

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**Факультет будівництва та транспорту**  
**Кафедра будівельних конструкцій**

До захисту  
Допускається  
Завідувач кафедри  
Будівельних конструкцій

\_\_\_\_\_  
/...../

підпис

«\_\_» \_\_\_\_\_ 2023 р.

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**за другим рівнем вищої освіти**

На тему: «Дослідження деформативності монолітного залізобетонного  
перекриття багатоповерхової житлової будівлі»

Виконав (ла)

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Гвоздецький В.О.

\_\_\_\_\_  
(Прізвище, ініціали)

Група

(Науковий)

керівник

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Срібняк Н.М.

\_\_\_\_\_  
(Прізвище, ініціали)

Суми – 2023 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних конструкцій

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

**ЗАВДАННЯ**

**НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

**Гвоздецький Владислав Олександрович**

**Тема роботи:** Дослідження деформативності монолітного залізобетонного перекриття багатоповерхової житлової будівлі

Затверджено наказом по університету № \_\_\_\_\_ від "\_\_\_" \_\_\_\_\_ 2023р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: "\_\_\_" \_\_\_\_\_ 2023 р.

Вихідні дані до роботи:

---

*Дослідити питання методів розрахунку з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу (залізобетону)*

---

---

---

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

---

*Виконати огляд джерел щодо питань виконання розрахунків будівельних конструкцій з фізично лінійної роботи бетону, сформулювати мету за завдання досліджень; виконати числовий експеримент з розрахунку плити покриття; проаналізувати результати експерименту та сформулювати висновки*

---

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

---

*Мультимедійна презентація в форматі Microsoft PowerPoint*

---

---

---

---

---

---

---

---

**Керівник :**

(підпис)

Н.М. Срібняк  
(Прізвище, ініціали)

**Консультант**

(підпис)

Н.М. Срібняк  
(Прізвище, ініціали)

**Завдання прийняв до виконання:**

**Здобувач**

(підпис)

В.О. Гвоздецький  
(Прізвище, ініціали)

## Анотація

**Гвоздецький Владислав Олександрович.** Дослідження деформативності монолітного залізобетонного перекриття багатоповерхової житлової будівлі – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

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

Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, огляд досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновки за результатами МКР (українською та англійською мовами). Сформульовано мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.

**Результати досліджень** дозволяють практичним шляхом можуть бути підтверджені теоретичні передбачення щодо важливості врахування при статичних розрахунках не лише жорсткості при вигині, але й жорсткості при крученні для плитно-балочних залізобетонних систем.

**Аналіз публікацій та досліджень** встановив, що при розрахунку будівельних конструкцій є ряд задач, вирішити які достовірно не можливо без врахування нелінійних властивостей бетону, так званої фізичної нелінійності. Насамперед це завдання з необхідності оцінки реальної поведінки конструкції (прогини); необхідність оцінити поведінку конструкції під час аварійних впливів (прогресуюче обвалення); розрахунок унікальних конструкцій; оцінка запасу міцності конструкції; нелінійна поведінка ґрунтів.

В **основній частині** наведено опис варіантного розрахунку залізобетонної плити перекриття за різної її товщини та за різних типів жорсткості пластинчатих скінчених елементів: пружній жорсткості, жорстостях, що отримані ітераційним шляхом при способі розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності в ПК Ліра-САПР, при пониженому модулі пружності.

У **висновках** встановлено, що параметри деформативності залізобетонних плити (вертикальні її прогини), отримані в результаті розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності суттєво (в 2..3 рази) відрізняються від значень прогинів, отриманих як результат розрахунку в пружній постановці. Числовий експеримент

показав, що чим більшою є товщина плити, тим є меншим вплив нелінійних властивостей бетону на величину максимальних прогинів.

**Ключові слова:** монолітна плита, залізобетонна плита, фізична нелінійність, інженерна нелінійність, ітераційний розрахунок, модуль пружності, деформації, повзучість бетону, нелінійна робота

**Список публікацій** та/або виступів на конференціях студента:

Гвоздецький В.О, Срібняк Н.М., Галушка С.А. Методики визначення деформативності залізобетонної плити // 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 55 сторінках, у тому числі 21 таблиці, 37 рисунків. Текст роботи містить 7 розділів, що включають загальну характеристику роботи та висновки, список з 36 використаних джерел, 2 додатки на 30 сторінках. Графічна частина складається з 26 слайдів мультимедійної презентації.

## Abstract

**Hvozdetskyi Vladyslav Oleksandrovyh. Study of the deformability of a monolithic reinforced concrete floor of a multi-storey residential building –**

Master's qualification work with manuscript rights.

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

The **work consists** of the *content, the general characteristics of the work and its qualification features, an overview of research on the chosen topic, sections of the main part, conclusions* based on the results of the MQW (in Ukrainian and English).

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

The **results of research** allow theoretical predictions regarding the importance of taking into account in static calculations not only bending stiffness, but also torsional stiffness for slab-beam reinforced concrete systems to be confirmed in a practical way.

The **analysis of publications and studies** established that in the analysis of building structures there are a number of problems that cannot be reliably solved without taking into account the nonlinear properties of concrete, the so-called physical nonlinearity. First of all, this task is based on the need to assess the real behavior of the structure (deflection); the need to assess the structure's behavior during emergency impacts (progressive collapse); design of unique structures; assessment of structural safety margin; non-linear behavior of soils.

The **main part** provides a description of the alternative calculation of the reinforced concrete floor slab for different thicknesses and for different types of stiffness of lamellar finite elements: elastic stiffness, stiffness obtained by iterative method with the calculation method taking into account engineering nonlinearity in PC Lira-CAD, with a reduced modulus of elasticity.

The **conclusions** established that the parameters of the deformability of reinforced concrete slabs (vertical deflections), obtained as a result of the analysis taking into account the engineering nonlinearity, differ significantly (by 2..3 times) from the values of the deflections obtained as a result of the analysis in the elastic setting. The numerical experiment showed that the greater the thickness of the slab, the

smaller the influence of the nonlinear properties of concrete on the magnitude of the maximum deflections.

**Key words:** monolithic slab, reinforced concrete slab, physical nonlinearity, engineering nonlinearity, iterative calculation, modulus of elasticity, deformations, concrete creep, nonlinear operation

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

**Hvozdetskyi V.O., Sribniak N.M., Halushka S.A.** Methods of determining the deformability of a reinforced concrete slab // 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 55 pages, including 21 tables, 37 figures. The text of the work contains 7 chapters, including a general description of the work and conclusions, a list of 36 used sources, 2 appendices on 30 pages. The graphic part consists of 26 slides of a multimedia presentation.

## ЗМІСТ

<b>Завдання</b> .....	
<b>Анотація</b> .....	
<b>РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ</b> .....	
<b>РОЗДІЛ 2. БІБЛІОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ</b> .....	
2.1 Врахування реологічних характеристик бетону. Явище повзучості	
2.2 Розрахунок з урахуванням фізичної нелінійності та розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності	
<b>РОЗДІЛ 3. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ</b> .....	
<b>РОЗДІЛ 4. СКІНЧЕНОЕЛЕМЕНТНА РОЗРАХУНКОВА СХЕМА ЯЧЕЙКИ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ</b> .....	
4.1 Тип та конструкція перекриття .....	
4.2 Особливості моделювання скінченоелементної схеми.....	
4.3 Граничні умови .....	
4.4 Параметри жорсткості скінчених елементів схеми.....	
4.5 Призначення характеристик матеріалів.....	
4.6 Призначення навантажень на розрахункову схему.....	
<b>РОЗДІЛ 5. ВАРІАНТИ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ</b> .....	
<b>РОЗДІЛ 6. РЕЗУЛЬТАТИ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ</b>	
6.1 Результати статичного розрахунку	
6.2 Визначення оптимальної товщини плити	
6.3 Тріщиноутворення	
6.4 Аналіз напруженого стану плити	
<b>РОЗДІЛ 7. ВИСНОВКИ</b>	
<b>Література</b> .....	
<b>Додатки</b> .....	
Додаток 1. Тези доповіді на конференції	
Додаток 2. Графічний матеріал (презентація)	

## РОЗДІЛ 1

### ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

#### *Актуальність теми*

Інженерний розрахунок передбачає пружні характеристики бетону та арматури (модулі пружності). В частині визначення напруженого стану таке допущення має достатню точність.

Але існують деякі інженерні задачі, в яких не можна отримати точне рішення використовуючи модуль пружності матеріалів, а не фактичні модулі їх деформації. Це стосується коректного визначення прогинів плит, балок, ширини розкриття тріщин, тощо. Для вирішення таких задач доцільно застосовувати розрахунок з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу [11,12,13,15].

Методика розрахунку з урахуванням фізично нелінійної роботи матеріалу використовують для вирішення таких задач [11]:

- необхідно визначати реальні параметри деформативності конструкції (величини прогинів);
- оцінити реальну величину розкриття тріщин;
- оцінка поведінки конструкцій під час аварійних ситуацій;
- визначення запасів міцності перерізів конструкції;
- оцінка нелінійної поведінки ґрунтів;

Нормативами [4] рекомендовано розраховувати елементи та конструкції з урахуванням фізичної нелінійності. Норми [4] пункт Д.2.1.8 рекомендують впроваджувати в практику проектування програмні розрахункові комплекси, що використовують метод скінчених елементів й в тому числі такі комплекси, де реалізується опція розрахунку з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкцій під навантаженням. Також вказано випадки, коли рекомендовано виконувати розрахунки з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу (залізобетону).

Урахування фізично нелінійної поведінки залізобетону під навантаженням дає можливість виявити додаткові резерви несучої здатності, обчислити деформації елемента, які більше відповідають дійсності, є можливість виконати розрахунок на прогресуюче руйнування [11].

Отже, як висновок можна прийняти наступне: не врахування такого параметру для деяких розрахунків (прогресуюче руйнування, оцінка запасу міцності) є просто неможливим, а в інших випадках результати розрахунків можуть бути заниженими (оцінка реальної деформативності конструкції);

*Метою* роботи є оцінка та порівняння параметрів напружено-деформованого стану монолітної плити за різних типів статичного розрахунку- при призначенні пружних жорсткостей залізобетону та з урахуванням фізичної нелінійності залізобетону.

*Задачі*, що поставлені для досягнення мети:

- аналіз досліджень щодо розрахунків залізобетону з урахуванням реальної роботи матеріалу під навантаженням;

- постановка питань дослідження як результат аналізу джерел;

- з метою виконання числового експерименту створення скінченоелементної моделі монолітної плити;

- виконання варіативних розрахунків використовуючи три типи жорсткості скінчених елементів: пружну, жорсткість, що змінюється за методикою «Інженерна нелінійність» ПК Ліра-САПР [3], жорсткість понижена за рекомендацією норм [4]

- результати числового експерименту; формулювання висновків

*Об'єкт дослідження* – монолітна залізобетонна плита покриття з розмірами в плані 12,8 x12,8 м

*Предмет дослідження* – напружено-деформований стан конструкції при варіюванні параметрів жорсткості.

*Практичне значення одержаних результатів*

Методом числового експерименту можуть бути підтверджені теоретичні передбачення щодо важливості та коректності виконання певних видів розрахунків з урахуванням фактичної нелінійної роботи залізобетону.

### ***Апробація та публікація результатів роботи***

Результати дослідження опубліковано в матеріалах науково-практичної студентської конференції.

Гвоздецький В.О, Срібняк Н.М., Галушка С.А. Методики визначення деформативності залізобетонної плити // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023.

## **РОЗДІЛ 2**

### **БІБЛІОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ**

#### **2.1 Врахування реологічних характеристик бетону. Явище повзучості**

Довготривала та безпечна експлуатація будівель передбачає врахування реологічних характеристик бетону. До останніх відносяться: набухання, усідання, релаксація та повзучість. Під повзучістю розуміють помірну деформацію матеріалу конструкції (зокрема бетону) під впливом постійного навантаження. Елементи конструкцій будівель під час експлуатації зазнають не лише тривалих навантажень, але й зазнають впливу змінних в часі навантажень (тимчасових). Такі впливи викликають пружні та пластичні деформації, які є миттєвими, а також вони викликають явище повзучості.

Надійність та довговічних конструкцій та елементів з бетону забезпечується урахуванням особливостями деформування бетону, в тому числі властивістю повзучості, що значним чином впливає на його напружено-деформований стан. Експлуатаційні навантаження на конструкцію викликають напруження в елементах, що відповідають

пластичним деформаціям матеріалу, зокрема, має місце і явище повзучості (збільшення відносних деформацій в часті при постійному, незмінному рівні навантаження).

Умови роботи конструкції під навантаженням значно впливають на фізико-механічні матеріалу конструкції. За впливу короточасних навантажень, величини яких не перевищують розрахункові, залізобетонні конструкції перебувають або в пружному або пружно-пластичному стані. За впливу тривалих навантажень деформації продовжують збільшуватися навіть при постійних навантаженнях, що обумовлюють постійні напруження в перерізі. Таке явище називають повзучістю.

Впродовж певного часу експлуатації конструкції відбувається перерозподіл зусиль між елементами будівлі в залежності від інтенсивності їх навантаження, а також в залежності від фактичних величин жорсткості перерізів елементів. Жорсткість, в свою чергу, залежить від характеру та інтенсивності тріщиноутворення. Із часом тенденція до утворення тріщин в залізобетонному елементі навіть при постійному навантаженні, зростає.

Перерозподіл зусиль відбувається також і між арматурою та бетонним каменем.

Збільшення прогинів (переміщень перерізів конструкції) в часі значним чином впливає на зміни напружень та зусиль в елементах. Особливо це притаманно для тонкостінних залізобетонних оболонок.

Важливим й актуальним є прогнозування чи, іншими словами, побудова моделі деформування бетону впродовж тривалого періоду. Від правильності такого прогнозування тривалого деформування з часом (врахування особливостей роботи залізобетону при проектуванні) залежить прямим чином надійність та довговічність споруд.

Конструкція, що проектується, також повинна відповідати вимогам функційної придатності, яку визначити не можливо без вірного

прогнозування перерозподілення напружень між бетоном та арматурою, яке має місце внаслідок повзучості бетону [17].

Норми проектування, що діють [22-24] майже не враховують такі фактори, як час та термін служби при розрахунках будівельних конструкцій. Впродовж часу експлуатації залізобетонні конструкції змінюють свої показники жорсткості, як було вище зазначено, а отже, знижуються міцність перерізу та модуль деформації бетону.

Напруження в бетоні та арматурі необхідно визначати за діаграмами роботи матеріалу під навантаженням (діаграмами стану бетону та арматури) керуючись сумарними відносними деформаціями від усіх впливів. Ці деформації (повзучість, усідання, набухання, самонапруження, преднапруження) розвиваються під час експлуатації.

