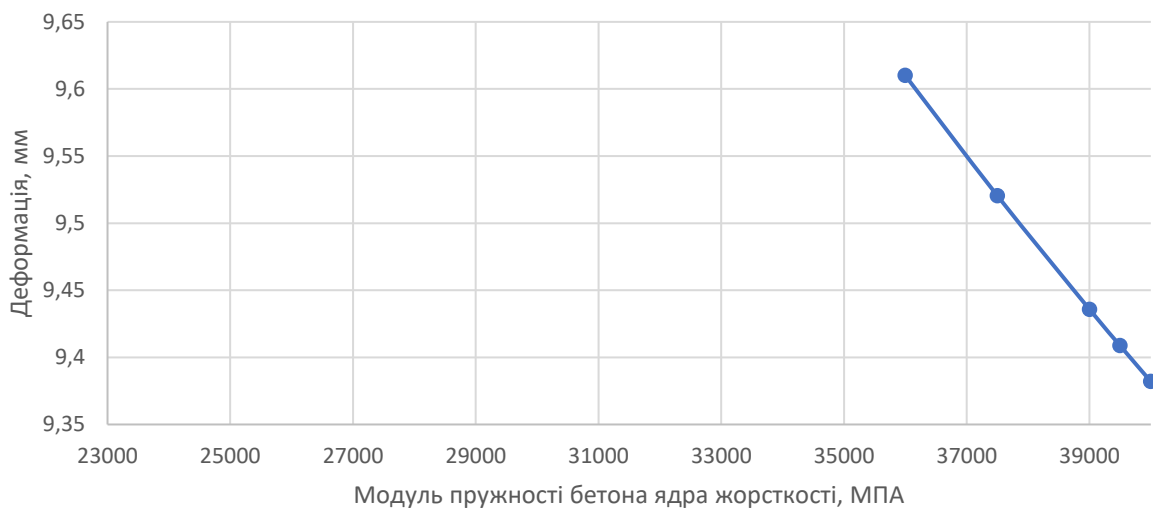
Клас бетону несучих конструкцій С 25/30



Клас бетону несучих конструкцій С 30/35

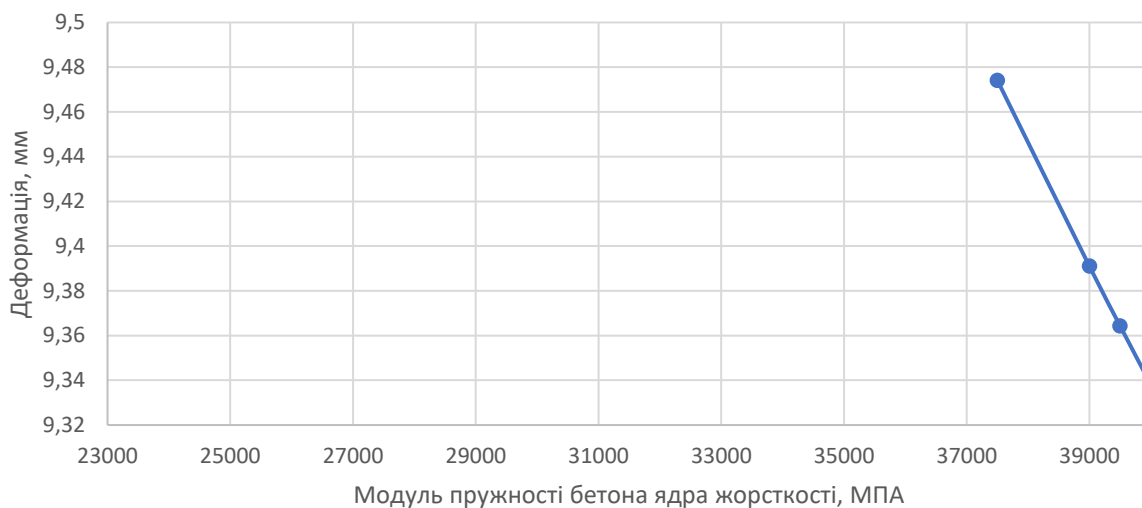


Клас бетону несучих конструкцій С 32/40

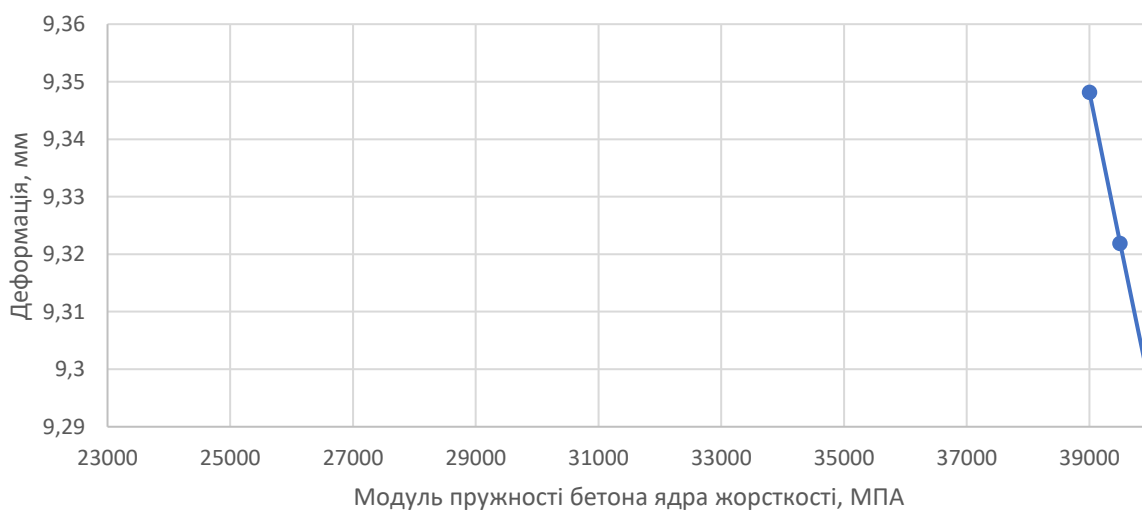


Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата

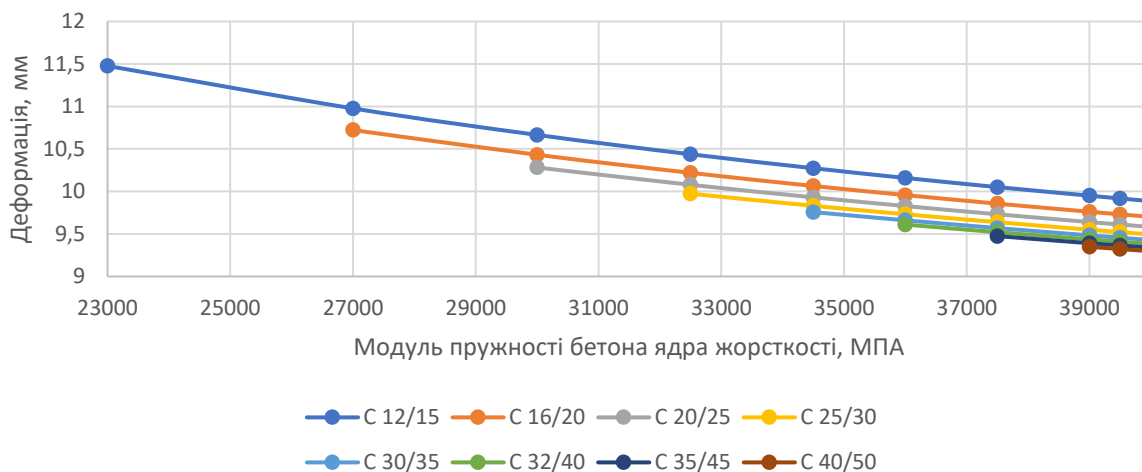
Клас бетону несучих конструкцій С 35/45



Клас бетону несучих конструкцій С 40/50



Порівняльний аналіз деформацій при різних жорсткостях несучих конструкцій



Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата
-----	------	---------	--------	------

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Будівельний майданчик, відведений під забудову дев'ятиповерхового жилого будинку розташований в Суми.

Рельєф майданчику має спокійний характер. За кліматичними умовами район будівництва належить до першого поясу.

Існуюча інфраструктура земельної ділянки в межах будівельного майданчику дає можливість використовувати джерело електроенергії, води та каналізацію.

Розміщення робочих кадрів на період будівництва передбачається в тимчасових будівлях.

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста.

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розсередоточений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Розрахункова зимова температура -24°C . Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2м.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти.

Область застосування та призначення технологічної карти

Робота по зведенню монолітних несучих конструкцій будинку розпочинається після закінчення робіт нульового циклу.

										Лист
										82
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Для вантажно–розвантажувальних робіт використовують баштовий кран КБ-473 який встановлюють зі сторони фасаду.

Всі роботи виконуються по захваткам потоковим методом. В плані поверх розбито на дві захватки.

Першою захваткою забезпечується зведення ядра жорсткості (ліфтова шахта). Використовується щитова стінова опалубка фірми “Констал”.

Зведення монолітних колон розпочинається із встановлення арматурних каркасів та зварюванням їх з арматурою колон нижче розташованих поверхів. Після вивірки каркасів розпочинається встановлення опалубки з універсальних щитів фірми “Констал”. Після влаштування опалубки виконуються роботи по подаванню в опалубку бетонної суміші. Подача бетону здійснюється за допомогою бадді місткістю 1 м3.

Після демонтажу опалубки колон виконується монтаж опалубки плити перекриття. Після влаштування опалубки виконується монтаж арматурних сіток та каркасів плити перекриття. Арматурні сітки та каркаси перекриття поєднують між собою за допомогою в’язальних прутків.

Після влаштування арматури виконують бетонування плити перекриття. Подачу бетону здійснюють баддями місткістю 1м3. Перерви бетонування виконуються з влаштуванням робочих швів в місцях плити, де виникають найменші внутрішні зусилля при експлуатаційних навантаженнях. Такі місця знаходяться приблизно на одній треті від довжини прольоту в будь якому напрямку.

Монолітну плиту перекриття та колону виготовляємо з бетону природного твердіння, який поставляється на будівельний майданчик з місцевих заводів.

Міцність бетону повинна становити не менше 70% від проектної міцності

бетону. Плита покриття та колона армуються арматурними виробами – сітками та просторовими каркасами. Захисний шар бетону для робочої арматури – не менше діаметра арматури і не менше 20мм.

										Лист
										83
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Для зведення монолітної з/б плити перекриття приймаємо матеріали:

- бетон класу С20/25.
- робоча арматура класу А-400С.
- арматура сіток класу А-300, А-400.
- арматура каркасів А-300С, А-400 .

Під час робіт та після робіт по подаванню бетонної суміші, виконується догляд за бетоном. Зростання міцності бетону значною мірою залежить від вологості середовища. Для попередження виникнення усадкових тріщин бетон укривають і поливають не пізніше ніж через 10...12 годин, а в жарку та вітряну погоду не пізніше ніж через 2..3 години після укладання суміші.

Найпростішим і найпоширенішим методом є безпосереднє укривання поверхні бетону матеріалами, що утримують вологу: матами, рогожею, піском чи поліетиленовою плівкою.

- Відомість щитів опалубки необхідних для формування несучих конструкцій типового поверху

Таблиця 3.1 – Відомість щитів опалубки необхідних для формування несучих конструкцій типового поверху

Назва	Артикул	Кіл ьк.	Розміри, мм		Площа, м ²		Маса, кг
			довж.	вис.	одиниці	загальна	
Щит універсальний (формування колон)	10720	72	800	3300	2,64	190,08	7056
Щит лінійний (формування стін)	17802	100	1200	3300	3,96	396	12200
	17803	30	1000	3300	3,3	99,0	3167
	17804	11	900	3300	2,97	32,67	1067
	17805	11	800	3300	2,64	29,04	959,2
	17810	8	700	3300	2,37	18,48	632
	17812	2	600	3300	1,98	3,96	138
	17814	11	500	3300	1,65	18,15	671
	17817	14	300	3300	0,99	13,86	624,4
Елемент кутовий внутрішній	17904	24	0,3*0,3	3,3	1,98	47,52	1516,8
	17903	7	0,3*0,5	3,3	2,64	18,48	556,5
Елемент кутовий зовнішній		3	0,5*0,5	3,3	3,3	9,9	346,8
						Σ=687,06	Σ=21878,7

Таблиця 3.2 – Відомість елементів опалубки для зведення монолітного перекриття

Назва	Марка	Кількість
Тринога під телескопічну стійку	21101	170
Стійка телескопічна	21124	328
Балка двотаврова		
L=1900		146
L=2450		116
L=2650		96
L=2900		54
L=3300		56
L=3600		4
L=3900		74
L=4500		26
L=4900		16
L=5900		30

Визначення площі опалубки що торкається бетону

$$S_{on} = 2 \cdot L \cdot H_{нов} + 4 \cdot l \cdot n$$

де L – розгорнута довжина внутрішніх стін та пілонів типового поверху

l – довжина сторони колони

n – кількість колон

$$1 \text{ хватка } S_{on} = 118,9\text{м} \cdot 3,3\text{м} + 4 \cdot 0,3\text{м} \cdot 9 = 403,17\text{м}^2$$

$$2 \text{ хватка } S_{on} = 118,9\text{м} \cdot 3,3\text{м} + 4 \cdot 0,3\text{м} \cdot 9 = 403,17\text{м}^2$$

Таблиця 3.3 – Відомість витрат бетону на монолітні несучі конструкції типового поверху

Назва елемента	Розміри без врахування прорізів			Обсяг елемента, м ³	Розміри прорізу, мм			Обсяг прорізу, м ³	Кількість прорізів на поверх	Обсяг прорізів на поверх, м ³	Обсяг бетону з врахуванням прорізів, м ³
	Довж. мм	Шир. мм	Вис. мм		Довж. мм	Шир. мм	Вис. мм				
Внутрішні несучі стіни											
1 хватка	59450	200	3300	39,3	-	-	-	-	-	-	39,3
2 хватка	4645	200	3300	30,7	-	-	-	-	-	-	39,3
Колони											
1 хватка	300	300	3300	2,67	-	-	-	-	-	-	2,67
2 хватка	300	300	3300	2,67							2,67
											Σ=75,3 м ³

Визначення площі внутрішніх вертикальних конструкцій

1 захватка:

$$S_{ст} = L \cdot H_{нов} = 59,45 \cdot 3,1 = 184,3 м^2$$

де 3,1 - висота поверху в чистоті.