Явище повзучості безпосередньо й корінним чином пов'язане з процесом руйнування, який розвивається з часом. Це обумовлюється накопиченням пошкоджень. Криву, що відображає тривалу міцність, будують як залежність «напруження-час до руйнування для конкретного значення напруження». На такій діаграмі, що побудована в логарифмічних координатах, можна виділити ділянку прямої, що відповідає крихкому руйнуванню в наслідок накопичення мікротріщин та ділянку, що відповідає руйнуванню при високому рівні напружень.

Для конструкції, що експлуатується, її несуча здатність точно може бути визначена лише при її руйнуванні, що, звичайно є неприпустим. Руйнівні механічні методи визначення міцності матеріалу надають лише опосередковану інформацію щодо стану конструкції. Числовий експеримент може бути саме тим інструментом, який дозволяє визначити дійсний напружено-деформований стан конструкції. Використання методу скінчених елементів при виконанні числового експерименту обумовлює стрімкий розвиток методів розрахунку будівель та споруд на міцність та

жорсткість, які якомога повніше враховують дійсних умов роботи конструкції.

В різний час вчені намагалися вивести теоретико-імпіричні залежності визначення деформації повзучості та відобразити закономірність залежності між напруженнями та деформаціями в пружно-повзучому середовищі. Такі дослідження ґрунтувалися на феноменологічних законах механічного стану матеріалу. Серед досліджень залежностей в пружно-пластичному середовищі бетону можна виокремити такі дослідження [17] Н.Х. Арутюняна, Г.Н. Маслов, І.Е. Прокопович, А.Я. Барашиков [25], А.М. Бамбура [26, 27], А.Б. Голишев, О.І. Голоднов [30-33], Б.Г. Демчина [28], А.Р. Ржаніцин, А.М. Невілл, В.М. Бондаренко та інші.

## 2.2 Розрахунок з урахуванням фізичної нелінійності та розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності

В [34] наведено результати статичного розрахунку плоскої рами при пружних жорсткостях та при розрахунку з використанням опції «інженерна нелінійність» (рис. 2.1 та 2.2)

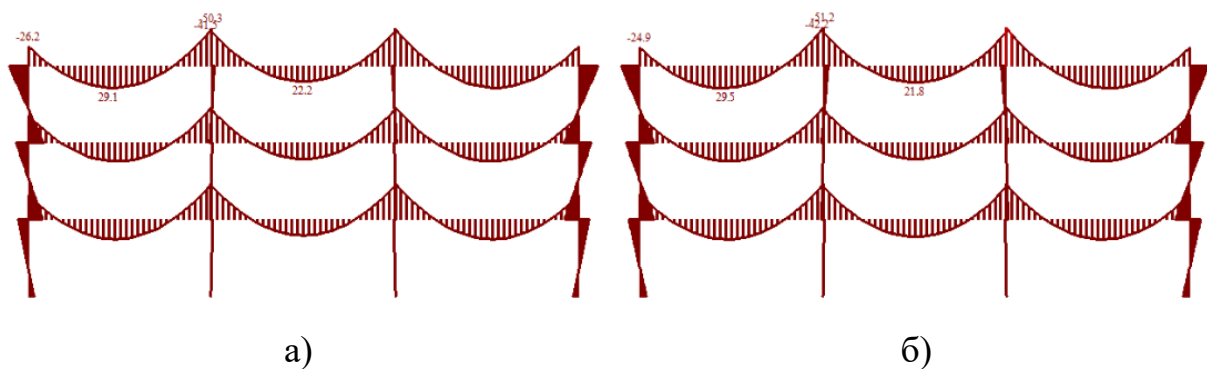
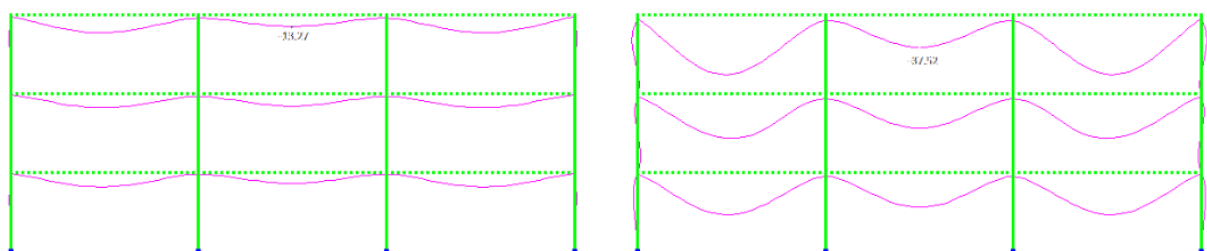


Рис. 2.1 Епюра моментів згину: при пружному розрахунку-а; при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності-б [34]



а)

б)

Рис. 2.2 Епюра прогинів  $f_z$ : при пружному розрахунку-а; при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності-б [34]

Так, із рис. 2.1 видно, що величини внутрішніх зусиль (моментів вигину) змінилося не значним чином – на 1,8%, а з рис. 2.2 видно, що прогини за розрахунком з урахуванням інженерної нелінійності збільшилися на 173,7 % (з 13,17 мм при пружному розрахунку та 37,52 мм при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності).

Розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності полягає у визначенні нових параметрів жорсткості заармованого перерізу, що знаходиться під навантаженням. З цією метою поперечний перетин елемента розбивається на нескінченно малі (елементарні) площадки у випадку перерізу стержньового елемента або на елементарні шари у випадку пластинчатого скінченного елемента [34].

Процесор виконує обчислення зусиль від «визначальної комбінації» [35], виконує підбирання армування та виконує перерахунок жорсткості перетину. На кожній елементарній площадці бетону та точечному включенні арматури розташовується нова жорсткість, «що січе». Якщо має місце утворення та розкриття тріщини, то елементарні площадки бетону, які до неї потрапили із результатів розрахунку жорсткості перетину, виключається.

Технічно розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності відрізняється від лінійного розрахунку лише завданням параметрів однієї таблиці (рис. 2.3), що утворює так звану комбінацію навантажень.

Моделирование нелинейных нагружений конструкции

Инж. нелинейность ▾ Параметры

Номер вар-та конструирования 1 ✓

Коэффициенты определяющей комбинации

№ згр.	Козф.	Наименование
1	0.8	Кратковременные нагрузки на плиты
2	1	Нагрузки плит перекрытия
3	1	Собственный вес конструкции
4	1	Нагрузки от стен
5	0.95	Длительное от помещений
6	0.8	Кратковременное от помещений
7	1	

+ ✂ ?

Рис. 2.3 Таблица, що задається при розрахунку «Інженерна нелінійність 1»

Традиційний розрахунок, як вже було зазначено вище, не враховує фізичну нелінійність бетону (рис.2.4)

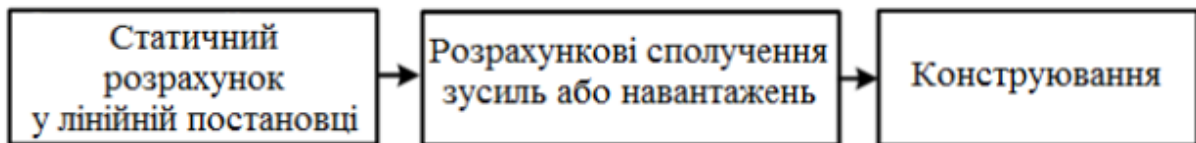


Рис.2.4 Схема проектування конструкцій, що є традиційною [35]

Але врахування фактору справжньої нелінійної роботи виявляє суттєве збільшення переміщень – в 2..3 рази порівняно з пружною постановкою задачі; перерозподілення зусиль, що більш точно відображає реальний напружений стан рис. 2.4 та [34].

При розрахунках конструкції з урахуванням фізично нелінійної роботи матеріалу немає прямої лінійної залежності між напруженнями в перерізі та його деформаціями, тобто присутнє явище нелінійної пружності (рис.2.5).

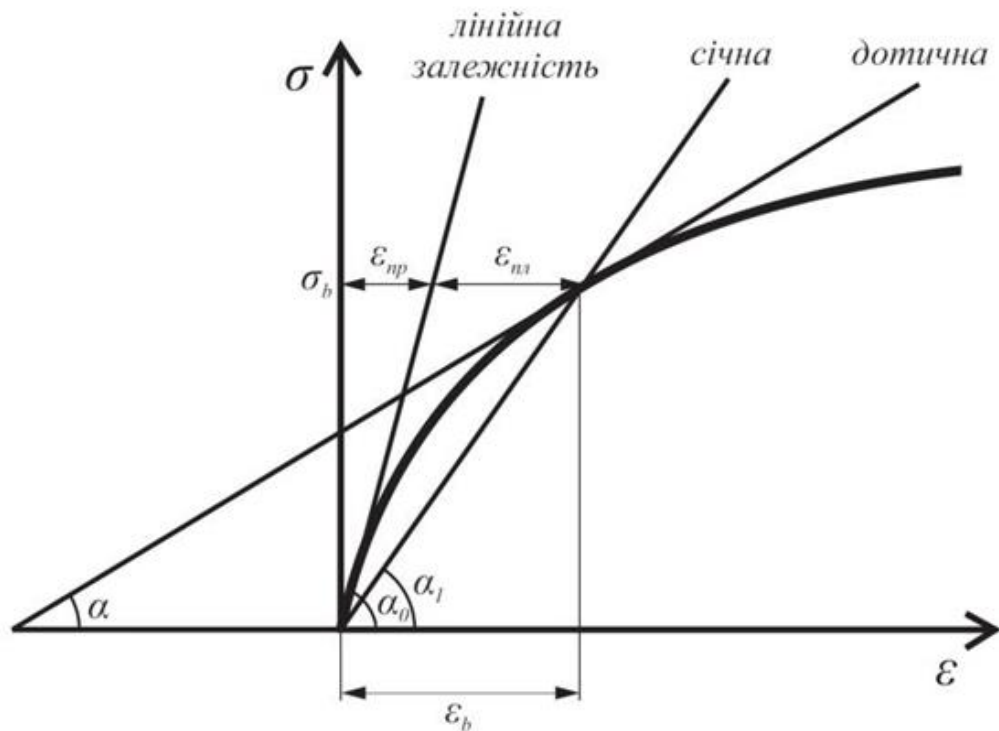


Рис.2.5 Залежність  $\sigma$ - $\epsilon$  для бетону і модуль деформацій [15]

Такі задачі розв'язують застосовуючи покроковий метод з використанням нелінійного процесору в ПК Ліра-САПР. Це дозволяє отримати картину напружено-деформованого стану конструкції з урахуванням її реальної нелінійної роботи. Це справедливо як для моно матеріальних конструкцій, так і для біматеріальних конструкцій. До останніх конструкцій можна віднести такий композит як залізобетон, в якому арматура та бетон працюють сумісно [11].

Особливість фізичного розрахунку полягає в тому, що totale навантаження на конструкцію прикладається не відразу, а ступеневе, тобто «невеликими порціями». Користувач сам визначає кількість ступенів завантаження конструкції (рис. 2.6). Напруження та деформації визначаються для перерізу для кожної ступені завантаження. Тобто на кожній  $i$ -й стадії виконується класичний лінійний розрахунок - окрема задача в лінійній постановці.

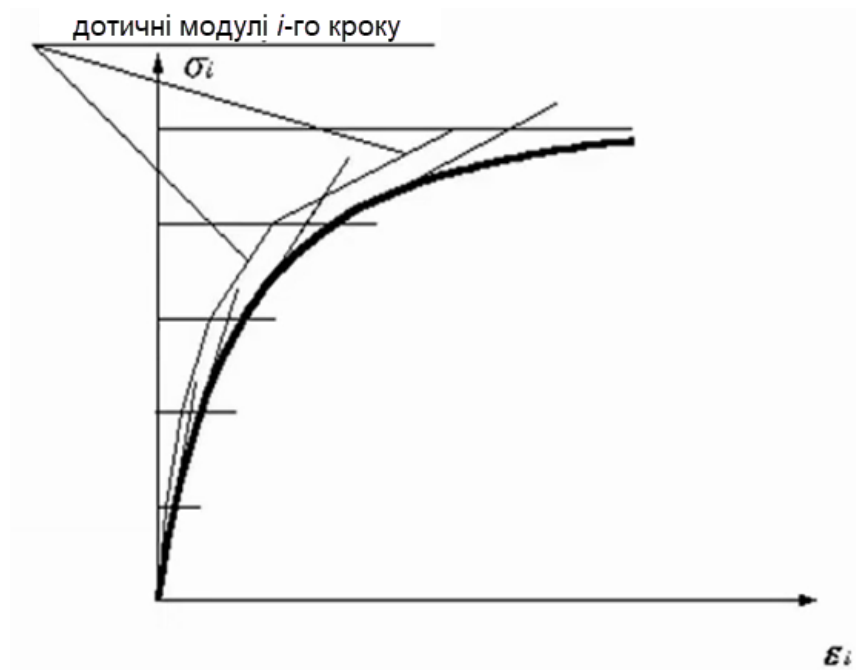


Рис. 2.6 Процедура використання нелінійного процесора під час розрахунків з урахуванням фізичної нелінійності

В кожній точці на графіку, що відповідає конкретним значенням напруження  $\sigma$  та відносним деформаціям  $\varepsilon$ , визначається фактичний модуль деформації  $E_i$ .

Отже, при покроковому завантаженні й при кроці  $n = 60$ , наприклад, задача буде вирішуватися 60 разів й будуть встановлені певні величини напружень (зусиль) та деформацій на кожному кроці ітерації (60 значень цих характеристик). На кожному наступному  $i$ -му етапі напруження та деформації вже будуть враховуватися з урахуванням  $E_{i-1}$ , тобто модуля пружності, отриманого на попередньому етапі, та який буде визначатися саме  $\sigma_{i-1}$  та  $\varepsilon_{i-1}$ . В варіанті лінійного розрахунку має місце завантаження конструкції в один момент часу тотальною величиною навантаження й задача обчислюється один раз.

На рис. 2.7 наведено вікно завдання параметрів фізично нелінійного розрахунку, а на рис. 2.8 – деякі криволінійні залежності, що надає ПК Ліра-САПР для фізично-нелінійного розрахунку.

Задання жорсткості для пластин

Переріз

Жорсткісні характеристики

Розрахувати автоматично за розмірами  
 Коефіцієнт до жорсткості  
 Врахування нелінійності

Врахування ортотропії

E2:   
 V:  V21:   
 G:

H:  см Ro:  т/м<sup>3</sup>

Тип KE

Кроковий  Ітераційний  
 Плита, оболонка  Балка-стінка

Розвантаження з початковою жорсткістю  
 Нелінійний закон для арматури з ТЗА

Врахування зсуву Менший розмір пластини:  м

Коментар:  Колір:

✓ ✗ ?

### Закони нелінійного деформування матеріалів

Враховувати армуючий матеріал   
 Враховувати повзучість бетону

Основний матеріал

Закон нелінійного деформування: 15 - експоненціальний закон деформування для

№ запису: 1 Нова Копіювати Видалити

Коментар:

Завантажити закон із файлу

Параметри закону нелінійного деформування

Параметри	Значення	Замалювати
$E_0(-)$		т/м <sup>2</sup>
$E_0(+)$		т/м <sup>2</sup>
$\sigma(-)$		т/м <sup>2</sup>
$\sigma(+)$		т/м <sup>2</sup>
$\alpha(-)$		
$\alpha(+)$		

Зберегти закон у файл

Поточний закон  Усі закони проекту

Підтвердити Скасувати Довідка

Теорії міцності (для KE пластин)  
 Найбільших головних:   
 Граничне напруження  
 Розтяг:   
 Стиск:

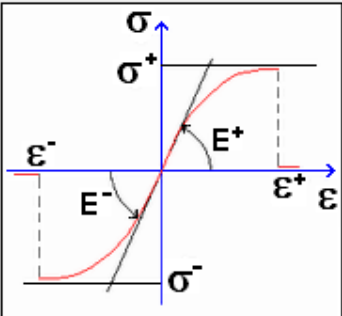


Рис. 2.7 Завдання параметрів фізично нелінійного розрахунку

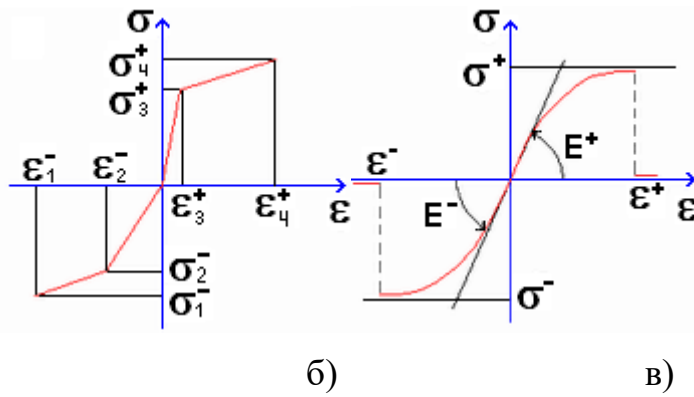


Рис. 2.8 Деякі нелінійні закони деформування, що можна обрати для фізично-нелінійного розрахунку в ПК Ліра-САПР: кусочно-лінійний закон деформування-а; експоненціальний закон деформування для залізобетону-б

Недоліком розрахунку з урахуванням фізичної нелінійності є те, що за таким принципом неможливо виконати класичний конструктивний розрахунок (рис.2.4), не можливо застосувати методику визначення напружено-деформованого стану за РСН чи РСУ [6]. Тобто при класичному фізично нелінійному розрахунку конструкцію можна завантажити лише одним навантаженням, розбивши його на ступені завантаження.

Розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності об'єднує в собі можливості врахування нелінійної роботи матеріалу та можливості традиційного розрахунку за РСН чи РСУ. Такий розрахунок дозволяє виконати розрахунок на всі необхідні завантаження та їх поєднання (РСН та РСУ), надає можливість підібрати армування.

### РОЗДІЛ 3

#### МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ

Методику досліджень, які використані в роботі можна класифікувати як:

1) застосування **аналітичного методу**. Проаналізовано дослідження, що існують, які вказують на необхідність в окремих випадках інженерних

розрахунків враховувати фізичну нелінійність матеріалу. Не врахування такого параметру для деяких розрахунків (прогресуюче руйнування, оцінка запасу міцності) є просто не можливим, а в інших випадках результати розрахунків можуть бути заниженими (оцінка реальної деформативності конструкції);

2) застосування **числового методу розрахунку**, що базується на методі скінчених елементів. Метод дозволяє більш точно, враховуючи всі особливості конструктивного вирішення плити змодельовати її скінченими елементами, вказавши необхідні параметри й граничні умови, й виконати статичний розрахунок скінченоелементної схеми.

3) **аналіз результатів** скінченоелементного розрахунку (масивів даних) з використанням табличного редактора.

## РОЗДІЛ 4

### СКІНЧЕНОЕЛЕМЕНТНА РОЗРАХУНКОВА СХЕМА ЯЧЕЙКИ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ

#### *4.1 Тип та конструкція перекриття*

Конструкція плити є безбалковою та безкапітельною, Ребра (балки) в такій конструкції перекриття відсутні. Відсутні також і потовщення – капітелі, через які плита спирається на колони. Такий тип плит нині все більше знаходить застосування в житловому та громадському будівництві.

Слід зазначити, що із збільшенням площ будівель, що зводяться, безбалочні перекриття стають універсальним конструктивним рішенням, що забезпечують мінімальну працемісткість та вартість зведення, що не будуть впливати на характеристики міцності конструкції.

В промисловому будівництві безбалкові плоскі плитні перекриття виконуються із влаштування капітелей у верхній частині колони.

Такий тип безбалкового перекриттів, як правило, влаштовують на прямокутній стінці колон (4,0 x 4,0 м; 5,0x5,0 м; 6,0 x 6,0 м ). За критерієм

витрати матеріалів такі перекриття є більш економічними, та, зважаючи на рівні гладкі поверхні, є також і більш естетичними й потребують менших витрат на опорядження в порівнянні із ребристими перекриттями.

Просторовий каркас будівлі із перекриттям безбалкового типу являє собою раму за обома напрямками, ригелями в якій служить безбалкова плита, яка тісно з'єднана із колонами. Безбалкові безкапітельні перекриття є економічно вигідними конструкціями у порівнянні з балковими перекриттями при величині прольоту до 6,0 м та тимчасових навантаженнях більше ніж 5 кН/м<sup>2</sup>. Таке конструктивне рішення перекриттів є популярним в багатоповерхових будівлях.

При безбалковій безкапітельній схемі перекриття при різній схемі розташування колон – регулярному чи нерегулярному їх розташуванню, в середині поля плити та по її бокам виникають різні розрахункові схеми.

Товщину такої плити призначають із умови її міцності і, як правило, товщина знаходиться в межах  $(1/32 \dots 1/35)l_2$ , де  $l_2$  – це більший проліт.

Клас бетону рекомендовано приймати С16/20...С 25/30 [16].

Експериментально визначено, що для плити безбалкового типу найбільш небезпечним навантаженням небезпечними завантаженнями є два типи навантаження: 1) навантаження, що розподілене по всій площі та 2) навантаження, що розподілене по смузі через проліт [16].

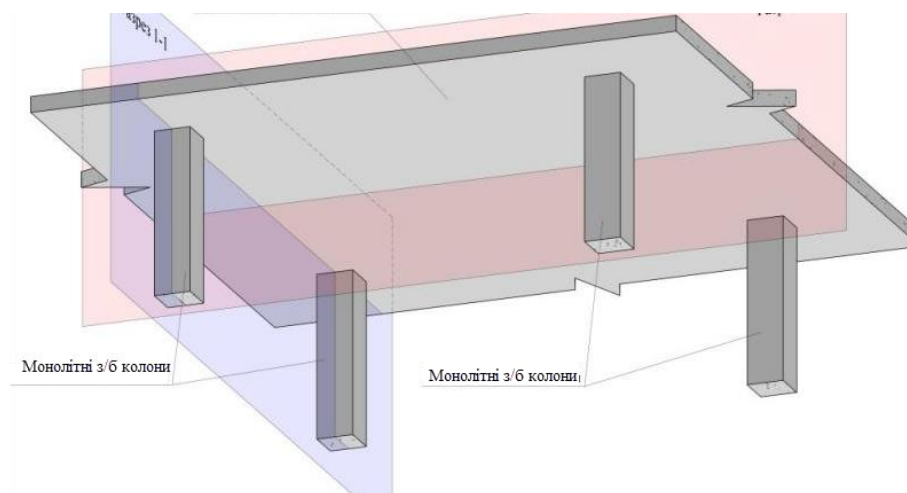


Рис. 4.1 Безбалкове монолітне залізобетонне перекриття

Розрахунок монолітних перекриттів такого типу виконують застосовуючи метод граничної рівноваги. При навантаженні, що прикладене по площі смуги, в граничній рівновазі утворюються три лінійних шарніри пластичності [16]. Такими шарнірами з'єднуються диски в місцях зламу (рис. 4.2).

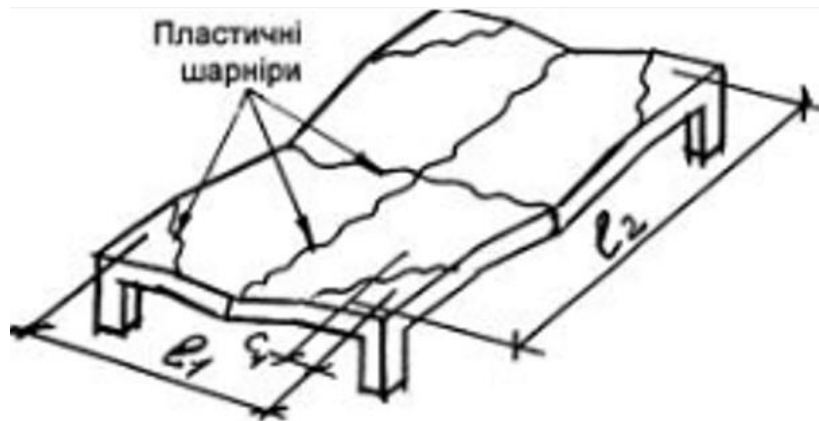


Рис. 4.2 Утворення пластичних шарнірів в плиті перекриття безбалкового типу при суцільному навантаженні по площі плити

У випадку, коли має місце злам окремої смуги й при утворенні двох жорстких дисків при з'єднанні їх трьома лінійними шарнірами, середню плиту розраховують за умовою:

$$M_{sup} = R_s \cdot A_{s1} Z_{sup} \text{ та } M_l = R_s \cdot A_s \cdot 2z_l, \quad (4.1)$$

Сума моментів – в прольоті та на опорі, що сприймаються перерізом плити в пластичних шарнірах, є рівною балковому моменту плити із шириною  $l_2$  і прольотом  $l_1 - 2c_1$ , тобто в напрямку  $l_1$ :

$$\frac{q l_2 (l_1 - 2c_1)^2}{8} = R_s (A_{s1} Z_{sup} + A_{s2} Z_l) \quad (4.2)$$

Аналогічний вираз можна записати й для напрямку  $l_2$ .

де:  $l_1, l_2$  – робочі напрямки плити;

$q$  – сумарне навантаження на  $1 \text{ м}^2$  плити;

$c_1$  – відстань від пластичних шарнірів, що утворюються біля опор, до осі найближчих до них рядів колон у напрямку  $l_1$

$A_{s1}$  – площа перетину арматурних стержнів в пластичному шарнірі, що утворюються біля опор, в межах однієї панелі;

$A_{s2}$  – площа перетину арматурних стержнів в пластичному шарнірі, що утворюються в прольоті плити, в межах однієї панелі;

$Z_{sup}$  та  $Z_1$  – плече внутрішньої пари сил у пластичних шарнірах - опорному та прольотному;  $Z_{sup} \gg Z_1 \gg 0,9\delta_{пл}$

З точки зору спрощеності розрахунків на міцність та виконання робіт розрахункова схема із однаковими моментами вигину відносно обох осей в площині ХОУ, а значить і з однаковим армуванням верхньої та нижньої зон плити вимагають особливої уваги щодо дотримання вимог розрахунку за 2-ю групою граничних станів, і, зокрема, щодо прогину в центрі плитної ячейки та ширини розкриття тріщин в приопірних зонах.

Це викликає необхідність обмежувати розміри прольотів чи величин навантажень, що діють на перекриття, збільшувати висоту перерізу та площу робочої арматури. Збільшення армування в перерахунку на ячейку досягає 30% та більше від необхідної площі арматури, прийнятої за розрахунком на міцність.

Як відомо, попереднє напруження арматури є ефективним способом підвищити тріщиностійкість та знизити деформативність плити. Попереднє напруження арматури може відбуватися по всій площі плити або вібрково на ділянках, що деформуються найбільше.

#### *4.2 Особливості моделювання скінченоелементної схеми*

Розглянемо фрагмент монолітного диску покриття у вісях «1»-«3» та «А»-«С» розміром в осях 12,0×12,0 м (рис. 4.3). Залізобетонна монолітна плита перекриття спирається на дев'ять колон. Крок колон в поперечному та поздовжньому напрямку становить 6,0 м, тобто сітка колон має розмір 6,0х6,0 м та два кроки як в поперечному, так і в поздовжньому напрямку.

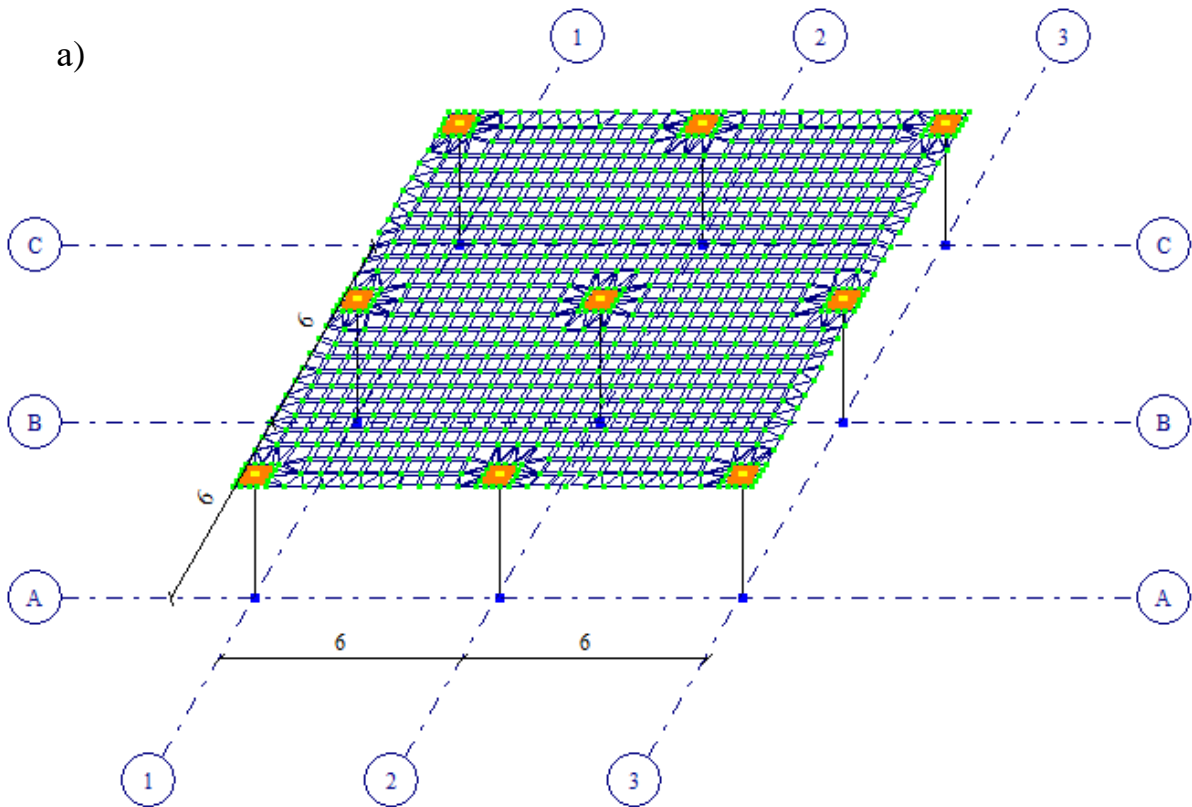


Рис. 4.3 Скінчено-елементна схема плити залізобетонного перекриття, що досліджується, в осях 1-3 та А-В

На рис. 4.5 наведена просторова (3D) модель залізобетонної монолітної плити перекриття.