Витрати арматури на 1 колони 300×300мм складають близько 45 кг ваги каркаса на 1 поверх.

$$\text{Витрати арматури на стіни та колони складають: } 2,1 \text{ кг/м}^2 \cdot 184,3 \text{ м}^2 + 45 \text{ кг} \cdot 9 = 792 \text{ кг}$$

Обсяг бетонної суміші, що потрібно укласти до опалубки:

$$V_{бет} = V_{кол} \cdot n + V_{ст} = (3,3 \text{ м} \cdot 0,3 \text{ м} \cdot 0,3 \text{ м}) \cdot 9 + 59,45 \text{ м} \cdot 0,2 \text{ м} \cdot 3,1 \text{ м} = 39,5 \text{ м}^3$$

2 захватка:

$$S_{ст} = L \cdot H_{нов} = 46,45 \cdot 3,1 = 144 \text{ м}^2$$

Витрати арматури на стіни та колони складають:

$$2,1 \text{ кг/м}^2 \cdot 144,0 \text{ м}^2 + 45 \text{ кг} \cdot 9 = 707 \text{ кг}$$

Обсяг бетонної суміші, що потрібно укласти до опалубки:

$$V_{бет} = V_{кол} \cdot n + V_{ст} = (3,3 \text{ м} \cdot 0,3 \text{ м} \cdot 0,3 \text{ м}) \cdot 9 + 46,45 \text{ м} \cdot 0,2 \text{ м} \cdot 3,1 \text{ м} = 31,5 \text{ м}^3$$

Таблиця 3.4 - Таблиця технологічних розрахунків для зведення несучих конструкцій типового поверху

Назва Робіт (потоків)	Обгр. за ЕНПР	Од. виміру	Обсяг робіт	Норма Часу		Трудомісткість	Машиноємність		Склад ланки		Змінність.	Тривалість, днів
				люд- год	маш- год		Норм.	Прив.	Проф.розряд.	Кількість.		
1. Установка опалубки 1 захватка 2 захватка	4-1- 37 Т4	м ²	403,2 403,28	- 0,28	-	96 96	-	-	Слюсар 4р 3р	1 2	2 2	2 2
	2. Установка арм. каркасів 1 захватка 2 захватка	т	0,792 0,792	15 15	-	16 16	-	-	Арм. 5р 2р	1 1	1 1	1 1
3. Прийом бетонної суміші з авто бетонозмішувача 1 захватка 2 захватка	4-1- 48 Б	м ³	39,5 39,5	0,11 -	-	4,34 4,34	-	-	Бет. 2р	1	2	Тривалість виконання робіт на кожній захватці - 1 день
	Подача суміші краном 1 захватка 2 захватка	м ³	39,5 39,5	0,24 0,08	-	9,48	Принята трудомістк. 96 л-г на кожній захватці На 1	-	Такел. 2р Маш. 5р	2 1	2	
Укладка в опалубку 1 захватка 2 захватка	Е4-1- 49 В Т3	м ³	39,5 39,5	1,84 -	-	72,7 72,7	-	-	Бет. 4р 2р	1 1	2	1 1
	4. Зняття опалубки 1 захватка 2 захватка	м ²	403,2 403,2	0,11 -	-	44,4 44,4	48 48	-	Слюсар 4р 3р	1 2	2	1 1

Зведення монолітного перекриття підвального поверху

Запроектуємо зведення монолітного перекриття товщиною 200 мм, витрати арматури на перекриття складають 29,0 кг/м², бетонна суміш подається краном за допомогою бадді або бункера.

Визначимо площу опалубки перекриття (площа водостійкої фанери) за схемою перекриття:

$$1 \text{ хватка } S_{on} = 318\text{м}^2 - 6,24\text{м}^2 = 311,76\text{м}^2$$

$$2 \text{ хватка } S_{on} = 310\text{м}^2 - 16,77\text{м}^2 = 293,23\text{м}^2$$

Площа опалубки перекриття визначалась з врахуванням отворів в перекритті для сходової клітини та ліфтової шахти.

Знаючи площу опалубки можемо визначити витрати арматури на монолітне перекриття:

$$1 \text{ хватка } 29,0\text{кг/м}^2 \cdot 311,76\text{м}^2 = 9041,04\text{кг}$$

$$2 \text{ хватка } 29,0\text{кг/м}^2 \cdot 311,76\text{м}^2 = 9041,04\text{кг}$$

Обсяг бетону дорівнює:

$$1 \text{ хватка } V_{бет} = S_{on} \cdot h_{пер} = 311,76\text{м}^2 \cdot 0,2\text{м} = 62,35\text{м}^3$$

$$2 \text{ хватка } V_{бет} = S_{on} \cdot h_{пер} = 311,76\text{м}^2 \cdot 0,2\text{м} = 62,35\text{м}^3$$

Опалубка перекриття складається із телескопічних стійок, обладнаних в верхній частині уніфікованою вилкою, головних і допоміжних дерев'яних двотаврових балок і палуби з водостійкої фанери.

Стійки встановлюють з кроком приблизно :

1.3 – 1.65 – в поперечному напрямку;

1.0 – 1.4 – в поздовжньому;

Головні балки встановлюють вздовж довгої сторони, а допоміжні поперек їм.

									Лист
									88
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата					

Таблиця 3.5 – Технологічні розрахунки при зведенні перекриття типового поверху

Назва Робіт (потоків)	Обгр. за ЕНІР	Од. виміру	Обсяг робіт	Норма часу		Трудомісткість	Машиноємність		Склад ланки		Змінність.	Тривалість днів
				Л-Г	М-Г		Прив.	Прив.	Проф.розряд.	Кількість.		
1.Установка опалубки	4-1- 34 Г Т5	м ²	311,8 311,8	0,22 -	-	68,6 68,6	64 64		Тесляр 4р 2р	1 1	2 2	2 2
2.Установка арм. каркасів	4-1- 46 (8)	т	2,18 2,18	14 -	-	126 126	96 96		Арм. 4р 2р	2 2	2	1,5 1,5
3.Прийом бетонної суміші з автобетонозмішувача	4-1- 48 Б	м ³	62,4 62,4	0,11 -	-	6,85 6,85	72 м-т		Бет. 2р	1		Тривалість робіт на кожній захватці 1 день
Подача суміші краном	Е1-6	м ³	62,4 62,4	0,24 0,08	0,08	19,9 19,9	4 4	4,98 4,98	Такел. 2р Маш. 6р	2 1	2	
Укладка бетонної суміші	Е4-1- 49	м ³	62,4 62,4	0,69 -	-	43,02 43,0			Бет. 4р 2р	1 1		
1 захватка	Б Т2											
2 захватка												
4. Зняття опалубки	Е4-1- 34 Т5	м ²	311,8 311,8	0,09 -	-	28,06 28,0	32 32		Тесляр 3р 2р	1 1	1	2 2
1 захватка												
2 захватка												

Вказівки з техніки безпеки

Вказівки з техніки безпеки і охорони праці при виконанні робіт по влаштуванні покрівлі зазначені в додатку Б.

Технічні вимоги та контроль якості процесу

1. Контроль якості монтажу опалубки (ДСТУ Б В.2.8-41:2011)

1.1. Будь-який тип застосовуваної опалубки повинен відповідати наступним вимогам:- мати необхідну міцність, жорсткість, геометричну незмінність і герметичність під впливом технологічних навантажень, забезпечуючи при цьому проектну форму, геометричні розміри і якість зведених конструкцій;- забезпечувати максимальну оборотність і мінімальну вартість в розрахунку на один оборот;- мати мінімальну адгезію і хімічну нейтральність формоутворюючих поверхонь по відношенню до бетону (крім нез'ємної опалубки);- забезпечувати мінімізацію матеріальних, трудових і енергетичних витрат при монтажі та демонтажі, швидкороз'ємність з'єднувальних елементів, зручність ремонту і заміни несправних елементів;- мати мінімальне число типорозмірів елементів;- забезпечувати можливість укрупненого і переналагодження в умовах будівельного майданчика.

1.2. У процесі виготовлення та встановлення опалубки контролю підлягають:

- вживані матеріали;
- виготовлені елементи опалубки;
- встановлення опалубки та відповідність її конструкції проекту;
- надійність закріплення опалубки.

1.3. Інвентарна опалубка повинна виготовлятися, як правило, централізовано на спеціалізованих підприємствах і поставлятися комплектно з елементами кріплення і з'єднання. Виробник повинен супроводжувати комплект опалубки паспортом з керівництвом по експлуатації, в якому вказується:

- найменування та адресу виробника;

										Лист
										90
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

- номер і дата видачі паспорта;
- номенклатура і кількість елементів опалубки;
- дата виготовлення опалубки;
- гарантійне зобов'язання;
- відомість запасних частин.

1.4. При прийманні встановленої опалубки перевіряються:

- щільність основи, що гарантує відсутність просідань;
- правильність установки опалубки, а також несучих і підтримуючих елементів, анкерних пристроїв і елементів кріплення;
- геометричні розміри зібраної опалубки;
- зміщення осей опалубки від проектного положення;
- правильність установки пробок і заставних деталей

1.5. Точність виготовлення та встановлення опалубки повинні відповідати вимогам, наведеним у таблиці 3.6.

Таблиця 3.6 – Склад контрольованих показників, обсяг і методи контролю при улаштуванні опалубки

Параметр	Величина параметра	Контроль (метод, об'єм, вид реєстрації)
1. Точність виготовлення опалубки: Інвентарної	За робочими кресленням і технічними умовами	Технічний огляд, реєстраційний
Пневматичної	За технічними умовами	
2. Рівень дефектності	Не більше 1,5% при нормальному рівні контролю	Вимірювальний
3. Точність установки інвентарної опалубки: у тому числі: унікальних та спеціальних споруд малообертається та /або/ неінвентарної при зведенні конструкцій, до поверхні яких не пред'являються вимоги точності для конструкцій, готових під фарбування без шпаклівки для конструкцій, готових під обклеювання шпалерами	Визначається проектом За погодженням із замовником Перепади поверхонь, у тому числі стикових не більше 2мм Те ж саме, не більше 1мм	Вимірювальний, всіх елементів, журнал робіт Те саме
4. Точність установки та якість поверхні незнімної опалубки-облицювання	Визначається якістю поверхні облицювання	Вимірювальний, всіх елементів, журнал робіт

2.3. Контроль якості улаштування арматурного каркасу конструкції передбачає перевірку:

- відповідності арматурної сталі і сортового прокату, арматурних виробів і закладних елементів проекту та вимогам відповідних стандартів якості матеріалів;
- правильності транспортування та зберігання арматурної сталі, наявність засобів запобігання їй від забруднення та зволоження;
- якості бетонної підготовки під улаштування конструкції;
- якості поверхні арматурної сталі (відсутність окалини та іржи, забруднення фарбою, маслом);
- правильності і послідовності влаштування арматурного каркасу похилої конструкції;
- відповідність готової конструкції каркасу проекту (відхилення в розмірах елементів арматурного каркасу не повинно перевищувати: по довжині ± 10 мм, по відстаням між стрижнями ± 5 мм.).

2.4. Арматурна сталь /стрижнева, дротяна/ і сортовий прокат, арматурні вироби і закладні елементи повинні відповідати проекту і вимогам відповідних стандартів. Розмежування просторових великогабаритних арматурних виробів, а також заміна передбаченої проектом арматурної сталі повинні бути узгоджені із замовником і проектною організацією. При улаштуванні арматурних конструкцій слід дотримуватися вимог таблиці 3.7.

										Лист
										93
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Таблиця 3.7 - Склад контрольованих показників, обсяг і методи контролю робіт при влаштуванні арматурних конструкцій

Параметр	Величина параметра, мм	Контроль (метод, об'єм, вид реєстрації)
1. Відхилення у відстані між окремо встановленими робочими стрижнями для: колон та балок плит та стін фундаментів масивних конструкцій	± 10 ± 20 ± 30	Технічний огляд всіх елементів, журнал робіт
2. Відхилення у відстані між рядами арматури; для: плит та балок товщиною до 1м конструкції товщиною понад 1м	± 10 ± 20	Те саме
3. Відхилення від проектної товщини захисного шару бетону не повинно перевищувати: при товщині захисного шару до 15 мм лінійних розмірах поперечного перерізу конструкцій, мм: до 100 від 101 до 200 при товщині захисного шару: від 16 до 20мм включно та лінійних розмірах поперечного перерізу конструкцій, мм: до 100 від 101 до 200 від 201 до 300 св.300 при товщині захисного шару понад 20мм та лінійних розмірах поперечного перерізу конструкцій, мм: до 100 від 101 до 200 від 201 до 300 св. 300	+4 +5 +4; -3 +8; -3 +10; -3 +15; -6 +4; -5 +8; -5 +10; -5 +15; -5	Те саме

Схеми операційного контролю

Вимоги до умов виконання робіт

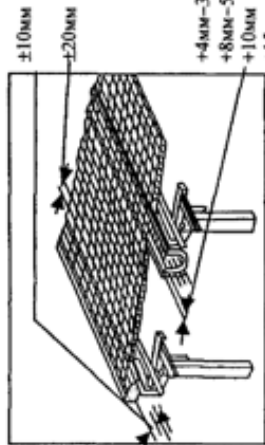
Встановлену опалубку (ДСТУ Б В.2.8-41:2011) прийнято за актом. Арматування залізобетонних конструкцій слід здійснювати переважно великорозмірними блоками чи уніфікованими сітками заводського виготовлення. Арматурна сталь відповідає ДСТУ Б В.2.6-168:2011, ДСТУ 3058-95.

Граничні відхилення:

від габаритних розмірів та розмірів між осiami крайніх стрижків по довжині арматурних виробів для плит, панелей та настипів, незалежно від довжини виробів – не більше ніж на +5 -10мм; відхилення від прямолінійності стрижків у сітках - не більше ніж на довжині 1м;

габаритних розмірів плоских елементів заставних деталей ±5мм; крошки не повинні мати задирок, завалів і шерсткості більше 2мм.

Інші вимоги до якості виробів наведені у розділах цього регламенту та ДСТУ.



Не допускаються:

- застосування арматурних виробів та закладних деталей, уражених корозією, забруднених олією, бітумом; звуження та перерив у зварних з'єднаннях;
- підрізи основного матеріалу більше 3шт діаметром 20мм; зовнішні пори шлакової включення на довжині шва 50мм та більше;
- застосування обрізків арматури, брусків і щебеню як підтримуючі пристрої.