В місці спирання на колону безкапітельної безбалкової плити при скінченоелементному моделюванні необхідно виконати улаштування абсолютно жорсткого тіла, яке повинно точно повторювати переріз колони та навколо якого буде змодельована дрібна сітка скінчених елементів типу пластини. Це виконується з метою запобігання утворенню «скачків» на епюрах моментів вигину та епюрах перерізуючих сил, а також, як наслідок, з метою запобігання завищеного армування плити перекриття.

Абсолютно жорстке тіло створюється для пластинчатих скінчених елементів за допомогою інструменту «створення АЖТ» (рис.4.4). Розмір кожної пластини дорівнює половині перерізу колони.

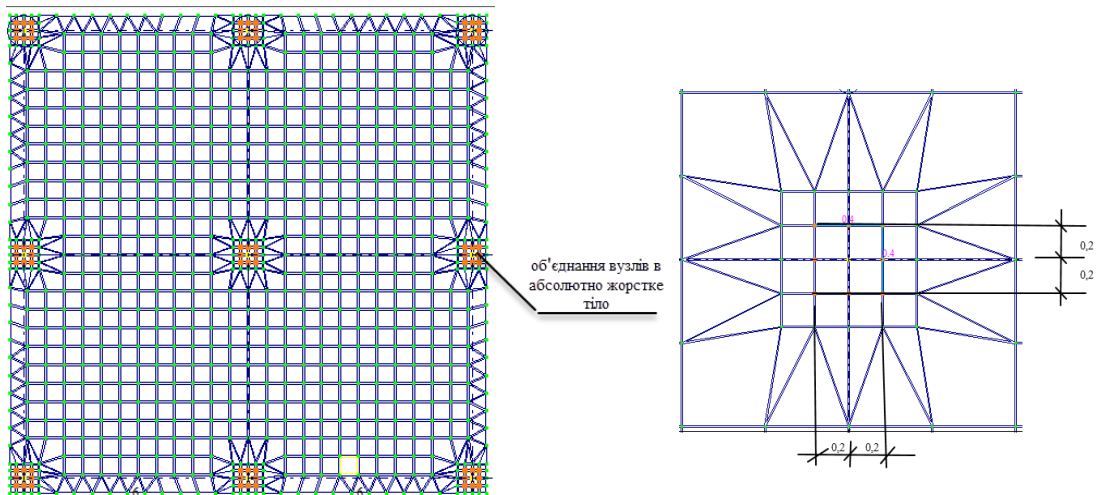


Рис. 4.4 Об'єднання вузлів пластин над колонами в АЖТ

Для створення пластини, яка буде моделювати решту частини плити використано інструмент «створення контуру з отворами». Необхідно вказати вузол площини, в якій буде створюватися контур та вводяться зовнішні та внутрішні контури плити.

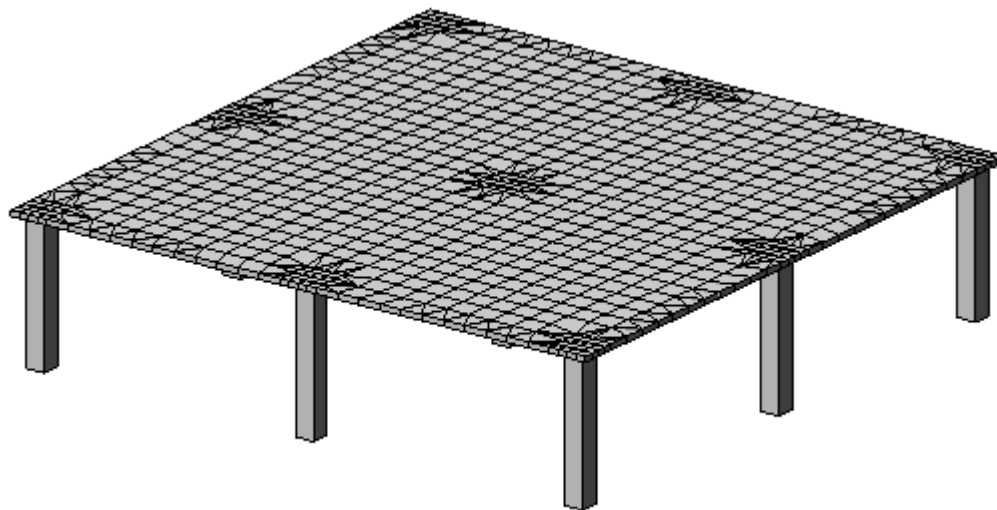


Рис.4.5 Просторова модель плити перекриття

Плита змодельована кінцевим елементом №44–прямокутним кінцевим елементом типу плита.

### 4.3 Граничні умови

Граничними умовами називаємо спосіб з'єднання колони з фундаментом. Вважаємо, що колона заглиблена в підколонну частину фундаменту стаканного типу, що можна апроксимувати жорстким закріпленням опорних стержнів колон (рис.4.6).

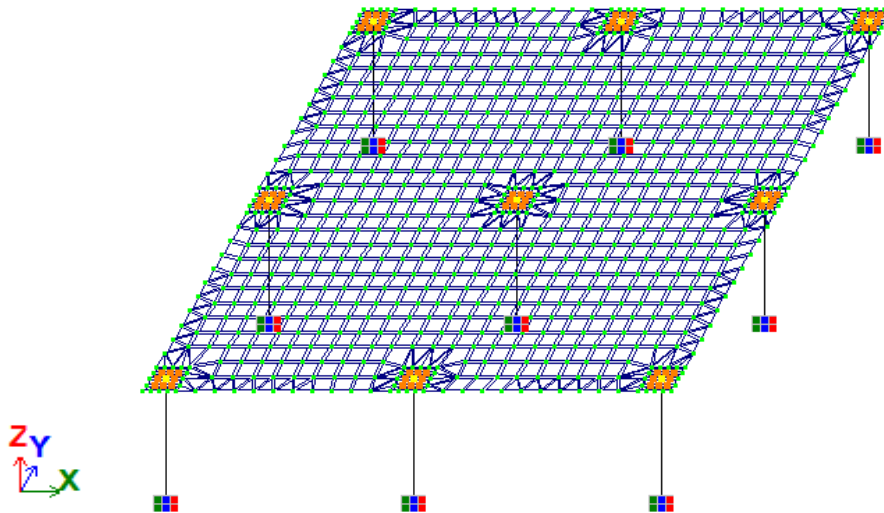


Рис. 4.6 Граничні умови для плити: жорстке защемлення колон в фундаментах

### 4.4 Параметри жорсткості скінчених елементів схеми

Приймемо три типа жорсткісних параметрів для КЕ 41 – плита.

#### **Тип жорсткості №1 – пружна жорсткість**

Розрахунок конструкцій будівель та споруд, що базується на методі кінцевих елементів передбачає предствлення основних конструкційних матеріалів (бетону, сталі та ін.) як матеріалів, що мають пружні характеристики. Для їх опису використовується початковий модуль пружності  $E_0$ , якій є окремим варіантом такої величини як модуль деформації. В непружній стадії роботи реальна величина модуля деформації відрізняється від початкового модуля. В інженерних розрахунках приймають, що будівельна система представлена в вигляді пружних систем

у вигляді певної кількості КЕ з певною кількістю ступенів свободи. Ці елементи з'єднуються між собою у вузлах [2].

Характеристики жорсткості першого типу наведено в табл. 4.1

Таблиця 4.1- Пружні характеристики жорсткості СЕ41

Назва СЕ	Клас бетону на міцність, С	$E_{ск.}$ (Т/М <sup>2</sup> )	$E_{ск.}$ (Т/М <sup>2</sup> )	$\vartheta$	$t$ , см	$R_0$ , Т/М <sup>3</sup>
Пластина, СЕ41 (плита)	С20/25	$2,6 \cdot 10^6$	$2,3 \cdot 10^6$	0,25	10÷30	2,5
Стержень, СЕ10	С20/25	$2,6 \cdot 10^6$	$2,3 \cdot 10^6$	0,25	40x40	2,5

### ***Тип жорсткості №2 - жорсткість із урахуванням інженерної нелінійності***

Розрахунки, де немає лінійної залежності між напруженнями й деформаціями є фізично нелінійними розрахунками. В такого типу розрахунках характер роботи матеріалу (зокрема залізобетону та сталі) під навантаженням залежить від нелінійного закону деформування, тобто так званої «нелінійної пружності». Закон, за яким відбувається деформування матеріалу конструкції під навантаженням, може бути або симетричним чи несиметричним. Робота під навантаженням характеризується в цьому випадку різними опорами стиску та розтягу. Спосіб, яким вирішуються ці задачі називається ітераційним кроковим методом [2].

З метою узагальненого та опосередкованого урахування властивостей матеріалу конструкції, що є нелінійними, створено метод інженерної нелінійності. Такий метод дозволяє визначити знижену жорсткість елементів, а надалі провести розрахунок за стандартною схемою, тобто так, як це традиційно прийнято при пружному лінійному розрахунку.

Метод інженерної нелінійності при розрахунку зокрема й залізобетонних конструкцій, дозволяє визначити фактичні параметри жорсткості перерізу елемента, що, фактично, понижуються внаслідок тріщиноутворення різного типу. На пониження параметрів жорсткості впливають також й пластичні деформації арматури та бетону [3].

В діалоговому вікні *Моделювання нелінійних завантажень конструкції* задаються параметри, які обумовлюють специфіку та організацію покрокового процесу для рішення нелінійних задач, задач монтажу-демонтажу споруди, задач інженерної нелінійності.

У вкладці «Розрахунок» необхідно вказати опцію статичного розрахунку як «Інженерна нелінійність 1» – рис. 4.7 та вказати параметри такого розрахунку - рис. 4.8.

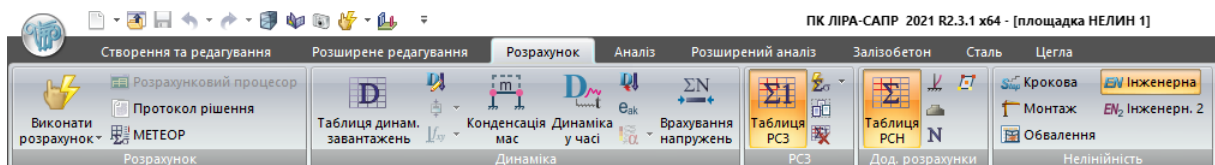


Рис. 4.7 Розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності «Інженерна нелінійність 1» – це спосіб ітераційного розрахунку на визначальне навантаження.

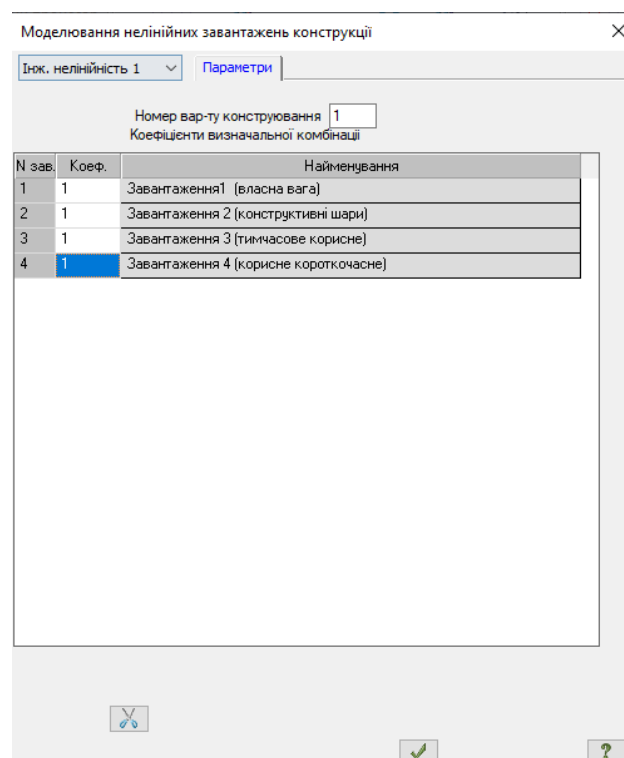


Рис. 4.8 Вікно завдання параметрів при розрахунку з використанням методу інженерної нелінійності

### ***Тип жорсткості №3 – понижена жорсткість за методикою [4]***

Норми [4] говорять про те, що вертикальні прогини конструкцій слід визначати від завантаження конструкції вертикальним навантаженням, а саме від експлуатаційних величин постійних та тимчасових тривалих завантажень. Розрахунок передбачає стадії розрахунку. На 1-й його стадії рекомендовано приймати знижені значення модуля пружності. Так, для плит, як для горизонтальних несучих конструкцій, рекомендовано прийняти величину модуля пружності в 30% від повної величини модуль, тобто  $E_{\text{пониж}} = 0,3E_0$  [4].

Отже, для третього типу жорсткості для пластинчатих скінчених елементів застосуємо модуль пружності  $E_1 = 0,3E_0$ , тобто приймемо 30% від величини початкового модуля пружності бетону (табл. 4.2).

Таблиця 4.2 – Понижені характеристики жорсткості KE41

Назва KE	Клас бетону на міцність, С	$E_1 = 0,3E_0$ , (Т/м <sup>2</sup> )	$\vartheta$	$t$ , см	$R_0$ , т/м <sup>3</sup>
Пластина, KE41	C20/25	$7,8 \cdot 10^5$	0,25	10÷30	2,5

### ***4.5 Призначення характеристик матеріалів***

Для подальшого проектування окремих елементів розрахункової схеми необхідно задати параметри матеріалів – бетону та арматури. Так, було прийнято бетон класу C20/25 та арматуру А400с [9]. Товщину плити було прийнято варіативно: в діапазоні від 10 до 30 см.

На рис.4.9 показано вікно програми при введенні параметрів констрування для залізобетонних конструкцій (плити).

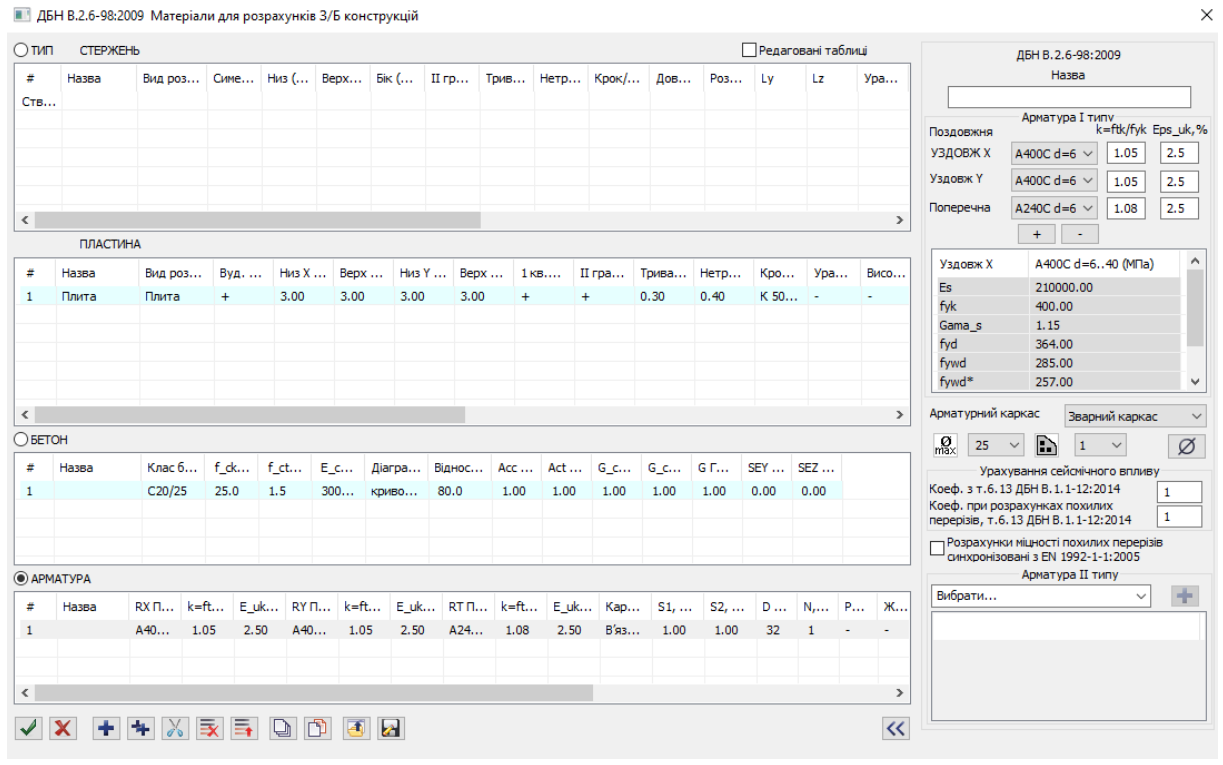
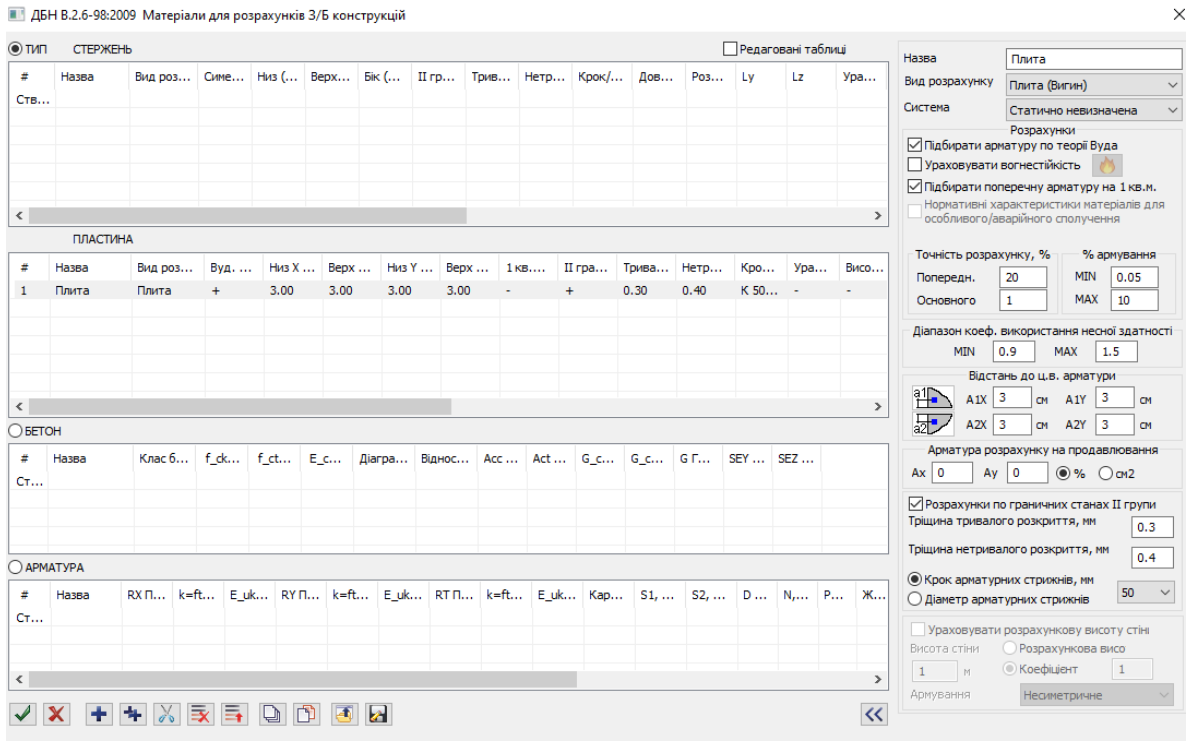


Рис.4.9 Вікна програми ЛІРА-САПР при завданні параметрів конструювання для монолітної плити

#### 4.6 Призначення навантажень на розрахункову схему

Створимо чотири завантаження, що рівномірно розподілено по площі поверхні плити – власна вага залізобетонної плити, вага конструктивних шарів, що влаштовано по плиті, тимчасове корисне наванження з виділенням в ньому квазіпостійної частини та короткочасної складової [5].

Навантаження, що прийнято, наведено в табл. 4.3.

Таблиця 4.3 – Збір навантажень на 1 м<sup>2</sup> плити перекриття

№ завантаження	Назва навантаження	Характеристичне навантаження, т/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження, т/м <sup>2</sup>
<b>1. Постійні навантаження</b>				
1.	Власна вага плити		1,1	
<b>Всього завантаження 1:</b>		Автоматично визначається ПК «Ліра» в залежності від $\rho$ та $t$		
2.	Підготовка $h = 16$ мм (шлакобетон $\gamma = 16$ кН/м <sup>3</sup> ) $h * \gamma = 0,07$ м * 16000 Н/м <sup>3</sup>	0,114	1,3	0,148
	Підлога $h = 30$ мм (бетон класу C25/30 $\gamma = 24$ кН/м <sup>3</sup> ) $h * \gamma = 0,03$ м * 24000 Н/м <sup>3</sup>	0,073	1,3	0,095
<b>Всього завантаження 2:</b>		<b>0,187</b>		<b>0,243</b>
<b>2. Тимчасові навантаження</b>				
	Тимчасове корисне навантаження, в тому числі:	0,200	1,2	0,235
3	- довготривала частина	0,085	1,2	0,102
<b>Всього завантаження 3:</b>		<b>0,085</b>	<b>1,2</b>	<b>0,102</b>
4	- короткочасна частина	0,15	1,2	0,18
<b>Всього завантаження 4:</b>		<b>0,200</b>		<b>0,235</b>

На рис.4.10 наведено плиту, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням. На рис. 4.11 наведено вікно Завантажень із вказанням типу завантаження в ПК ЛІРА- САПР.

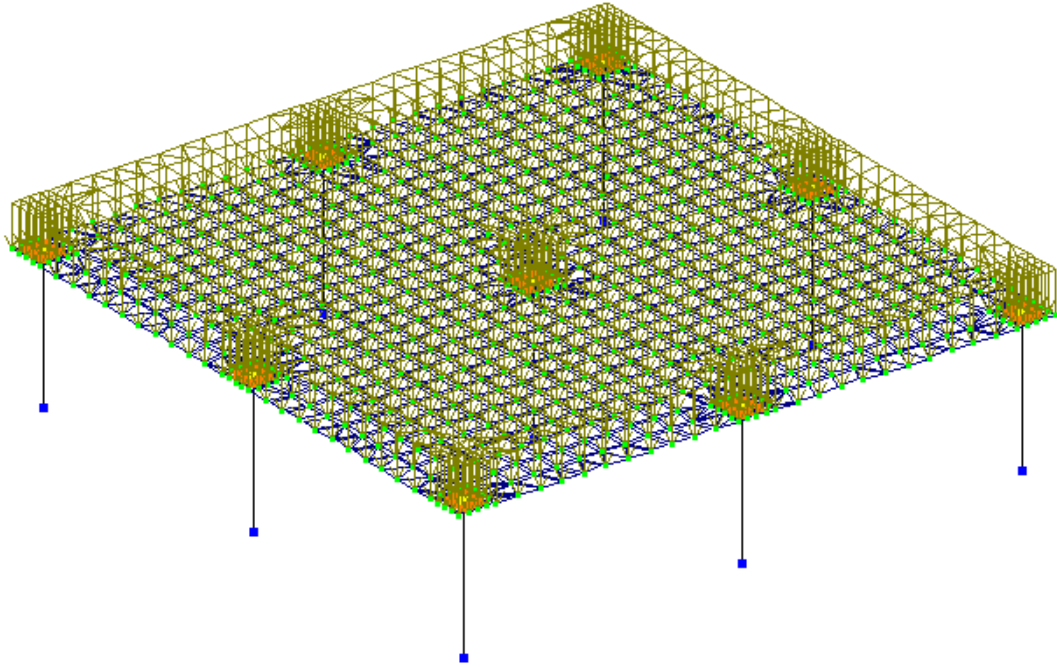


Рис. 4.10 Завантаження поверхні плити рівномірно розподіленим навантаженням по площі плити

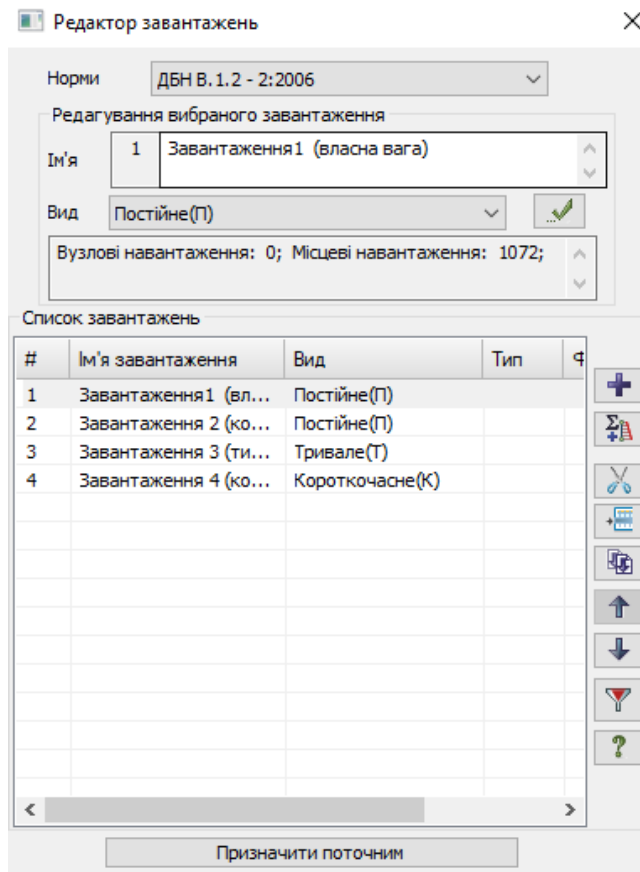


Рис. 4.11 Вікно завантажень, що прийняті до розрахункової схеми

На основі завантажень, що наведені в таблиці 4.3, було прийнято два основних сполучення навантажень. Оскільки метою дослідження є встановлення, насамперед, параметрів деформативності плити, то значення навантажень, що входять до сполучень навантажень, прийнято характеристичними, тобто з коефіцієнтом  $\gamma_{fm} = 1,2$ .

В ПК ЛІРІ-САПР передбачено опцію розрахунку (процесор) - так звана система розрахункового сполучення навантажень (РСН). Його задача обчислювати переміщення у вузлах скінченоеlementної схеми та напружень (зусиль) в скінчених елементах від певних стандарних лінійних комбінацій завантажень та довільних комбінацій лінійних завантажень. Під стандарними комбінаціями навантажень передбачають комбінації, передбачені нормативними документами [6].

Для перевірки граничних станів другої групи прийнято основні сполучення постійних навантажень з експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Норми [5] розглядають такі основні поєднання навантажень (табл.4.4).

Таблиця 4.4 - Основні поєднання навантажень

Сполучення навантажень	Склад	Вираз
<i>Перше основне сполучення</i>	включає постійне завантаження і одне, найбільш небезпечне, з тимчасових (тривалих або короткочасних)	$K_1 = 1 ( \text{Пост.} \times 1 + \text{одне Тимчас.} \times 1 )$ .

<i>Друге основне сполучення</i>	включає постійне завантаження з коефіцієнтом $K_2 = 1$ , всі тривалі завантаження з коефіцієнтом $K_2 = 0.95$ і всі короткочасні з коефіцієнтом $K_2 = 0.9$ .	$K_2 = 0.9$ . (Пост. $\times 1 +$ Довготрив. $\times 0.95 +$ Короткочас $\times 0.9$ ).
---------------------------------	---	---

На рис.4.12 показана таблиця (вікно) призначення розрахункового сполучення навантажень.

Коефіцієнти сполучень ×

	П	Д	К	Кр	Т	С	Еп	М	Н/а
1 основне	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
2 основне	1.00	0.95	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00
Аварійне (С)	0.90	0.80	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.00
Аварійне (б/С)	1.00	0.95	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00

Рис. 4.12 Коефіцієнти сполучення навантажень

## РОЗДІЛ 5

### ВАРІАНТИ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ

Так як метою числового експерименту є оцінка прогинів (вертиальних переміщень вузлів) та ширину розкриття тріщин за результатами декількох типів розрахунків:

- лінійного (при завданні скінченим елементам пружних жорсткостей);

- нелінійного розрахунку з урахуванням реальної діаграми деформування матеріалів (бетону та арматури);
- розрахунку з пониженим значенням початкового модуля пружності бетону;
- визначення оптимальної товщини плити за показником гранично допустимого прогину за [7].