Технічні вимоги до готових конструкцій

Граничні відхилення:

у відстані між встановленими робочими стрижками для колон та балок ±10мм;

плит та стін фундаментів ±20мм; масових конструкцій ±30мм;

у відстані між радами арматури для:

плит та балок товщиною до 1м ± 10мм; конструкцій загтовши понад 1м ±2 0мм; від проектної товщини захисного шару бетону не повинні перевищувати величини, наведені у таблиці.

Товщина захисного шару, мм	Від 16 мм до 20 включно	понад 20 мм
Линійні розміри поперечного перерізу конструкції, мм		
до 100	+4	+4; -3
від 101 до 200	+5	+8; -3
від 201 до 300		+10; -5
понад 300		+15; -5

Монтаж арматурних каркасів	
Операції, що підлягають контролю	Підготовчі роботи
Склад контролю	Відповідність класу, марку, сортувану арматурних сіток, штирчиків, стрижків, проекту, нормативної документації
Методи, засоби і об'єм контролю	Візуально, лабораторний аналіз
Вид реєстрації	Журнал вхідного контролю
Загальний журнал робіт, акт огляду прихованих робіт, спеціальні журнали робіт, акт приймання відповідальних конструкцій	
Відповідність готової арматурної конструкції наведені вимогам	Відповідність готової арматурної конструкції наведені вимогам
Забезпечення закріплення арматурних виробів	Забезпечення закріплення арматурних виробів
Правильність виконання виховних стикових та хрестоподібних зварних з'єднань арматури /за проектом відповідно до нормативної документації/	Правильність виконання виховних стикових та хрестоподібних зварних з'єднань арматури /за проектом відповідно до нормативної документації/
Правильність виконання зварювальних з'єднань арматури /стикових - внахлестку або об'ємними гілзами, гвинтовими муфтами; хрестоподібних - в'язкою випаленим дротом, пластмасовими та протязними фіксаторами/	Правильність виконання зварювальних з'єднань арматури /стикових - внахлестку або об'ємними гілзами, гвинтовими муфтами; хрестоподібних - в'язкою випаленим дротом, пластмасовими та протязними фіксаторами/
Забезпечення проектного розташування каркасів та стінок /установкою підтримуючих пристроїв, шаблонів, фіксаторів/	Забезпечення проектного розташування каркасів та стінок /установкою підтримуючих пристроїв, шаблонів, фіксаторів/
Забезпечення захисного шару бетону до арматури /згідно з вимогами/	Забезпечення захисного шару бетону до арматури /згідно з вимогами/
Відповідність технології монтажу ПЕР	Відповідність технології монтажу ПЕР
Правильність строювання /збереження цілісності, заданого взаємного розташування стрижків у виробі/	Правильність строювання /збереження цілісності, заданого взаємного розташування стрижків у виробі/
Візуально, метр складаний металевий	Візуально, метр складаний металевий

Вимоги до умов виконання робіт

Встановлена опалубка та арматура конструкції задовольняють вимоги, викладені у схемі «Монтажу арматурних конструкцій» та розділі 3 Регламенту.

Склад бетонної суміші, приготування, перевіз приймає, методи контролю та транспортування повинні відповідати ДСТУ Б В.2.7-96-2000.

Кожна партія бетонної суміші повинна мати якість «Документ про якість на бетонну суміш № » за ДСТУ Б В.2.7-96-2000 з обов'язковим зазначенням коефіцієнта варіативності бетону, виду та кількості добавок, найбільшої крупності заповнення, зручності застосування.

Інші вимоги до якості наведені у розділах цього регламенту ДСТУ.

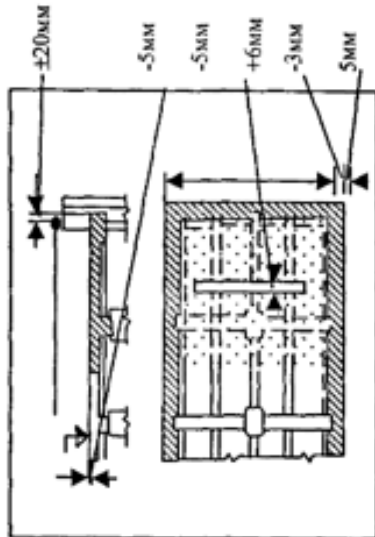
Технічні вимоги до готових конструкцій

Граничні відхилення: дошки чи прольоти елементів ±20мм; півні площини перетину від вертикалі чи проектного нахилу на всю висоту конструкції для фундаментів 20мм; стін і колон, що підтримують монолітні покриття та перекриття 15мм; що підтримують збірні балки конструкції 10мм;

поверхні поверхонь та заставних виробів, що слугують опорами для сталевої або збірної залізобетонних колон та інших елементів - 5мм горизонтальних площин на всю довжину ділянки, що вирізняється 20мм; різниця позначок по висоті на стіну двох суміжних поверхонь 3мм; ухилу опорних поверхонь фундаментів при опрацьованих сталевої колон без підпалу 0,0007;

розташування анкерних болтів: у плані всередині контуру опори 5мм, за 10мм, за висотою ±20мм;

місцеві нерівності поверхні бетону, крім опорних поверхонь 5мм; змішність бетону у конструкції за проектом; розміру поперечного перерізу елементів ±6-3мм...



Операції, що підлягають контролю	Підготовка робіт	Підготовка основи	Монтаж арматурних каркасів	Догляд за бетоном та розпалубка
Склад контролю	Відповідність інструменту мезуру	Якість основи / очищення від сміття, бруду, масти, світу та в'ю, цементної пилки.	Висота вільного скеладня /в опалубку колони трохи більше 5,0м, стін-4,5м; перекриття 1,0м; вварюваних конструкцій-6,0; слаббармованих-4,5м	Відповідність матеріалів міцність конструкцій / незначених вертикальних 0,2-0,3 МПа, горизонтальних та похилых 70% проективної - прольотом до 6м, понад 6м; завантаженою ПНР відповідно до проекту організації/
Склад контролю	Відповідність бетону / проекту ДСТУ	Промивання та просушування поверхні/	Рівномірність товщини шарів, їх помилка і співвідношення /бет розривів, в один бік у всіх шарях, до початку тужавлення поверхні абсорбатори не армованих конструкцій, 25см одночасно арматурою та 12см подвійною/	Відповідність заходів щодо улаштування бетону вимогам ПНР /нахил від осей кулярию до підтримуваних бетонних колон і блоків, вологісного режиму, що забезпечує наростання міцності до терміну/
Методи, засоби і об'єкти контролю	Візуально	Міцність бетону /при очищенні від цементної пилки порою та повітряним струменем не менше 0,3МПа, механічною щіткою 1,5МПа, гідроліско-фрезною 5,0МПа/	Візуально, метр складаний металевий	Не менше одного разу на об'єм розпалуб. У актируючої прилад
Вид реєстрації	Журнал вхідного контролю	Загальний журнал робіт, акт огляду прикритих робіт, спеціальні журнали робіт, акт приймання відповідальних конструкцій	Метр складаний металевий	Термометр, вологомір
				Не менше 1 разу на 4м² плоских масивних констр. На 40кг.м для ліній. У актируючої прилад, метр складаний металевий

3. Контроль бетонування конструкції та догляду за бетоном

Перед бетонуванням скельні підстави, горизонтальні і похилі бетонні поверхні робочих швів повинні бути очищені від сміття, бруду, масел, снігу і льоду, цементної плівки та ін. Безпосередньо перед укладанням бетонної суміші очищені поверхні повинні бути промиті водою і просушені струменем повітря.

Контроль якості бетонування конструкції включає перевірку:

- якості матеріалів, що застосовуються для бетонування.
- своєчасності використання бетонної суміші (до зміни її рухливості);
- правильності і послідовності виконання бетонування (горизонтальними шарами до початку охоплення бетону попереднього шару, з висотою вільного падіння бетонної суміші не більше 2 метрів);
- правильності встановлення стаканів (пустотоутворювачів) за допомогою спеціальної поперечини безпосередньо перед бетонуванням сходові;
- дотримання правил ущільнення бетонної суміші (глибинними вібраторами з «кінцівками» діаметром 60 та 38 мм, з терміном дії вібратора до 20 сек.);
- своєчасності розпалубки конструкції (опалубку через 20-30 годин після закінчення бетонування, в залежності від температури повітря, тіла конструкції через дві доби після закінчення бетонування при міцності бетону не менше 5 МПа).

На місці бетонування повинне відбиратися не менш двох проб у добу при безперервному бетонуванні для кожного складу бетону та для кожної групи бетонуємих конструкцій. З кожної проби повинні виготовлятися по одній серії контрольних зразків (не менш трьох зразків). На етапі витримання бетону, догляду за ним перевіряється дотримання наступних вимог, що встановлені ПВР:

										Лист
										97
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

окремих балок – в межах середньої третини прольоту балок в напрямку, паралельному головним балкам /прогонам/ в межах двох середніх чвертей прольоту прогонів і плит;

масивів, арок, склепінь, резервуарів, бункерів, гідротехнічних споруд, мостів та інших складних інженерних споруд і конструкцій – у місцях, зазначених у проектах.

Вимоги до провадження робіт при негативних температурах повітря встановлені в табл. 3.8.

Таблиця 3.8 - Склад контрольованих показників, обсяг і методи контролю робіт при негативних температурах повітря

Параметр	Величина параметра	Контроль (метод, об'єм, вид реєстрації)
<p>1. Міцність бетону монолітних та збірно-монолітних конструкцій до моменту замерзання: для бетону без протиморозних добавок: конструкції, що експлуатуються всередині будівель, фундаментів під обладнання, що не піддаються динамічним впливам, підземних конструкцій. конструкцій, що піддаються атмосферним впливам у процесі експлуатації, для класу: В7,5-10 В12,5-В25 В30 та вище конструкцій, що піддаються після закінчення витримування змінного заморожування та відтавання у водонасиченому стані або розташованих у зоні сезонного відтавання вічномерзлих ґрунтів за умови введення в бетон повітротягучих або газоутворюючих ПАР У переднапружених конструкціях Для бетону з протиморозними добавками</p>	<p>Не менше 5 МПа</p> <p>Не менше, % проектної міцності</p> <p>50 40 30 70</p> <p>80</p> <p>На момент охолодження бетону до темп., на яку розраховано кількість добавок, не менше 20% проектної міцності.</p>	<p>Вимірювальний по ДСТУ Б В.2.7-224:2009 журнал робіт</p>
<p>2. Завантаження конструкцій розрахунковим навантаженням допускається після досягнення бетоном міцності</p>	<p>Не менше 100% проектної</p>	
<p>3. Температура води та бетонної суміші на виході із змішувача, приготовленої: на портландцементі, шлакопортландцементі, пуццолановому портландцементі марок нижче М600 на швидкотвердіючому портландцементі та портландцементі марки М600 і вище на глиноземистому портландцементі</p>	<p>Води не більше 70°C, суміші не більше 35°C</p> <p>Води не більше 60°C, суміші не більше 30°C</p> <p>Води не більше 40°C, суміші не більше 25°C</p>	<p>Вимірювальний, двічі на зміну, журнал робіт</p>

Параметр	Величина параметра	Контроль (метод, об'єм, вид реєстрації)
4. Температура бетонної суміші, покладеної в опалубку, до початку витримування або термообробки: при методі термоса	Встановлюється розрахунком, але не нижче 5°C	Вимірювальний, у місцях певних ППР, журнал робіт
з протиморозними добавками	Не менше ніж на 5°C вище температури замерзання розчину замішування	
при тепловій обробці	Не нижче 0°C	
5. Температура в процесі витримування теплової обробки бетону на: Портландцемент	Визначається розрахунком, але не вище, °C 80	При термообробці - через кожні 2 години в період підйому температури або вперше добу. У наступні три доби без термообробки - не рідше двох разів на зміну. В решту часу витримування - один раз на добу
шлакопортландцементі	90	
6. Швидкість підйому температури при тепловій обробці бетону: для конструкцій з модулем поверхні: до 4 від 5 до 10 св. 10 для стиків	Не більше, °C/год 5 10 15 20	Вимірювальний, через кожні 2 год, журнал робіт
7. Швидкість охолодження бетону після закінчення теплової обробки для конструкцій з модулем поверхні: до 4 від 5 до 10 св. 10	Визначається розрахунком Не більше 5°C/год Не більше 10°C/год	Вимірювальний, журнал робіт
Різниця температур зовнішніх шарів бетону та повітря при розпалубці з коефіцієнтом армування до 1 %, до 3 % та більше 3 % має бути відповідно для конструкцій з модулем поверхні: від 2 до 5 св. 5	Не більше 20, 30, 40°C Не більше 30, 40, 50°C	Те саме

При виробництві бетонних робіт при температурі повітря вище 25°C і відносній вологості менше 50% повинні застосовуватися швидкотвердіючі портландцементи, марка яких повинна перевищувати марочну міцність бетону не менше ніж у 1,5 рази. Для бетонів класу В22,5 і вище допускається застосовувати цементы, марка яких перевищує марочну міцність бетону менш ніж в 1,5 рази за умови застосування пластифікованих портландцементів або введення пластифікуючих добавок.

										Лист
										100
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Не допускається застосування пуцоланового портландцементу, шлакопортландцементу нижче М400 і глиноземистого цементу для бетонування надземних конструкцій, за винятком випадків, передбачених проектом. Цементи не повинні володіти хибним схоплюванням, мати температуру вище 50°C, нормальна густина цементного тіста не повинна перевищувати 27%.

Щоб уникнути можливого виникнення термонапруженого стану в монолітних конструкціях при прямому впливі сонячних променів свіжоукладений бетон слід захищати саморуйнуючими полімерними пінами, інвентарними тепловлагоізоляційними покриттями, полімерною плівкою з коефіцієнтом відображення більше 50% або будь-яким іншим теплоізоляційним матеріалом.

Заповнювачі для торкретування і улаштування набризг-бетону повинні відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.7-43-96.

Крупність заповнювачів не повинна перевищувати половини товщини кожного шару і половини розміру осередку арматурних сіток.

Поверхня для торкретування повинна бути очищена, продута стисненим повітрям і промита струменем води під тиском. Не допускається наплив по висоті більше 1/2 товщини шару. Встановлювана арматура повинна бути зачищена і закріплена від зміщення і коливань.

Торкретування проводиться в один або кілька шарів товщиною 3-5 мм по неармованій або армованій поверхні згідно з проектом.