Виконання останнього пункту передбачає варіантне дослідження деформативності плити. В такому числовому експерименті параметром, що буде змінюватися, буде прийнято товщину плити.

Прийmemo товщини розрахункової моделі плити  $t=100, 120, 150, 180, 200, 220, 250, 280, 300$  мм.

Варіанти товщин монолітної плити, що прийнято до розрахунку наведено в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1- Варіанти моделей плити, які прийнято до розрахунку

№ варіанту розрахунку	Товщина плити, t, мм	Тип жорсткості
1	100	№1 (пружна)
2		№2 (інженерна нелінійність)
3		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
4	120	№1 (пружна)
5		№2 (інженерна нелінійність)
6		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
7	150	№1 (пружна)
8		№2 (інженерна нелінійність)
9		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
10	180	№1 (пружна)
11		№2 (інженерна нелінійність)
12		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )

13	200	№1 (пружна)
14		№2 (інженерна нелінійність)
15		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
16	220	№1 (пружна)
17		№2 (інженерна нелінійність)
18		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
19	250	№1 (пружна)
20		№2 (інженерна нелінійність)
21		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
22	280	№1 (пружна)
23		№2 (інженерна нелінійність)
24		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
25	300	№1 (пружна)
26		№2 (інженерна нелінійність)
27		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )

## РОЗДІЛ 6

### РЕЗУЛЬТАТИ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

#### 6.1 Результати статичного розрахунку

На рис.6.1 зображено деформовану схему плити товщиною в 300 мм та ізополя переміщень вузлів схеми вздовж осі Z від РСН2 при пружному розрахунку.

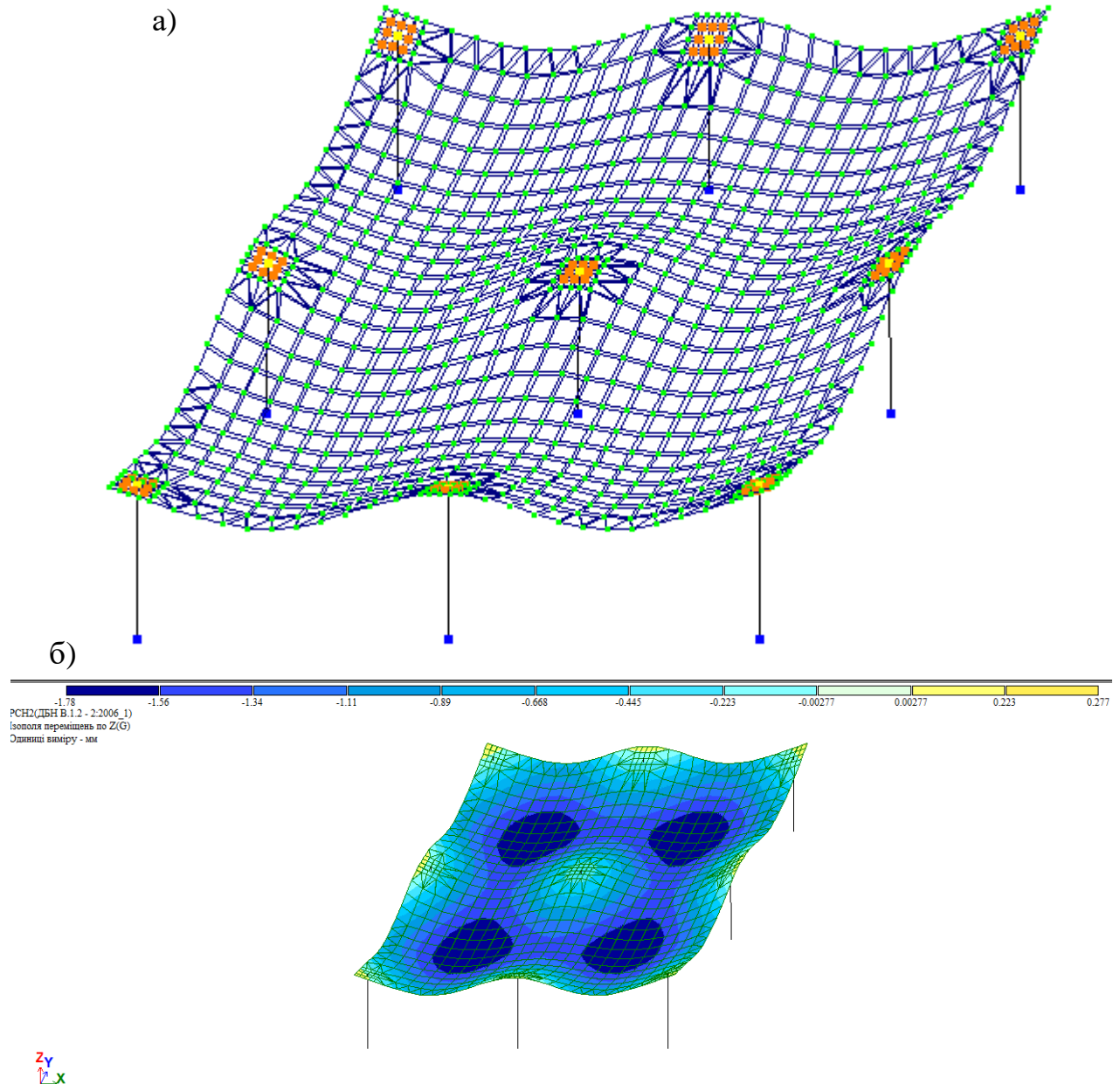


Рис. 6.1 Деформована схема плити - а; ізополю переміщень  $f_z$  вертикалі вузлів для плити  $t=300$  мм від РСН 2 при пружній жорсткості

Переміщення вузлів вздовж осі Z, що є максимальними, для кожного типу розрахунку від другого основного сполучення навантажень РСН2 показано в таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 Максимальні переміщення вузлів по вісі Z від РСН2

Вид жорсткості	Максимальні переміщення вузлів при товщині плити t, [мм]					
	100	120	150	180	200	220
Пружна жорсткість	-27,9	-16,9	-9,39	-5,95	-4,61	-3,67
Інженерна нелінійність		-29,6	-13,3	-7,29	-5,28	-4,01
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-88,5	-52,1	-27,6	-16,7	-12,6	-9,85

Продовження таблиці 6.1

Вид жорсткості	Максимальні переміщення вузлів при товщині плити t, [мм]		
	250	280	300
Пружна жорсткість	-2,72	-2,09	-1,78
Інженерна нелінійність	-2,82	-2,1	-1,78
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-7,13	-5,39	-4,57

При другому виді розрахунку – розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності при товщині плити  $t=100$  мм система показує руйнацію елементів й таким чином розрахунок за 1-ю групою граничних станів не може бути виконано (рис.6.2).

Пружний розрахунок та розрахунок з пониженою жорсткістю на вигин не показують подібних результатів – руйнацію найбільш напружених зон – зон з'єднання колон з плитою. Так за результат розрахунку, як показала, програма 27 пластинчатих елементів було зруйновано, а розрахунок не виконано.

```

Протокол розрахунку
Дата: 29.10.2023
GenuineIntel          Intel(R) Pentium(R) CPU N3540 @ 2.16GHz    4 cores    4 threads    2 ( 2097152 ) L2 cache
Microsoft Windows 10  RUS 64-bit. Build 19045
Розмір доступної фізичної пам'яті = 2507427328
21:06 Читання вихідних даних з файлу C:\Users\Public\Documents\LIRA SAPR\LIRA SAPR 2021\Data\площадка НЕЛИН 1.txt
21:06 Контроль вихідних даних основної схеми
Кількість вузлів = 979 (з них кількість невидалених = 979)
Кількість елементів = 1129 (з них кількість невидалених = 1081)
ОСНОВНА СХЕМА
21:06 Оптимізація порядку невідомих
Кількість невідомих = 4459
ПЕРЕРАХУНОК ЖОРСТКІСНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЕЛЕМЕНТІВ З ВРАХУВАННЯМ ЗУСИЛЬ В ВИЗНАЧАЮЧІЙ КОМБІНАЦІЇ ЗАВАНТАЖЕНЬ
21:06 ІТЕРАЦІЯ №1
21:06 Формування матриці жорсткості
21:06 Формування векторів навантажень
21:06 Розкладання матриці жорсткості
21:07 Обрахунок невідомих
21:07 Контроль розв'язку
21:07 Підбір арматури і перерахунок жорсткостей
Помилка. Зруйновано 37 елементів. Зруйновані елементи на схемі виділені червоним кольором.
Номери зруйнованих елементів:
12 15 43 44 46 47 75 78 108 111 117 120 138-143 146 149-153 170 171 174
178 183 213 216 242 245 247 248 274 279
Розрахунок не виконано. Помилки
Витрачений час = 1 хв

```

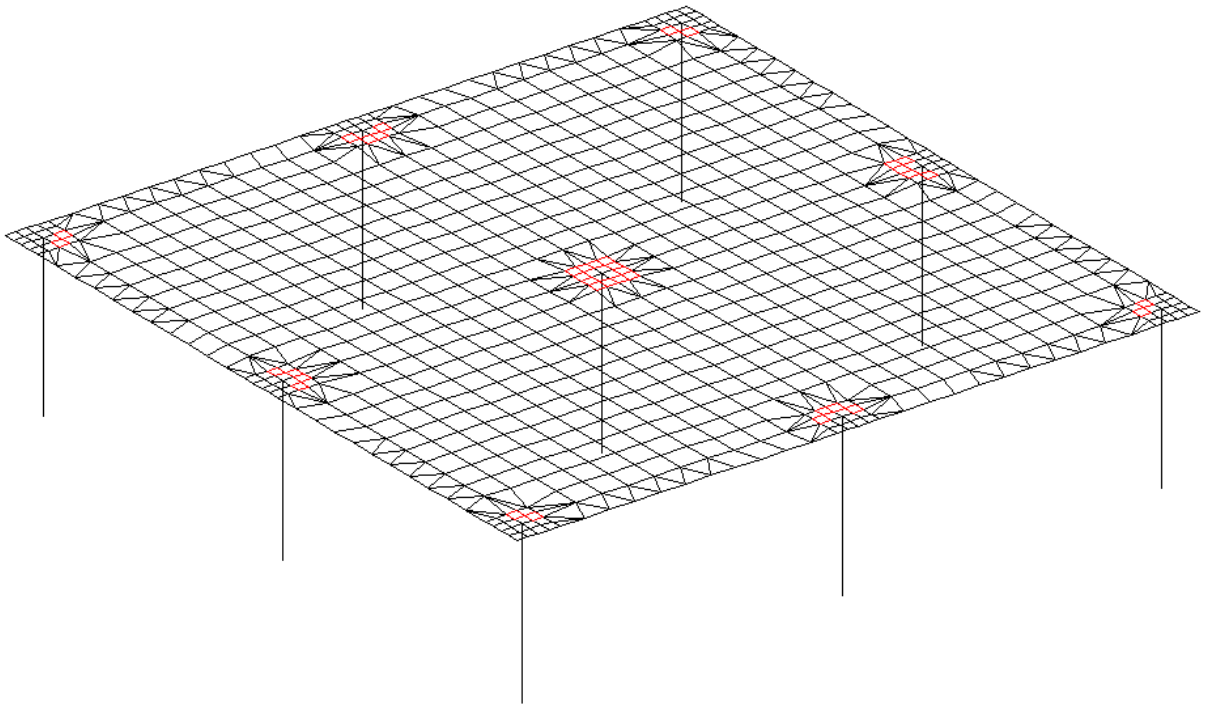


Рис.6.2 Результат розрахунку схеми №2 (інженерна нелінійність, товщина плити 100 мм) - зруйновані 27 КЕ пластинчатих елементів виділено червоним кольором

На рис. 6.3 наведено залежність переміщень вузлів моделі плити, що є максимальними, за різною товщини плити та за різних жорсткостей від другого розрахункового сполучення навантажень.

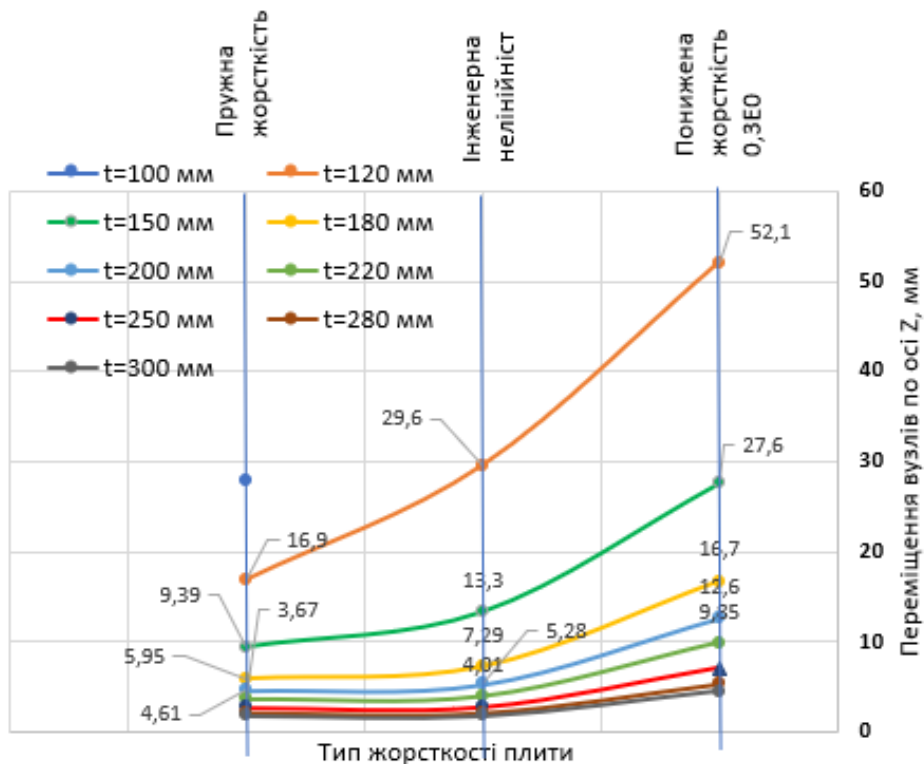


Рис. 6.3 Залежність максимальних переміщень вузлів схеми при різній товщині плити та при різних жорсткостях від розрахункового сполучення навантажень – РСН 2

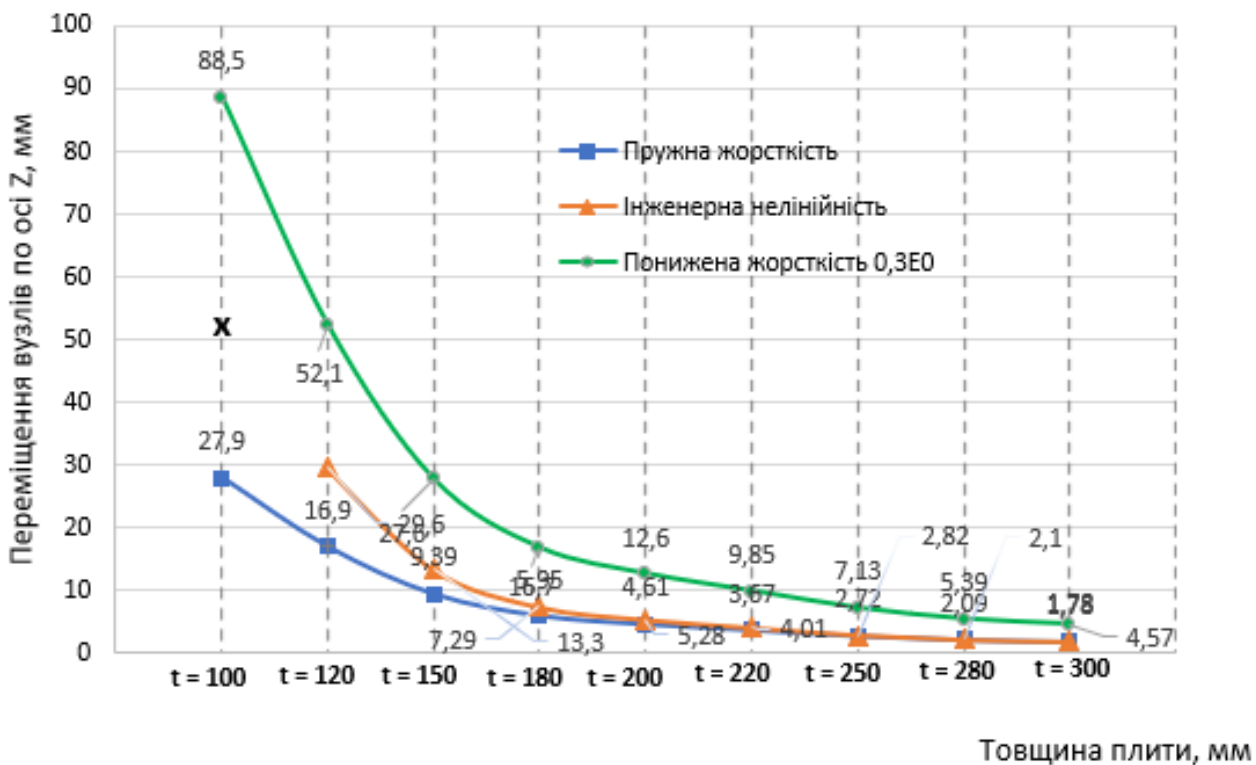


Рис. 6.4 Максимальні переміщення вздовж осі  $Z$  вузлів схеми для різних жорсткостей від розрахункового сполучення навантажень – РСН2 при різній товщині плити

З рис. 6.4 видно, що при товщині плити 100 мм при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності відбувається руйнування конструкції, про що ПК «Ліра» видає повідомлення. При цій же товщині при третьому типі розрахунку – з пониженою жорсткістю виникає прогин в 88,5 мм = 8,85 см, що значно перевищує допустимий прогин для даного прольоту (3,0 см). Розрахунок з пружними жорсткостями показує, що максимальний прогин плити з товщиною в 100 мм становить 2,8 см, що є майже гранично допустимим значенням.

Отже, можна зробити висновок, що при оцінці реальних прогинів плити не можна не враховувати фізичну нелінійність бетону, оскільки таке неврахування може призвести до критично невірних результатів, оскільки при пружному розрахунку прогини є значно заниженими.

На рис. 6.5 приведено графічні залежності максимальних прогинів (переміщень) відносно осі  $Z$  для плит в залежності від прийнятої товщини плити при різних типах розрахунку від другого основного поєднання навантажень.

Прогин, що є гранично допустимі, відповідно до [7] для плити прольотом 6,0 м обчислюють за формулою [7]:

$$f_u = l/200 \quad (6.1)$$

Отже, для плити, що досліджується, з прольотом  $l = 6,0$  м він становить становить:

$$f_u = l/200 = \frac{600}{200} = 3,0 \text{ см} = 30 \text{ мм}$$

В табл. 6.2–6.6 приведено різниці у % між максимальними переміщеннями (прогинами) вздовж осі  $Z$  плити товщиною 300 мм та плиті з рештою деяких значень товщини: 280 мм, 250 мм, 200 мм, 180 мм, 150 мм.

Таблиця 6.2 Порівняння  $f_{z,max}$  між плитою в 300 мм та плитою в 280 мм

Тип жорсткості плити	$t = 300$ мм	$t = 280$ мм	Різниця, %
Пружна жорсткість	-1,78	-2,09	17,41
Інженерна нелінійність	-1,78	-2,1	18
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,57	-5,39	18

Таблиця 6.3 Порівняння  $f_{z,max}$  між плитою в 300 мм та плитою в 250 мм

Тип жорсткості плити	$t = 300$ мм	$t = 250$ мм	Різниця, %
Пружна жорсткість	-1,78	-2,72	52,8
Інженерна нелінійність	-1,78	-2,82	58,4
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,57	-7,13	56

Таблиця 6.4 Порівняння  $f_{z,max}$  між плитою в 300 мм та плитою в 200 мм

Тип жорсткості плити	$t = 300$ мм	$t = 200$ мм	Різниця, %
Пружна жорсткість	-1,78	-4,61	159
Інженерна нелінійність	-1,78	-5,28	196,6
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,57	-12,6	175,7

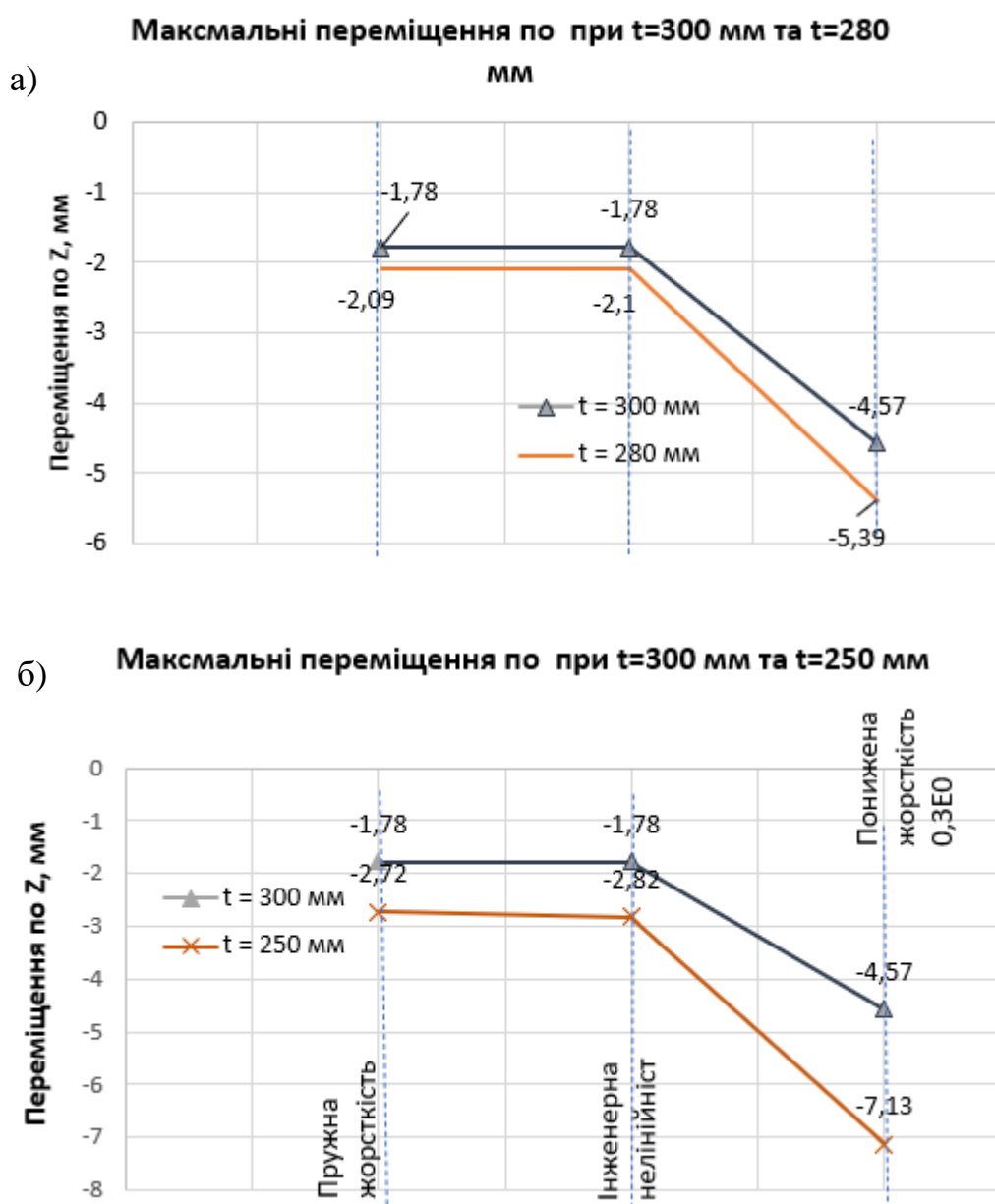
Таблиця 6.5 Порівняння  $f_{z,max}$  між плитою в 300 мм та плитою в 180 мм

Тип жорсткості плити	$t = 300$ мм	$t = 180$ мм	Різниця, %
Пружна жорсткість	-1,78	-5,95	234,2
Інженерна нелінійність	-1,78	-7,29	309,6
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,57	-16,7	265,4

Таблиця 6.6 Порівняння  $f_{z,max}$  між плитою в 300 мм та плитою в 150 мм

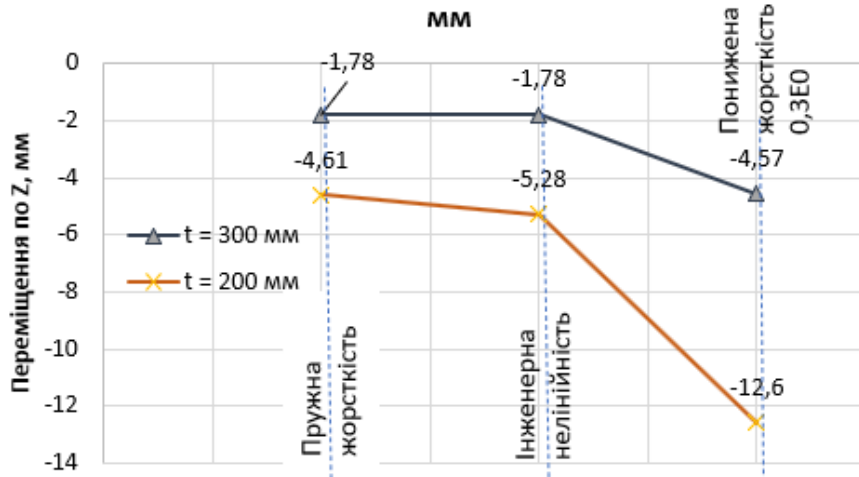
Тип жорсткості плити	$t = 300$ мм	$t = 150$ мм	Різниця, %
Пружна жорсткість	-1,78	-9,39	427.5
Інженерна нелінійність	-1,78	-13,3	647.2
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,57	-27,6	503,4

За даними таблиць 6.2–6.6 побудовано графічні залежності, що наведено на рис.6.5.



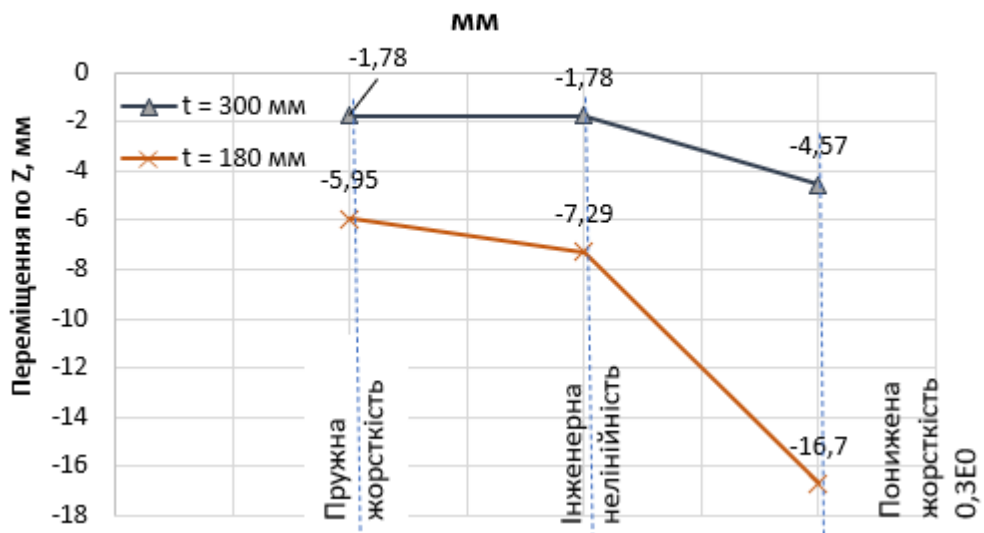
В)

Максимальні переміщення по при  $t=300$  мм та  $t=200$



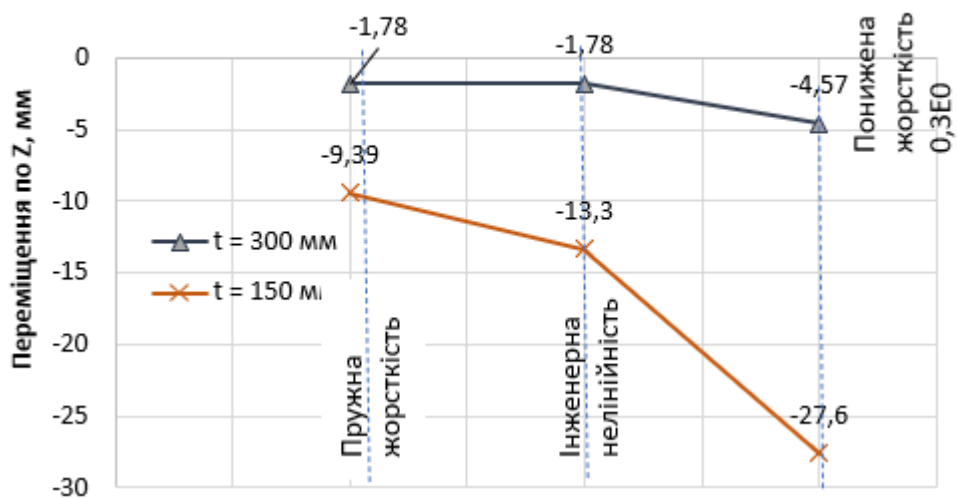
Г)

Максимальні переміщення по при  $t=300$  мм та  $t=180$



Д)

Максимальні переміщення по при  $t=300$  мм та  $t=150$  мм



*Рис. 6.5* Максимальні переміщення вздовж осі Z для плит з різними типами жорсткостей від основного сполучення навантажень РСН2: між плитою з  $t = 300$  мм та  $t = 280$  – а; між плитою з  $t = 300$  мм та  $t = 250$  – б; між плитою з  $t = 300$  мм та  $t = 200$  – в; між плитою з  $t = 300$  мм та  $t = 180$  – г; між плитою з  $t = 300$  мм та  $t = 150$  – д;

З таблиць 6.2-6.6 та графіків на рис.6.5 можна зробити висновок, що найбільша різниця між прогинами при різних товщинах плити за різних типів жорсткостей присутня між пружним розрахунком та розрахунком з пониженою жорсткістю.