При зведенні відповідальних конструкцій контрольні зразки слід вирізати з спеціально заторкретированих плит розміром не менше 50×50см або з конструкцій. Для інших конструкцій контроль та оцінка якості виробляються неруйнівними методами.

Установка і приймання опалубки, розпалублювання монолітних конструкцій, очищення та змашування виконуються згідно з вимогами ПВР.

Допустима міцність бетону при розпалубці наведена в таблиці 3.9.

										Лист
										101
Зм.	Арк.	№ докум	Підпис	Дата						

Таблиця 3.9 - Склад контрольованих показників, обсяг і методи контролю міцності бетону при розпалубці

Параметр	Величина параметра	Контроль (метод, об'єм, вид реєстрації)
1. Мінімальна міцність бетону незавантажених монолітних конструкцій при розпалубці поверхонь: вертикальних із умови збереження форми горизонтальних та похилих при прольоті: до 6м понад 6м	0,2 - 0,3 МПа 70% проектної 80% проектної	Вимірювальний, журнал робіт
2. Мінімальна міцність бетону при розпалубці завантажених конструкцій, у т.ч. від вицелючого бетону (бетонної суміші)	Визначається ПВР та погоджується з проектною організацією	Те саме

4. Контроль готових монолітних конструкцій

При прийманні закінчених бетонних залізобетонних конструкцій або частин споруд слід перевіряти;

- відповідність конструкцій робочий кресленнях;
- якість бетону по міцності, а в необхідних випадках за морозостійкістю, водонепроникності та іншим показникам, зазначеним у проекті;
- якість застосовуваних в конструкції матеріалів, напівфабрикатів і виробів.

Приймання закінчених бетонних і залізобетонних конструкцій або частин споруд слід оформляти в установленому порядку актом огляду прихованих робіт або актом на приймання відповідальних конструкцій.

Вимоги, що пред'являються до закінчених бетонних і залізобетонних конструкцій або частин споруд, наведено у таблиці 3.10.

Таблиця 3.10 - Склад контрольованих показників, обсяг і методи контролю готових бетонних і залізобетонних монолітних конструкцій або частин споруд

Параметр	Граничне відхилення	Контроль (метод, об'єм, вид реєстрації)
1. Відхилення ліній площин перетину від вертикалі або проектного нахилу на всю висоту конструкцій для: фундаментів	20 мм	

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Гетун Г.В., Криштоп Б.Г. Багатоповерхові каркасно-монолітні житлові будинки: Навчальний посібник. – К.:Кондор, 2005. – 220 с.
2. Державні будівельні норми. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків: ДБН В.2.2-24:2009. – [Чинні від 2009-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 133 с. – (Державні будівельні норми)
3. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). На заміну СНиП III-4-80* ; чинний від 2012-04-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2013. 116 с.
4. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. На заміну ДБН В.1.1-7-2002 ; чинний від 2017-06-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2017. 35 с.
5. 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 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.
6. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. На заміну ДБН В.1.2-14-2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 30 с.
7. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. На заміну ДБН В.2.1-10-2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 36 с.

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**МАТЕРІАЛИ
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ СТУДЕНТІВ
ТА АСПІРАНТІВ, ПРИСВЯЧЕНОЇ
МІЖНАРОДНОМУ ДНЮ СТУДЕНТА**

(13 - 17 листопада 2023 р., м. Суми)

Якименко Є.В., Луговський І.В., Шевель І.В., Бондаренко Р.В. ПОРІВНЯЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА МОЛОЧНОЇ ПРОДУКТИВНОСТІ КОРІВ УКРАЇНСЬКОЇ БУРОЇ МОЛОЧНОЇ ПОРОДИ В УМОВАХ ТДВ «ПЛЕМЗАВОД «МИХАЙЛІВКА» ТА ТДВ «МАЯК» ЗА РІЗНИХ СПОСОБІВ УТРИМАННЯ.....	40
Панасюк С.О., Гончар В.І. ОСОБЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ СЛУЖБОВИХ СОБАК.....	41
Бучма К. ГЕНОТИПОВА І ФЕНОТИПОВА ОЦІНКА ВИМЕНІ, ЯК СКЛАДОВА СЕЛЕКЦІЇ.....	42

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА ТА ТРАНСПОРТУ

Башкір Д.Д., Бородай Д.С. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ПРИЙОМИ ОРГАНІЗАЦІЇ ОФІСНИХ БУДІВЕЛЬ.....	43
Беззабний Д. С., Андрух С.Л. СУЧАСНІ ТЕНДЕНЦІЇ В ОЗДОБЛЕННІ ПРИМІЩЕНЬ.....	44
Беліков А.Б., Андрух С.Л. ЗВУКОІЗОЛЯЦІЯ ЯК ЗАСІБ КОМФОРТУ В ПРИМІЩЕННІ.....	45
Білик Ю.В., Лампак В.М., Роговий С.І. ЗАГАЛЬНІ ПІДХОДИ ЩОДО ОЦІНКИ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ.....	46
Білоус А.В., Андрух С.Л. ЕНЕРГОЕФЕКТИВНІСТЬ ЯК ЗАСІБ ВИКОРИСТАННЯ ПАСИВНИХ СИСТЕМ ОПАЛЕННЯ БУДИНКУ.....	47
Бобошко В.С., Андрух С.Л. НАВІСНІ ФАСАДНІ СИСТЕМИ, ЯК ЗАСІБ ЇХ УТЕПЛЕННЯ.....	48
Бурдига А.О., Роговий С.І. ДОСЛІДЖЕННЯ ВИСОКОМІЦНИХ МІЛКОЗЕРНИСТИХ БЕТОНІВ ІЗ ПОЛІПШЕННЯМ ЇХ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ.....	49
Ванін С.О., Андрух С.Л. ГІДРОІЗОЛЯЦІЯ ЯК СПОСІБ ЗАХИСТУ ЗОВНІШНІХ СТІН ВІД РУЙНУВАННЯ.....	50
Волков Д.Г., Бородай Д.С. ОСОБЛИВОСТІ І ПРИЙОМИ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ВИСОТНИХ ОДНОСЕКЦІЙНИХ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ З ОБСЛУГОВУВАННЯМ НА ПРИКЛАДІ М. КИЇВ.....	51
Воловик В.М., Савченко О.С. ОБҐРУНТУВАННЯ ЕКВІВАЛЕНТНОЇ ЖОРСТКОСТІ ДВОСХИЛОЇ ҐРАТЧАСТОЇ БАЛКИ ПРИ МОДЕЛЮВАННІ ЇЇ СТРИЖНЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ В СКЛАДИ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ.....	52
Гвоздецький В.О., Срібняк Н.М., Галушка С.А. МЕТОДИКИ ВИЗНАЧЕННЯ ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ.....	53
Глівенко С.В., Циганенко Л.А. ПІДХОДИ ДО ВІДБОРУ ПРОЕКТІВ ТА ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ УКРИТТІВ ДЛЯ ЦИВІЛЬНОГО НАСЕЛЕННЯ.....	54
Голоміна О.Є., Саржанов О. А. ЕФЕКТИВНІСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ ТА ВИКОРИСТАННЯ СИСТЕМИ СУПУТНИКОВОЇ НАВІГАЦІЇ ПРИ УПРАВЛІННІ ТРАНСПОРТНИМИ ПРОЦЕСАМИ В КП «ЕЛЕКТРОАВТОТРАНС».....	55
Голоміна О.Є., Саржанов О. А. ІНТЕГРОВАНІЙ НАВІГАЦІЙНИЙ МОДУЛЬ УПРАВЛІННЯ ТРАНСПОРТНИМИ ПРОЦЕСАМИ.....	56
Горощенко Ю.В., Резніченко Є.А., Луцковський В.М. ДОСЛІДЖЕННЯ КОЛОН КАРКАСУ ПРИ ЗБІЛЬШЕННІ ВИСОТИ БУДІВЛІ.....	57
Гостев О. ВАДИ ТА НЕДОЛІКИ ПІНОСКЛА ЯК ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЙНОГО МАТЕРІАЛУ.....	58
Гребенюк М.М., Срібняк Н.М., Галушка С.А. ДОСЛІДЖЕННЯ ОПТИМАЛЬНОЇ ВИСОТИ СТРУКТУРНОЇ ПЛИТИ.....	59
Гулий О.В., Загорюлько І.Ю., Луцковський В.М. ДОСЛІДЖЕННЯ ФЕРМ ПОКРИТТЯ ПРИ ЗМІНІ СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ ТА АНАЛІЗ СПОСОБІВ ПІДСИЛЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ.....	60
Даниленко О.І., Андрух С.Л. ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНИХ ВЕНТИЛЯЦІЙНИХ СИСТЕМ З ВРАХУВАННЯМ ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ.....	61
Демченко Л.А., Бородай Д.С. ПЕРЕДУМОВИ ФОРМУВАННЯ ЦЕНТРІВ НАДАННЯ АДМІНІСТРАТИВНИХ ПОСЛУГ В УКРАЇНІ.....	62
Дехтяр М.О., Савченко Л.Г. ОПТИМІЗАЦІЯ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ ГНУТОКЛЕЄНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ РАМ У ВІДПОВІДНОСТІ ДО ЄВРОКОД.....	63
Дзюбан А., Циганенко Л.А. ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПРИ ВПЛИВАХ ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР.....	64
Дорошенко В.О., Волошко Т.П. ПРОБЛЕМИ МЕХАНІЗАЦІЇ ТА АВТОМАТИЗАЦІЇ НАВАНТАЖУВАЛЬНИХ ОПЕРАЦІЙ НА ЛОГІСТИЧНИХ ЦЕНТРАХ І СКЛАДАХ.....	65
Дорошенко В.О., Волошко Т.П. ФОРМУВАННЯ СТРАТЕГІЇ ПЕРЕВЕЗЕННЯ ПАСАЖИРІВ В РЕГІОНАХ УКРАЇНИ.....	66
Дулич А.О., Савченко Л.Г. ВПЛИВУ РІЗНИЦІ КЛАСУ БЕТОНУ НЕСУЧИХ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ НА ЇХ ГОРИЗОНТАЛЬНУ ДЕФОРМАТИВНІСТЬ І ПРОСТОРОВУ ЖОРСТКІСТЬ.....	67
Дьомін Е.В., Саржанов О.А. ОСОБЛИВОСТІ ПОБУДОВИ ЛОГІСТИЧНИХ МАРШРУТІВ.....	68
Дьомін Е.В., Саржанов О.А. ТРАНСПОРТНО-ТЕХНОЛОГІЧНІ СХЕМИ ДОСТАВКИ ВАНТАЖІВ.....	69
Єпіфанова О.А., Бородай А.С. РОБОТИЗАЦІЯ ТА АВТОМАТИЗАЦІЯ В СФЕРІ АРХІТЕКТУРИ ТА БУДІВНИЦТВА: ПЕРЕВАГИ ТА ВИКЛИКИ.....	70
Жаріков Е.С., Волошко Т.П. ЗНАЧЕННЯ МОДЕЛЮВАННЯ ВАНТАЖНИХ ПЕРЕВЕЗЕНЬ В МІСЬКІЙ ЛОГІСТИЦІ.....	71

ВПЛИВУ РІЗНИЦІ КЛАСУ БЕТОНУ НЕСУЧИХ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ НА ЇХ ГОРИЗОНТАЛЬНУ ДЕФОРМАТИВНІСТЬ І ПРОСТОРОВУ ЖОРСТКІСТЬ

Дулич А.О., студент 2 курсу ОС «Магістр» БУД, ФБТ
Савченко Л.Г., ст. викладач кафедри архітектури та інженерних вишукувань
Сумський НАУ

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.

Програмні комплекси розрахунку будівельних конструкцій є ефективними засобами розрахунку висотних будівель. Вони з достатньою точністю дозволяють визначити величини напружень в частинах будівель і величини переміщень окремих точок об'єкту. Взаємозв'язок програмних комплексів Мономах-САПР і Ліра-САПР дозволяють експортувати розрахункову схему із програмного комплексу Мономах-САПР, яка була створена в розділі 2.1 при компонуванні каркасу.

Для дослідження жорсткості багатопверхової будівлі приймемо реальну архітектурно-конструктивну схему житлового будинку у вигляді баштової конструкції. Для таких типів схем будівлі найбільше впливають саме горизонтальні навантаження, які значною мірою і визначають горизонтальні деформації будівлі.

При моделюванні конструктивної схеми житлового будинку колони моделюються стержневими скінченими елементами, а пілони, плити перекриття, фундаментна плита, елементи, що моделюють ядро жорсткості (ліфтову шахту), моделюємо 3-х вузловими скінченими елементами, при цьому необхідно передбачити різний тип жорсткості для різних конструктивних елементів.

- тип жорсткості 1 –елементи, які моделюють колони;
- тип жорсткості 2 –елементи, які моделюють пілони;
- тип жорсткості 3 –елементи, які моделюють плиту перекриття;
- тип жорсткості 4 –елементи, які моделюють фундаментну плиту;
- тип жорсткості 5 –елементи, які моделюють ядро жорсткості товщиною 200 мм.

Елементи, які моделюють фундаментну плиту приймаємо опертю на пружну основу. Величина коефіцієнтів пружної основи С1 і С2 визначається із геологічних умов будівництва.

В роботі проводиться дослідження впливу зміни класу бетону несучих конструкцій (колон, пілонів і плит перекриття) і бетону ядра жорсткості по висоті будівлі на деформативність будівлі, тобто горизонтальні деформації. В такому випадку до розрахункової схеми прикладаємо виключно горизонтальні навантаження. Почергово змінюємо модулі деформації елементів отримуємо необхідні результати розрахунків. Модулі пружності елементів задаємо такими, що дорівнюють певному класу бетону. Клас бетону ядра жорсткості не повинен бути меншим за клас бетону несучих конструкцій (колон, пілонів і плит перекриття).

Для достовірних результатів розрахунку до розрахункової схеми прикладаємо дійсні горизонтальні навантаження, тобто вітрові навантаження на будівлю для м. Суми.

Із аналізу отриманих графіків залежності можна зробити висновок, що на просторову жорсткість висотної будівлі більше впливає клас бетону ядра жорсткості, ніж клас бетону колон, пілонів і перекриттів. В ДБН В.2.2-41:2019 для несучих конструктивних елементів будівлі рекомендовано використовувати клас бетону не нижче С 20/25. Для прикладу розглянемо варіант, при якому для забезпечення жорсткості потрібно збільшити клас бетону до С 25/30. Тоді можливі наступні варіанти рішення:

1. збільшення класу бетону всіх несучих конструкцій;
2. збільшення класу бетону виключно ядра жорсткості.

Багатопверховий житловий будинок в м. Суми

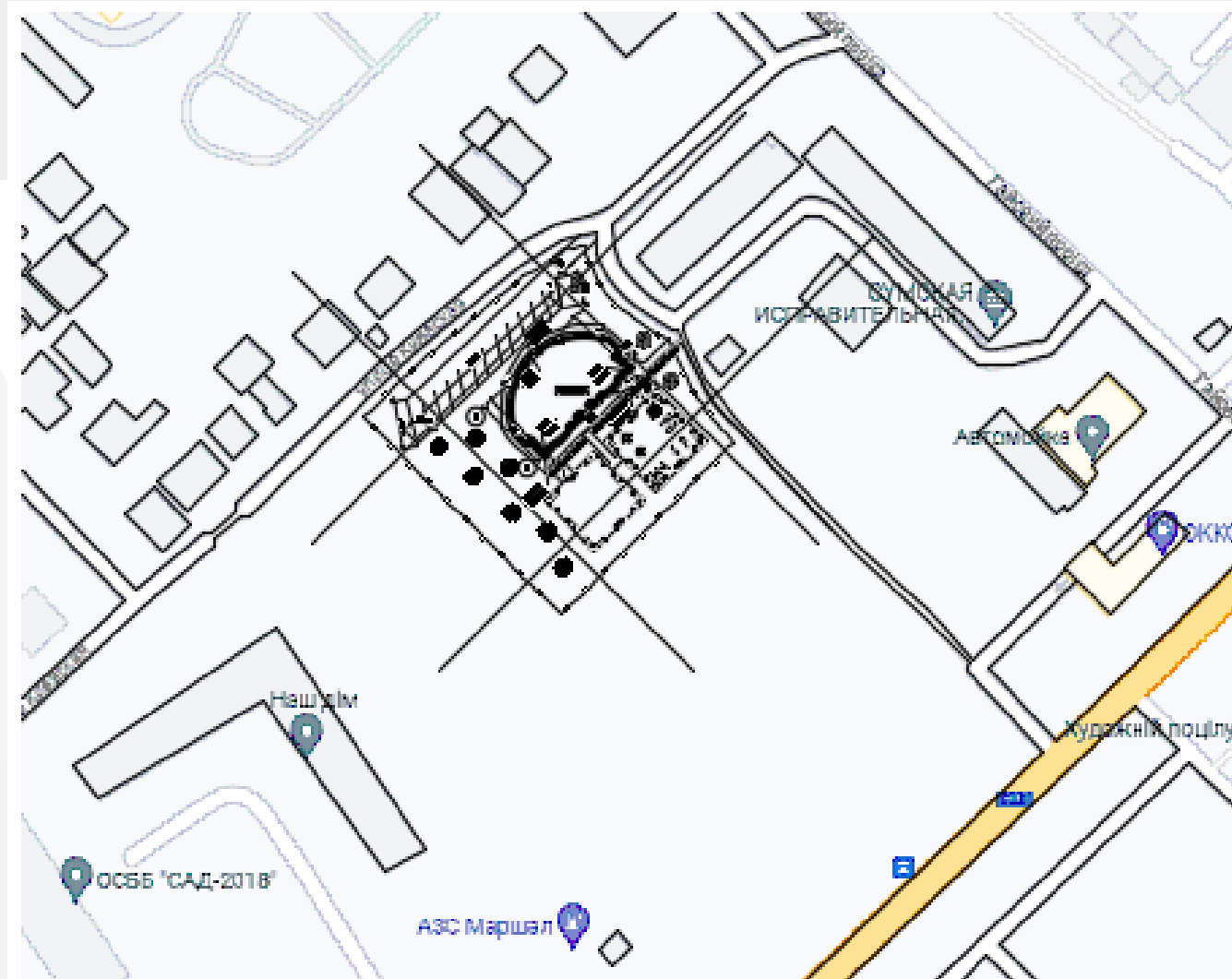
Виконав: Дулич Арсеній Олександрович

Науковий консультант:

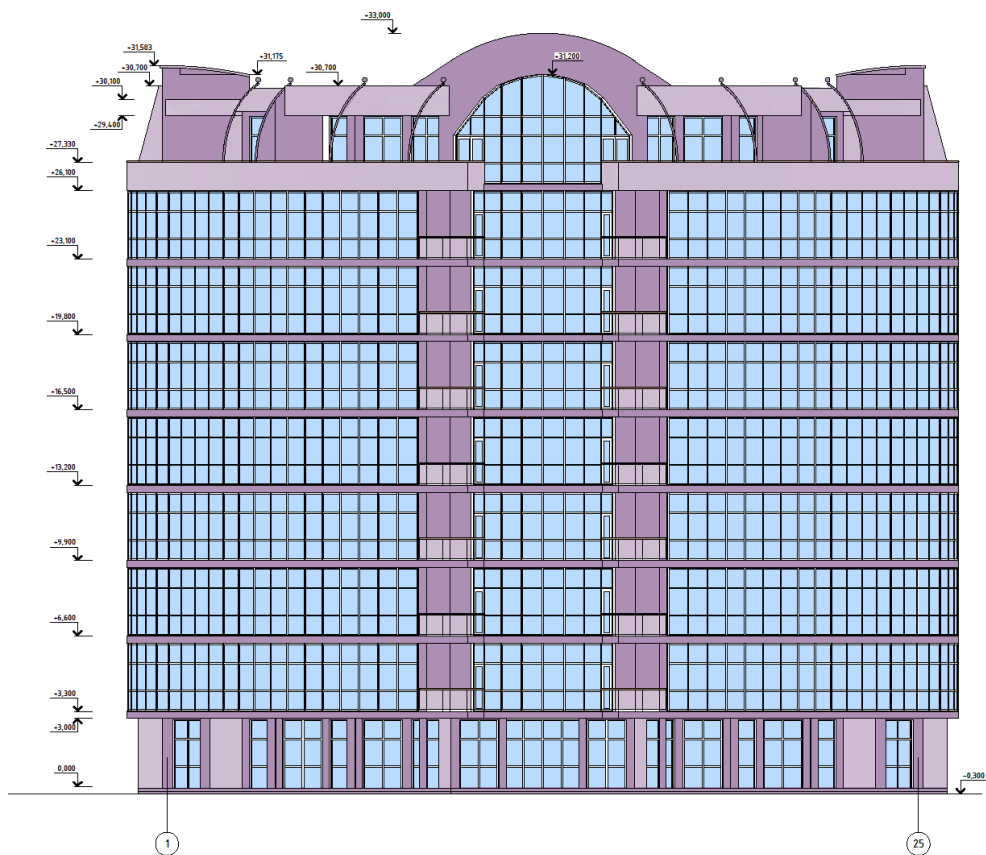
к.е.н. Богінська Людмила Олексіївна



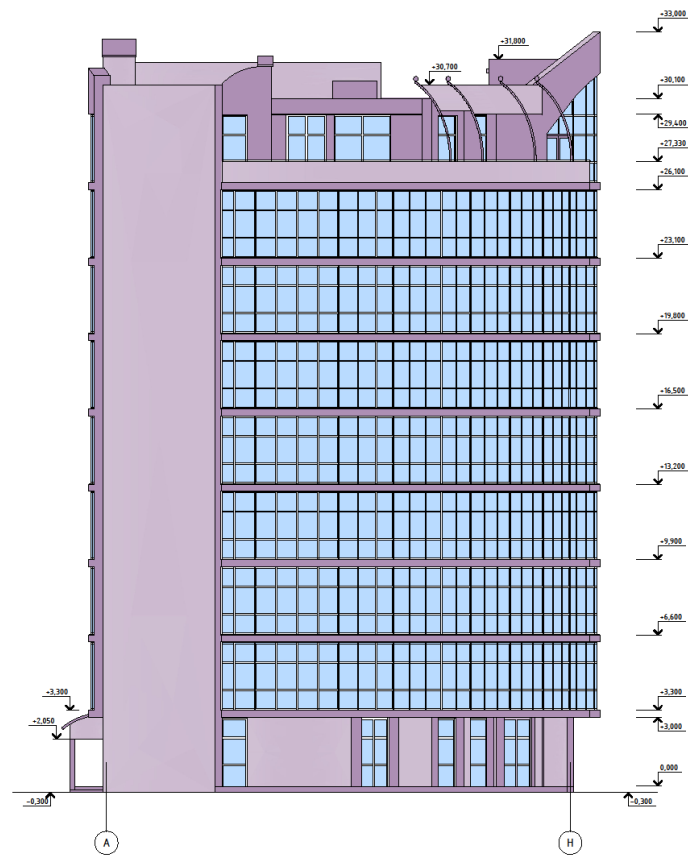
Ситуаційний план



Фасад 1-25

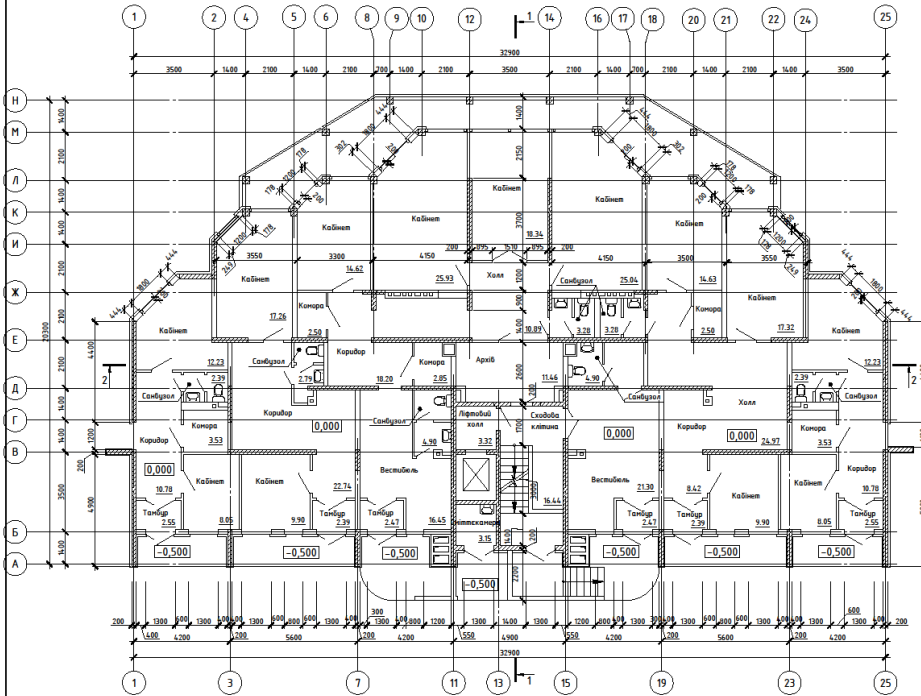


Фасад А-Н

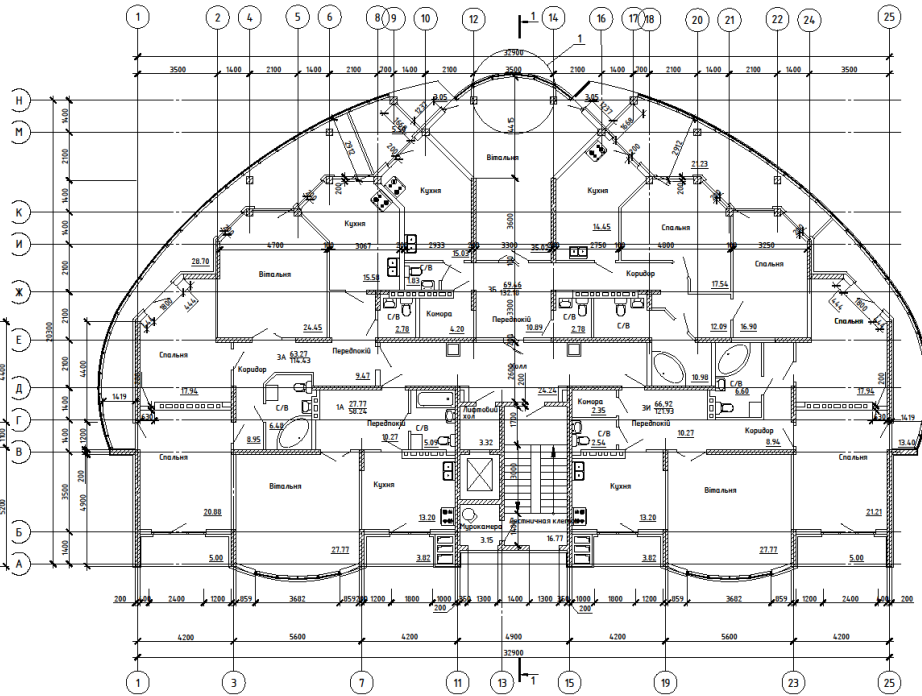


Дипломный проект								
Эк.	Конт.	Арх.	ИФ.Пол.	План.	Дата	Специальность	Архитектура	Архитектура
Дипломная	Архитектура	А-21				Безопасность жизнедеятельности в строительстве	2	
Кернелик	Солонько Л.О.					Фасад 1-25 Фасад А-Н		ОНАУ им. В.В. Бекетова

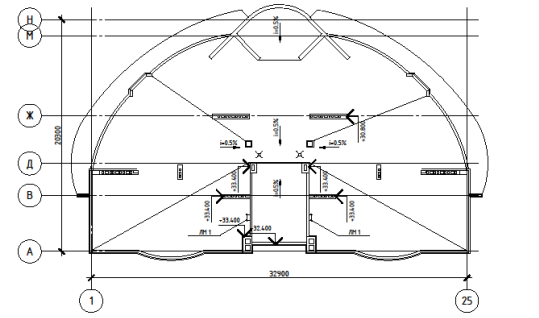
План первого поверху



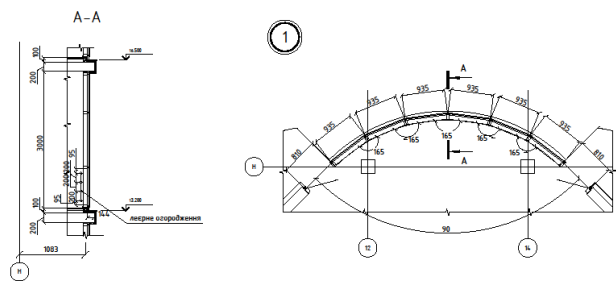
План типового поверху



План покрівлі



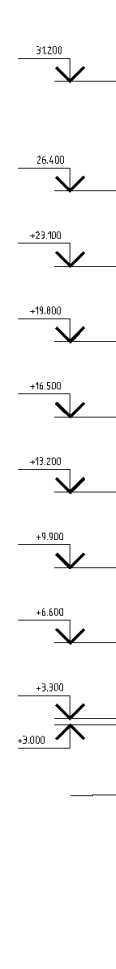
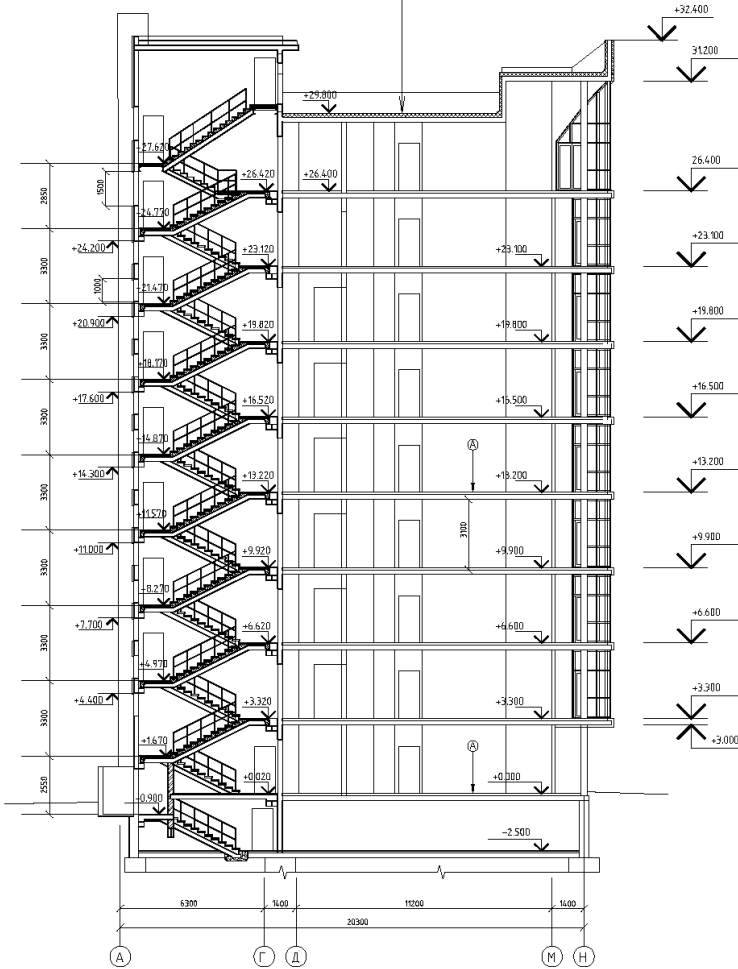
Експлікація підлог				
Номер прим. чиена	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги по серії	Дані елементів підлоги (називання, товщина, особа по ін. м)	Площа, м²
Вітальня, коридори, застільні кімнати, спальні, номерні кімнати	А		позитивна бита "TRIOPEROL" підлога клей-цементна стяжка цементно-піщаний розчин М150 підлога - ніробетон заливочна плита	
Холл, коридори	Б		лінолеум "TARKET" шліфована цегла на зовнішній з'єднанні стяжка на цементно-піщаному розчині М150 позитивна підлога з легкого бетону заливочна плита	
Самбури, ванні кімнати	В		керамічна плитка пророк на заливочній ебі з зовнішнім з'єднанням цементно-піщаного розчині М 150 підлога - ніробетон (1200 кг/м³) заливочна плита	
Самбури еліти, ванни	Г		керамічна плитка пророк на заливочній ебі з клей-цементною стяжкою заливочна плита	



Дипломний проект				
Міст.	Лист	№ док.	Робот.	Дата
Дипломний	Будова А.О.			
Керівник	Бірюкська О.О.			
Багатоповверховий житловий будинок в м. Луцьку				
План першого поверху				
План типового поверху				
План покрівлі				
Склад	Лист	Листов		
	2			

4 марки стеклоберобой марки С-РМ (ГОСТ 15879-70)
на Внутренней панели
склоплатно марки ВВ-Г (ТУ 21-23-47-77)
степляк - цементно-песчаный раствор М 100, армированный сеткой-25ММ
утеплитель - плиты из базальтового волокна, ДКМТБ - 150 мм
Тверд полиэфирэфирэфир плиты толщиной 0,2 мм (ГОСТ 10354-82)
Защитно-барьерный шов в цементно-песчаном растворе М100
армированный сеткой - 30-70 мм
монолитная заливочная плита

4 марки стеклоберобой марки С-РМ (ГОСТ 15879-70)
на Внутренней панели
склоплатно марки ВВ-Г (ТУ 21-23-47-77)
степляк - цементно-песчаный раствор М 100, армированный сеткой-25ММ
утеплитель - плиты из базальтового волокна, ДКМТБ - 150 мм
Тверд полиэфирэфирэфир плиты толщиной 0,2 мм (ГОСТ 10354-82)
Защитно-барьерный шов в цементно-песчаном растворе М100
армированный сеткой - 30-70 мм
монолитная заливочная плита



- Панели, карданы, стальной кинематический механизм
- Административная обшивка "КРОКОДИЛ" - 5мм
- Плитка - 5мм
- Клей-цементная смесь - 5мм
- Цементно-песчаный раствор М150 - 20мм
- Плиточная - гипсовая заливочная плита - 15мм
- Панели, карданы
- Панели "ТАБЛЕТ" - 5мм
- Административная обшивка на выщелоченном Углекислом - 5мм
- Стекло в цементно-песчаном растворе М50 - 30мм
- Плиточная на гипсовой заливочной плите - 5мм
- Монолитная заливочная плита

- Стеклопакет, ваши
- Кинематика
- Керамическая плитка - 10мм
- Грунтовка под заливочный шов в свободной форме - 5мм
- Сетка в цементно-песчаном растворе М 150 - 20мм
- Плиточная - гипсовая (1000 кг/м³) - 25мм
- Монолитная заливочная плита

- Стеклопакет, ваши
- Кинематика
- Керамическая плитка - 10мм
- Грунтовка под заливочный шов в свободной форме - 5мм
- Сетка в цементно-песчаном растворе М 150 - 20мм
- Плиточная - гипсовая (1000 кг/м³) - 25мм
- Монолитная заливочная плита

Дипломный проект					
Имя	Имя	Имя	Имя	Имя	Имя
Дипломник	Валентина А.Б.	Помощник	Светлана Д.	Дата	
Кервилья	Светлана Д.				
Безопасноберобой жилищный бюджетный в м. (СРМ)					
Снаряды					
Лист					
4					
СНАУ, каф. БЕБДТС					

Розра 1-1
Розра 2-2

Схема розташування верхньої арматури

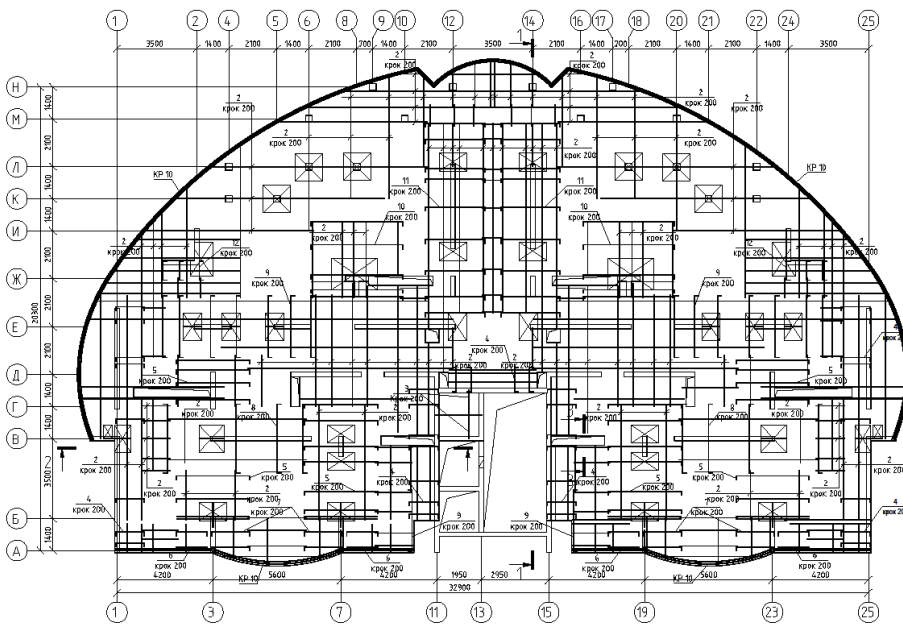
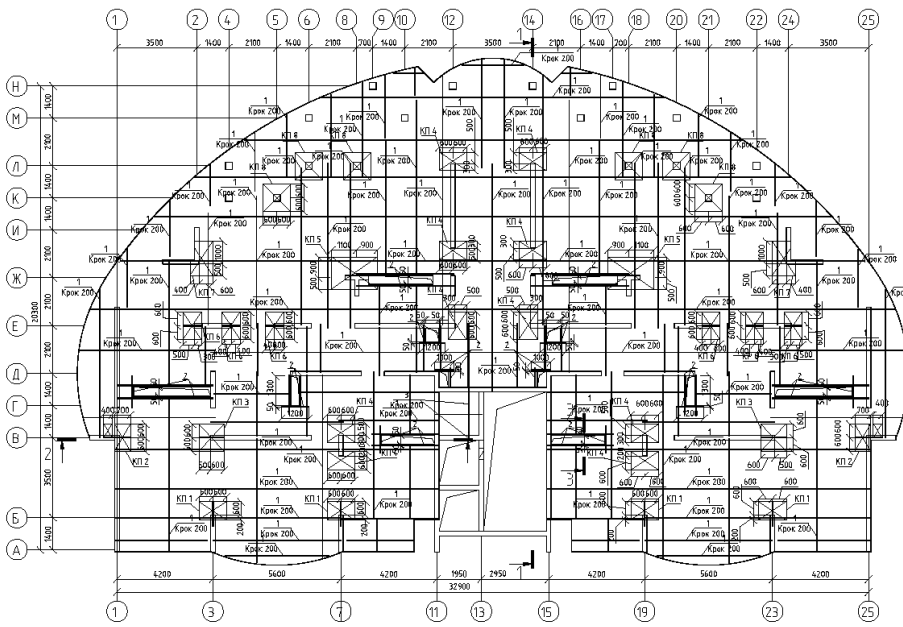
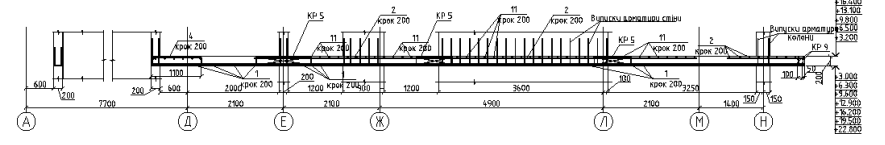


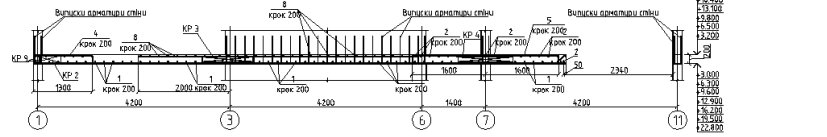
Схема розташування нижньої арматури



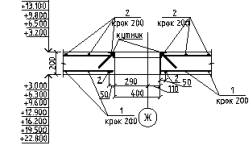
1-1



2-2



3-3



Специфікація монолітного перекриття типového поверху

Познач.	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітка
Плита монолітна				
		Зборочні одиниці		
		Каркас протастороуби КР1 1	4	36,4
		Каркас протастороуби КР1 2	2	36,1
		Каркас протастороуби КР1 3	2	40,8
		Каркас протастороуби КР1 4	10	11,7
		Каркас протастороуби КР1 5	2	21,3
		Каркас протастороуби КР1 6	6	30,8
		Каркас протастороуби КР1 7	2	12,4
		Каркас протастороуби КР1 8	6	15,5
		Каркас протастороуби КР1 10 (пласти)	160	3340,0
1		Ø 10 A 400 C, L=5800 (метри)	-	4333
2		Ø 18 A 400 C, L=5400 (метри)	-	10746
3		Ø 6 A 400 C, L=4200 мм	74	68,97
4		Ø 18 A 400 C, L=1610 мм	58	38,53
5		Ø 18 A 400 C, L=3540 мм	68	480,83
6		Ø 18 A 400 C, L=1710 мм	20	63,32
7		Ø 18 A 400 C, L=2070 мм	20	80,30
8		Ø 18 A 400 C, L=3340 мм	67	447,02
9		Ø 18 A 400 C, L=3540 мм	70	425,11
10		Ø 18 A 400 C, L=4340 мм	34	294,18
11		Ø 18 A 400 C, L=2940 мм	84	493,33
12		Ø 18 A 400 C, L=1180 мм	9	21,21
		Всього		98446,4
		Матеріал		
		Бетон класу С 20/25	V.4	119 м³

Відомість діаметрів

4	1270
5	3200
6	1270
7	1670
8	3000
9	2700
10	4000
11	2800
12	840

Відомість типів сталі

Марка елемента	Вироби арматурні			
	Арматура класу А 400 С		Бетон	
	Ø 4	Ø 6	Ø 8	Ø 10
Позначення металургійного заводу	48 К7	102	4535	32343

- Защисний шар бетону нижньої та верхньої робочій арматури плити – 20мм.
- Нарощування стержнів – не менше 8d, ширина шва – не менше 0,5d, висота шва – не менше 0,25d, де d – діаметр більшого з стержнів.
- З'єднання стержнів взаємно перпендикулярних між собою – в'язанні по середнім рядам – на перехресті, в шахматному порядку, по крайнім рядам – в кожному перехресті.

Дипломний проект

Ім'я	Піде	Іде	Іде	Іде	Іде	Іде	Іде	Іде			
Дипломник	Вартів А.В.	Керівник	Борисевич П.В.	Безпаломберової вулиці будівля № 1 (ІІІІ)				Сторінка	Лист	Листів	
Місце виконання роботи				Березьке сільське				Лист	5	Листів	
Місце складання				СНАУ, каф. БЕБДТС							

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 – залізобетонні монолітно-каркасні будівлі.

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

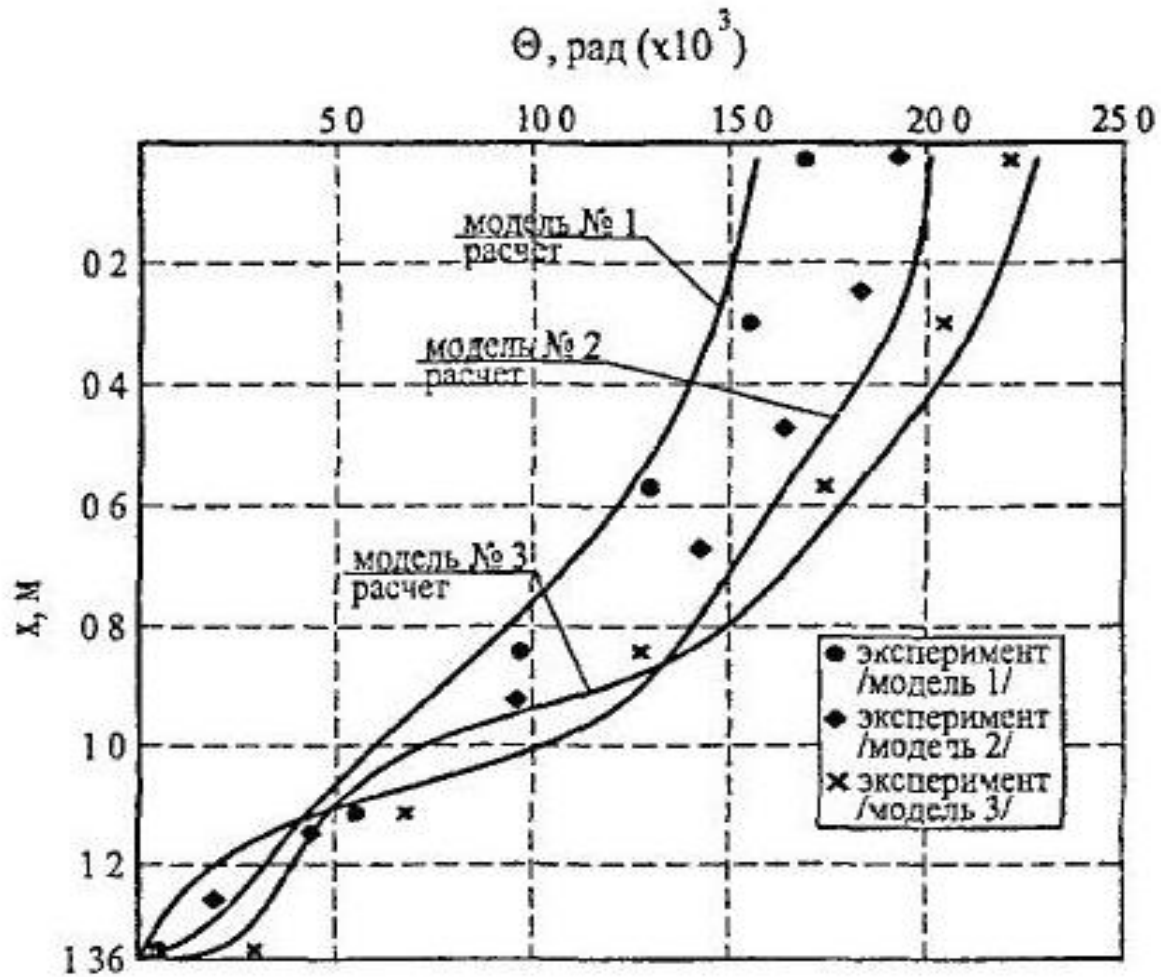
Методи дослідження – чисельно-аналітичний метод, метод скінчених елементів (програмний комплекс «Лира-САПР»).

Наукову новизну складає:

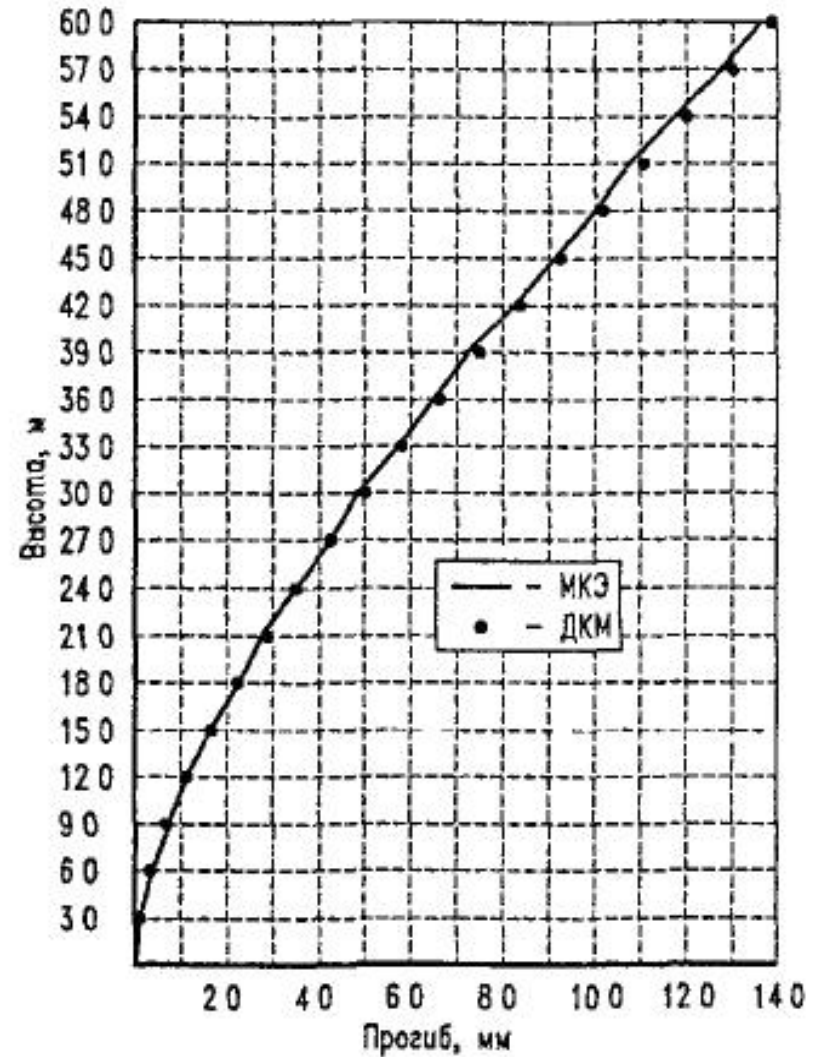
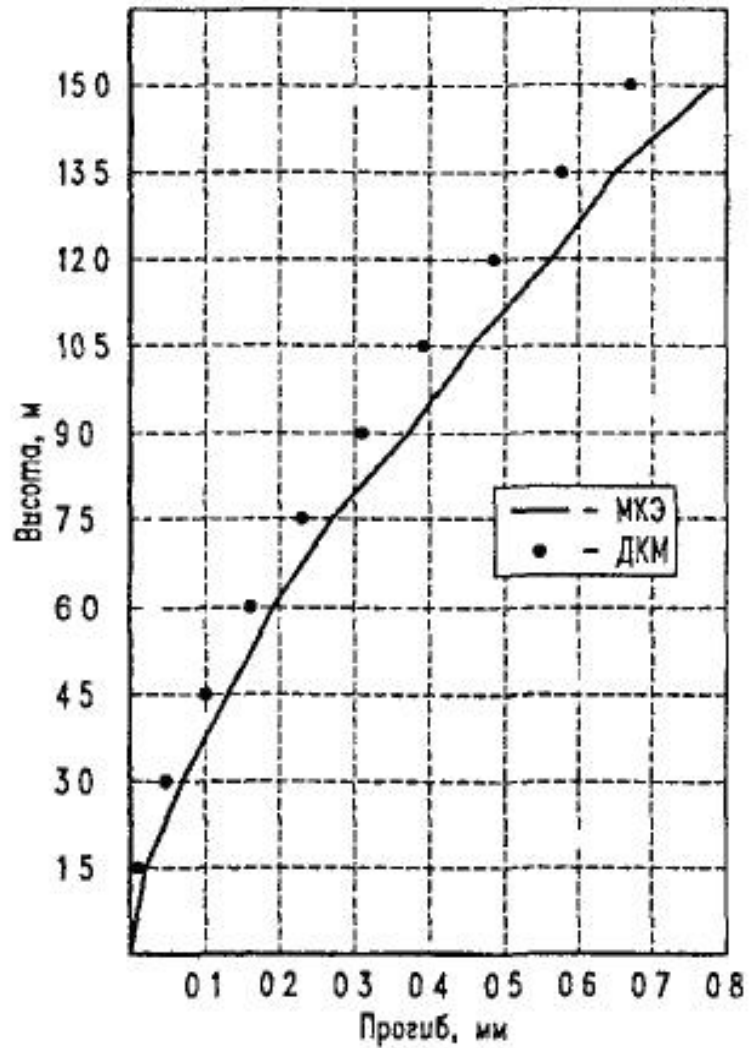
– аналіз напружено-деформованого стану залізобетонних монолітно-каркасних будівель при різних співвідношеннях класів бетону ядра жорсткості та інших монолітних конструкцій.

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.

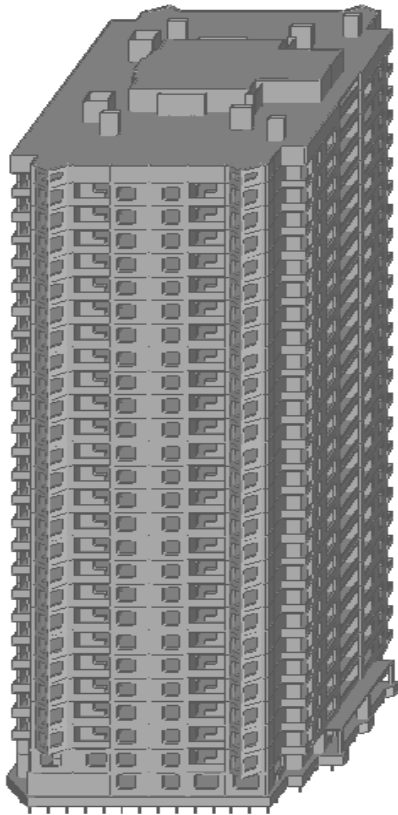
Графіки кутів закручування моделей ядер жорсткості.



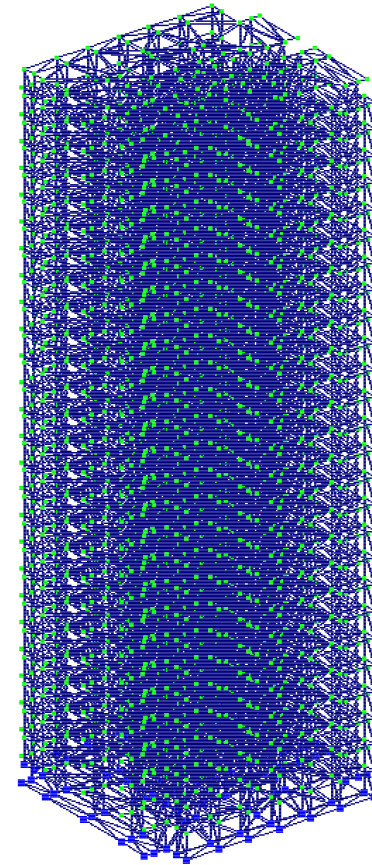
Графіки прогинів для моделей висотою 15 м, 60 м.



**Загальний вигляд висотної
будівлі баштового типу**



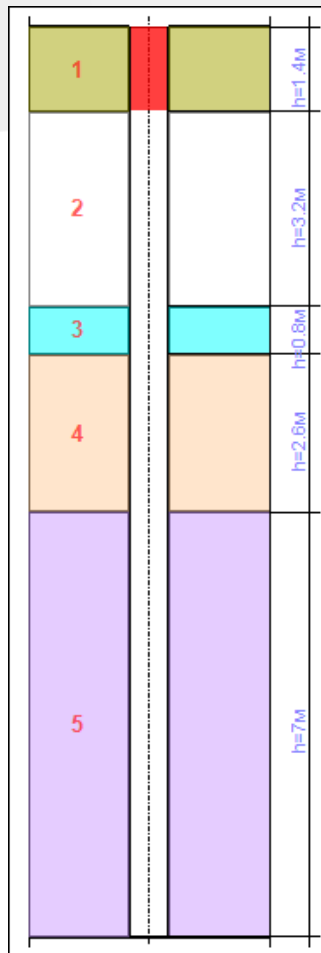
Скінчено-елементна модель будівлі.



Жорсткості елементів розрахункової схеми

Тип жорсткості	Імя	Параметри (сечення-(см) жорсткості-(МН,м) расп.вес-(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	$E=30000, V=0.25, H=30, R_o=0.025$

Геологічний розріз і характеристики ґрунту основи.



Характеристики слоя		Характеристики слоя		Характеристики слоя	
Номер текущего слоя (i)	1	Номер текущего слоя (i)	2	Номер текущего слоя (i)	3
Цветовое отображение слоя	Green	Цветовое отображение слоя	White	Цветовое отображение слоя	Cyan
Модуль деформации слоя (E)	24.5166 МПа	Модуль деформации слоя (E)	17.652 МПа	Модуль деформации слоя (E)	22.5553 МПа
Ее _л = k ₁ * E ₁ Коэффициент (k ₁)	1	Ее _л = k ₁ * E ₁ Коэффициент (k ₁)	0	Ее _л = k ₁ * E ₁ Коэффициент (k ₁)	0
Коэффициент Пуассона (ν ₁)	0.48	Коэффициент Пуассона (ν ₁)	0.489	Коэффициент Пуассона (ν ₁)	0.24
Толщина слоя (h)	1.4 м	Толщина слоя (h)	3.2 м	Толщина слоя (h)	0.8 м
Удельный вес грунта (ρ)	0.0189268 МН/м ³	Удельный вес грунта (ρ)	0.0186326 МН/м ³	Удельный вес грунта (ρ)	0.016279 МН/м ³
Признак грунта <input type="radio"/> песчаный <input checked="" type="radio"/> пылеватоглинистый		Признак грунта <input checked="" type="radio"/> песчаный <input type="radio"/> пылеватоглинистый		Признак грунта <input type="radio"/> песчаный <input type="radio"/> пылеватоглинистый	
<input type="checkbox"/> Слой является <input type="radio"/> водонасыщенным <input type="radio"/> водоупорным		<input type="checkbox"/> Слой является <input type="radio"/> водонасыщенным <input type="radio"/> водоупорным		<input type="checkbox"/> Слой является <input type="radio"/> водонасыщенным <input type="radio"/> водоупорным	
Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова (C ₀)	13.7293 МН/м ²	Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова (C ₀)	0 МН/м ²	Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова (C ₀)	0 МН/м ²

Характеристики слоя		Характеристики слоя	
Номер текущего слоя (i)	4	Номер текущего слоя (i)	5
Цветовое отображение слоя	Orange	Цветовое отображение слоя	Purple
Модуль деформации слоя (E)	13.7293 МПа	Модуль деформации слоя (E)	8.82598 МПа
Ее _л = k ₁ * E ₁ Коэффициент (k ₁)	0	Ее _л = k ₁ * E ₁ Коэффициент (k ₁)	0
Коэффициент Пуассона (ν ₁)	0.19	Коэффициент Пуассона (ν ₁)	0.36
Толщина слоя (h)	2.6 м	Толщина слоя (h)	7 м
Удельный вес грунта (ρ)	0.0157887 МН/м ³	Удельный вес грунта (ρ)	0.0160829 МН/м ³
Признак грунта <input type="radio"/> песчаный <input type="radio"/> пылеватоглинистый		Признак грунта <input checked="" type="radio"/> песчаный <input type="radio"/> пылеватоглинистый	
<input type="checkbox"/> Слой является <input type="radio"/> водонасыщенным <input type="radio"/> водоупорным		<input type="checkbox"/> Слой является <input type="radio"/> водонасыщенным <input type="radio"/> водоупорным	
Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова (C ₀)	0 МН/м ²	Коэффициент жесткости для формулы О.А.Савинова (C ₀)	0 МН/м ²

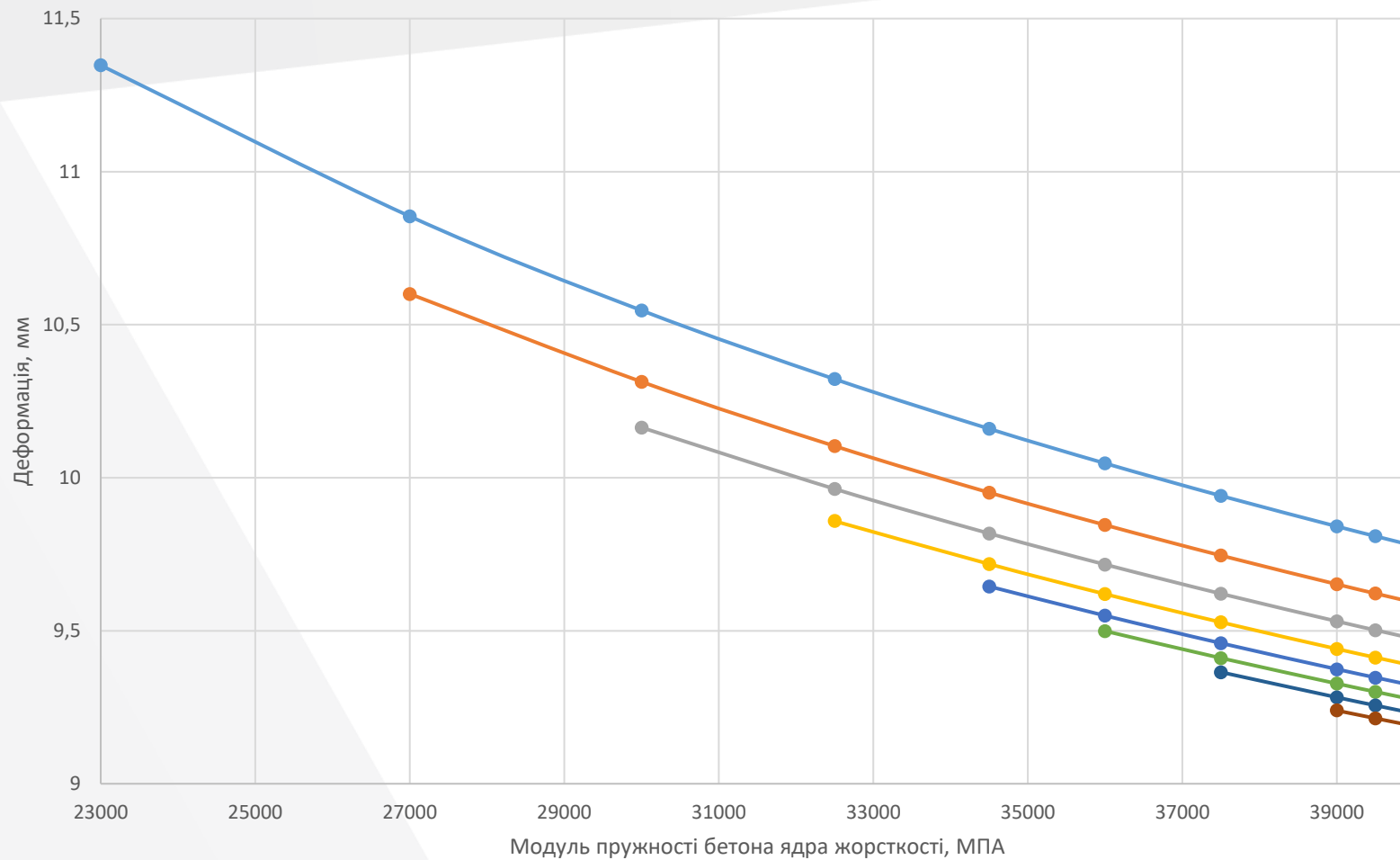
Таблиця модулів пружності для класів бетону, МПа.

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

За результатами розрахунку побудуємо графіки залежності горизонтальних деформацій будівлі в залежності від класу бетону ядра жорсткості, після чого об'єднаємо ці графіки для порівняльного аналізу різних жорсткостей несучих конструкцій.

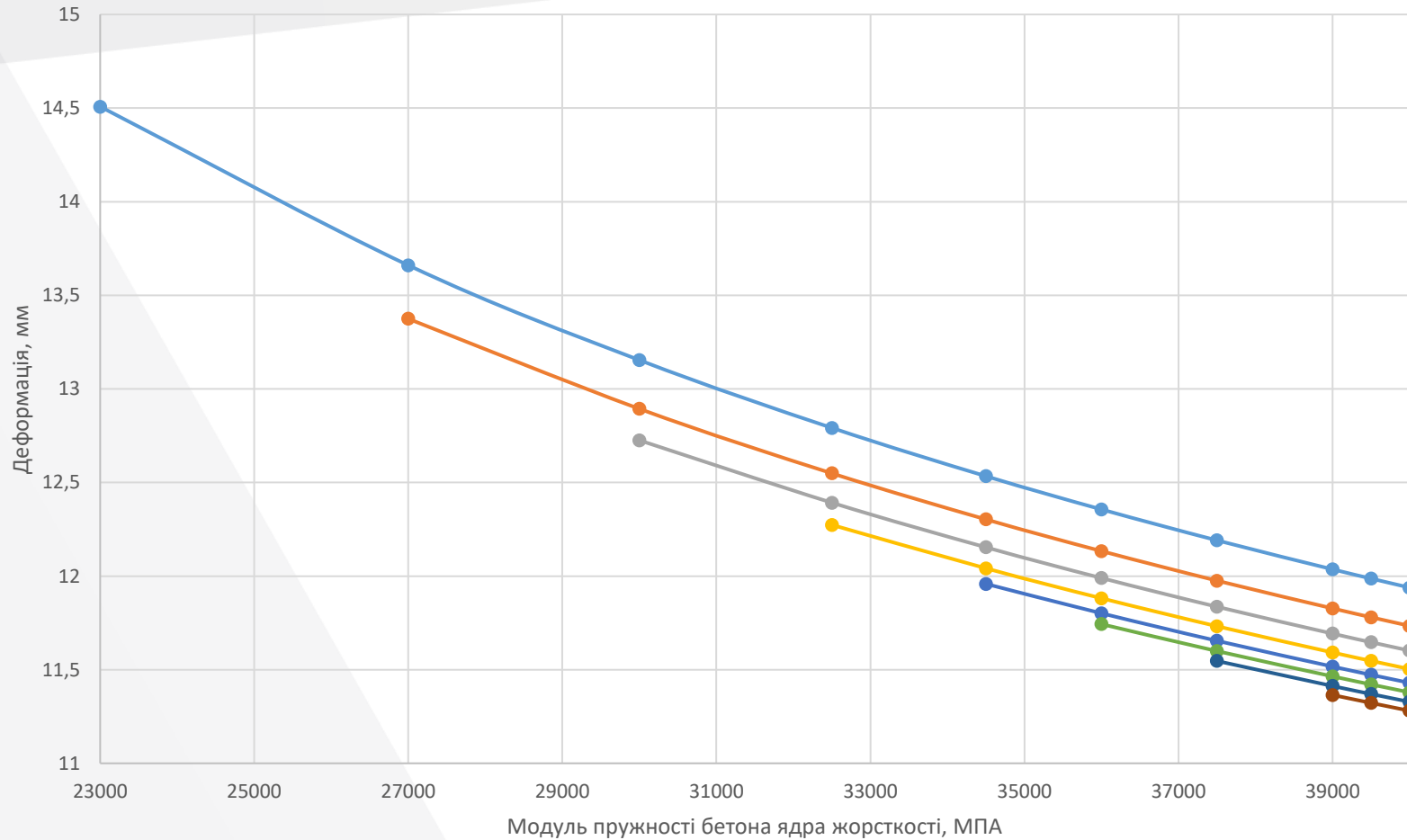
Також побудуємо графіки залежності внутрішніх зусиль в фундаментній плиті (найбільш навантажена ділянка в залежності від класу бетону ядра жорсткості), після чого об'єднаємо ці графіки для порівняльного аналізу різних жорсткостей несучих конструкцій.

Порівняльний аналіз деформацій при різних жорсткостях несучих конструкцій



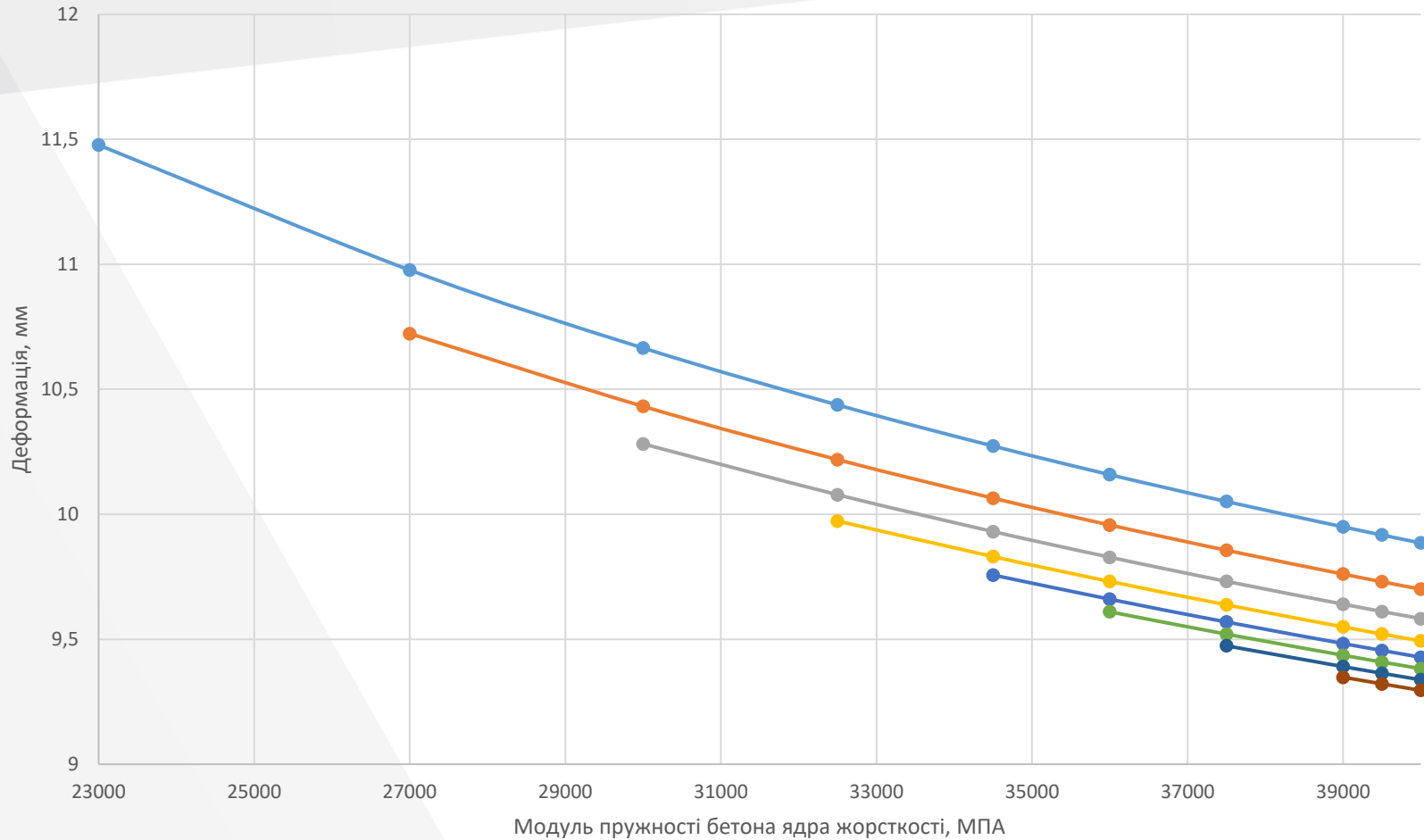
—●— C 12/15 —●— C 16/20 —●— C 20/25 —●— C 25/30 —●— C 30/35 —●— C 32/40 —●— C 35/45 —●— C 40/50

Порівняльний аналіз деформацій при різних жорсткостях несучих конструкцій



—●— С 12/15 —●— С 16/20 —●— С 20/25 —●— С 25/30 —●— С 30/35 —●— С 32/40 —●— С 35/45 —●— С 40/50

Порівняльний аналіз деформацій при різних жорсткостях несучих конструкцій



● C 12/15 ● C 16/20 ● C 20/25 ● C 25/30 ● C 30/35 ● C 32/40 ● C 35/45 ● C 40/50

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

Доповідь закінчено

Дякую за увагу