Чим більша товщина плити, тим спостерігається зменшення такої різниці. Так для товщини плити в 150 мм максимальний прогин при пружному розрахунку становить 9,39 мм, при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності – 13,3 мм, а при пониженій жорсткості – 27,6 мм.

Отже слід відмітити суттєву розбіжність в 41,6% між «пружним» прогином та прогином з урахуванням інженерної нелінійності. При порівнянні прогинів за «пружним» розрахунком та прогином за пониженої жорсткості така різниця становить 194%, тобто тут різниця складає 3 рази.

В таблиці 6.7 наведено максимальні переміщення (прогини) монолітної плити при її різній товщині за табл.5.1.

Таблиця 6.7 Максимальні переміщення монолітної плити при різних її товщинах та при різних типах жорсткостей

Товщина плити, мм	Пружна жорсткість	Інженерна нелінійність	Різниця, %	Понижена жорсткість $0,3E_0$	Різниця, %
300	1,78	1,78	0	4,57	156,7
280	2,09	2,1	0,5	5,39	157,9
250	2,72	2,82	3,68	7,13	162,13
220	3,67	4,01	9,26	9,85	168,4
200	4,61	5,28	14,53	12,6	169,8
180	5,95	7,29	22,52	16,7	180,7
150	9,39	13,3	41,64	27,6	193,9
120	16,9	29,6	75,15	52,1	208,3
100	27,9		0	88,5	217,2

На рис. 6.6 – 6.7 наведено різницю (%) між максимальними прогинами в пружній постановці та максимальними прогинами після розрахунку з пониженою жорсткістю  $0,3E_0$  при різних товщинах плит  $t=100 \dots 300$  мм.

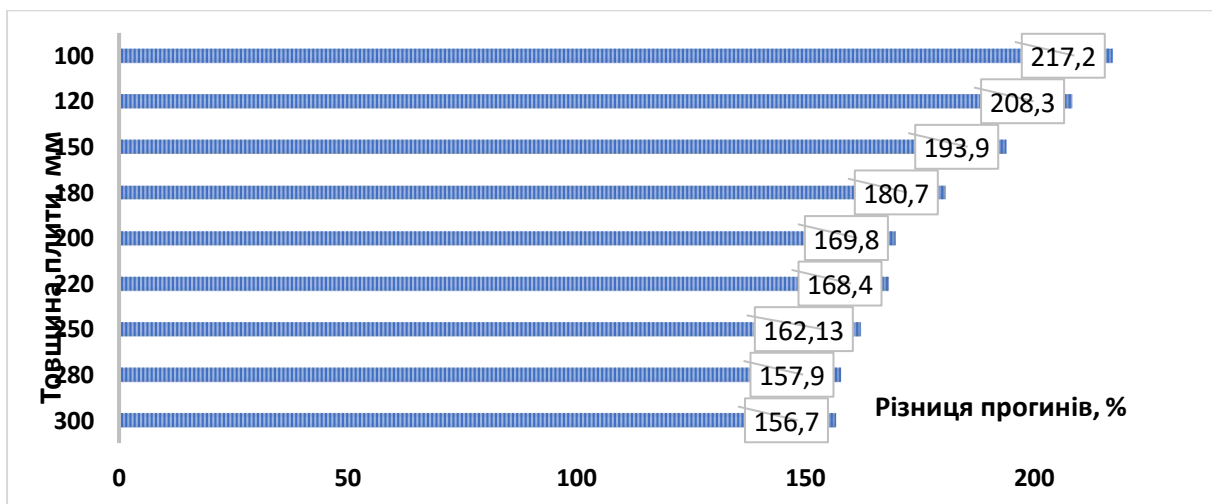


Рис. 6.6 Різниця (%) між максимальними прогинами в пружній постановці та максимальними прогинами після розрахунку з пониженою жорсткістю  $0,3E_0$  при різних товщинах плит  $t=100 \dots 300$  мм

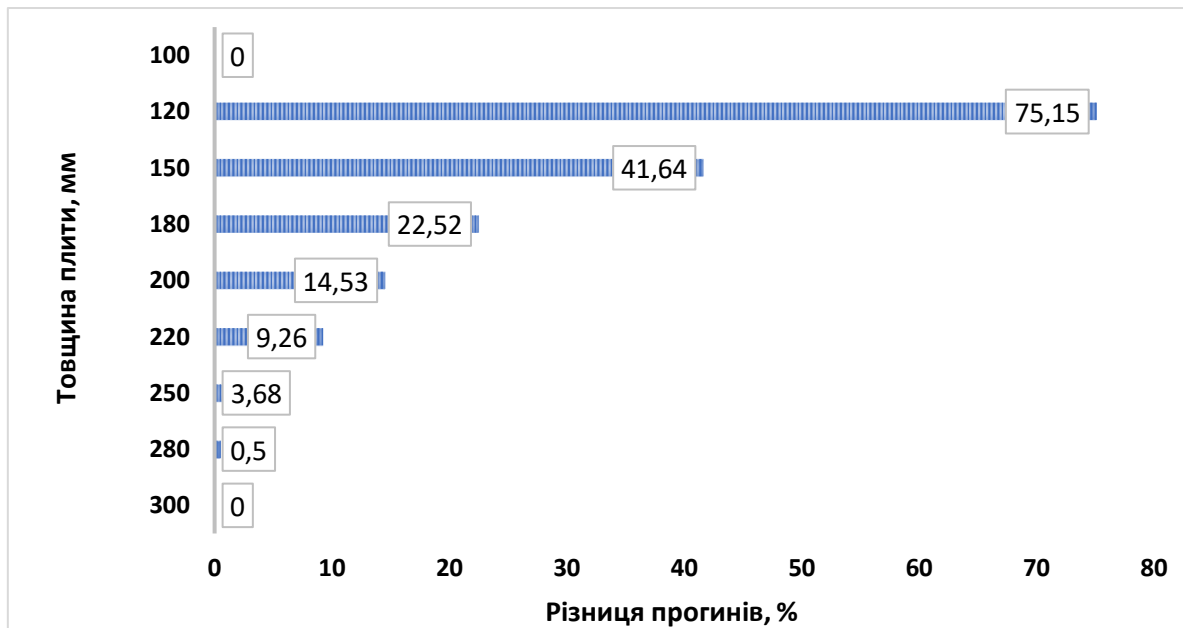


Рис. 6.7 Різниця (%) між максимальними прогинами в пружній постановці та максимальними прогинами після розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності при різних товщинах плит  $t=100 \dots 300$  мм

Діаграми на рис. 6.6 та 6.7 показують різниці між максимальними прогинами при пружному розрахунку та двома іншими типами розрахунків. Найбільша різниця між величинами максимальних прогинів спостерігається при порівнянні результатів пружного розрахунку та результатів розрахунку з пониженою жорсткістю. Так різниця, наприклад, при товщині плити в 100 мм становить 217%, а при товщині плити в 300 мм ця різниця складає 156,7%. Тобто різниця в прогинах зменшується при збільшенні товщини плити.

Дещо меншою є різниця між величинами максимальних прогинів при пружному розрахунку та розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності. Так, для плити в 100 мм така різниця відсутня, оскільки розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності не був виконаний через руйнацію плити. Для плити в 120 мм така різниця становить 75%, для товщини плити в 200 мм ця різниця між максимальними прогинами зменшилася до 14,5%. Із збільшенням товщини плити різниця між результатами максимальних прогинів при цих типах розрахунків

зменшується суттєво. Так для плити товщиною 250 мм ця різниця становить 3,7%, а для плити товщиною в 280 мм ця різниця складає 0,5%, а для плити товщиною в 300 мм така різниця взагалі відсутня.

**Отже, можна зробити загальний висновок за графіком на рис.6.7, чим більшою є товщина плити, тим є меншим вплив нелінійних властивостей бетону на величину максимальних прогинів. І, навпаки, – чим тонкішою є плита, тим більш яскраво виражений вплив фізичної нелінійності матеріалу на деформативність плити.**

### ***6.2 Визначення оптимальної товщини плити***

Оптимальну товщину плити можна визначити побудувавши графічну криволінійну залежність (функцію) між величиною максимального прогину та товщиною плити -  $f = f_z(t)$ .

На графіку, що побудований за результатами статичних розрахунків, при жорсткостях пластинчатих скінчених елементів різного типу на вертикальній осі, де відкладено величини переміщень вузлів вздовж осі Z слід знайти величину граничного допустимого вертикального прогину за нормами [7], яка є постійною для цієї плити й залежить лише від її прольоту.

Згідно формули (4.1) ця величина становить  $[f_u] = 30$  мм. Провівши із позначення в 3,0 см на вертикальній осі графіка (рис. 6.8–6.10) до перетину із кривою й опустивши із точки перетину перпендикуляр на горизонтальну ось (ось, на якій відкладено товщини плити). Таким чином, використовуючи певну аналітичну залежність, отриману числовим способом, можна встановити товщину плити, при якій її прогин відповідав би гранично допустимому прогину.

**Залежність  $f_z$  (мм) від  $t$  (мм) при пружній жорсткості**

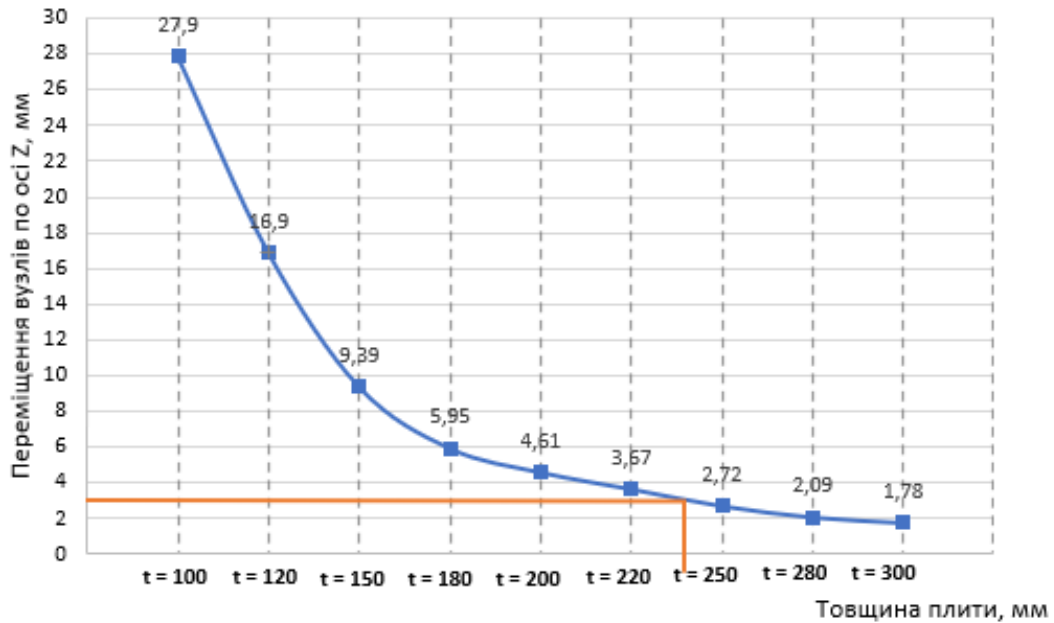


Рис.6.8 Залежність  $f_{\max}$  від товщини плити  $t$  при статичному розрахунку в пружній постановці

**Залежність  $f_z$  (мм) від  $t$  (мм) при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності**

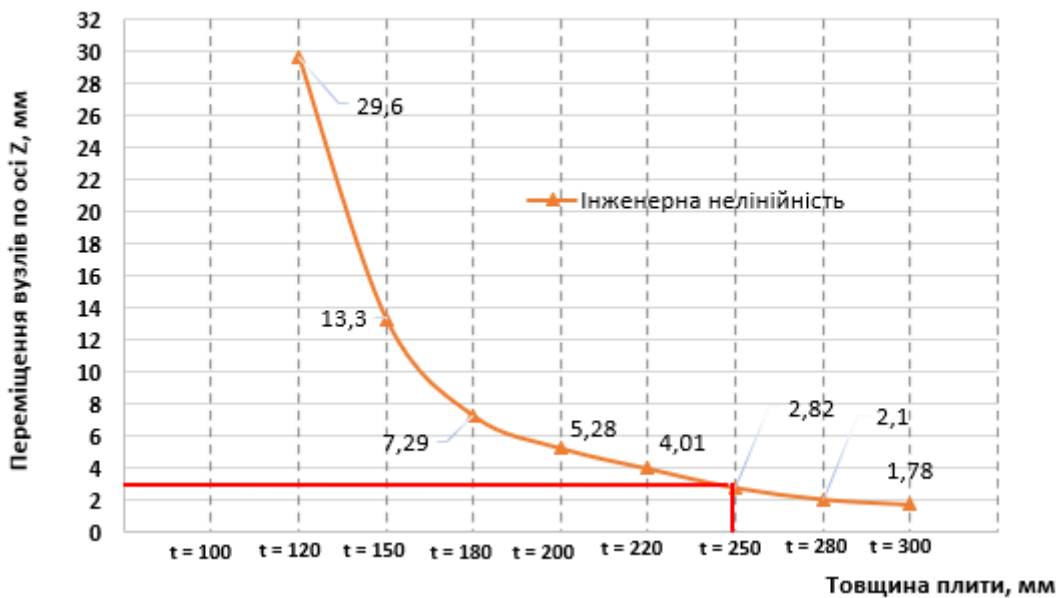


Рис.6.9 Залежність  $f_{\max}$  від товщини плити  $t$  при статичному розрахунку при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності

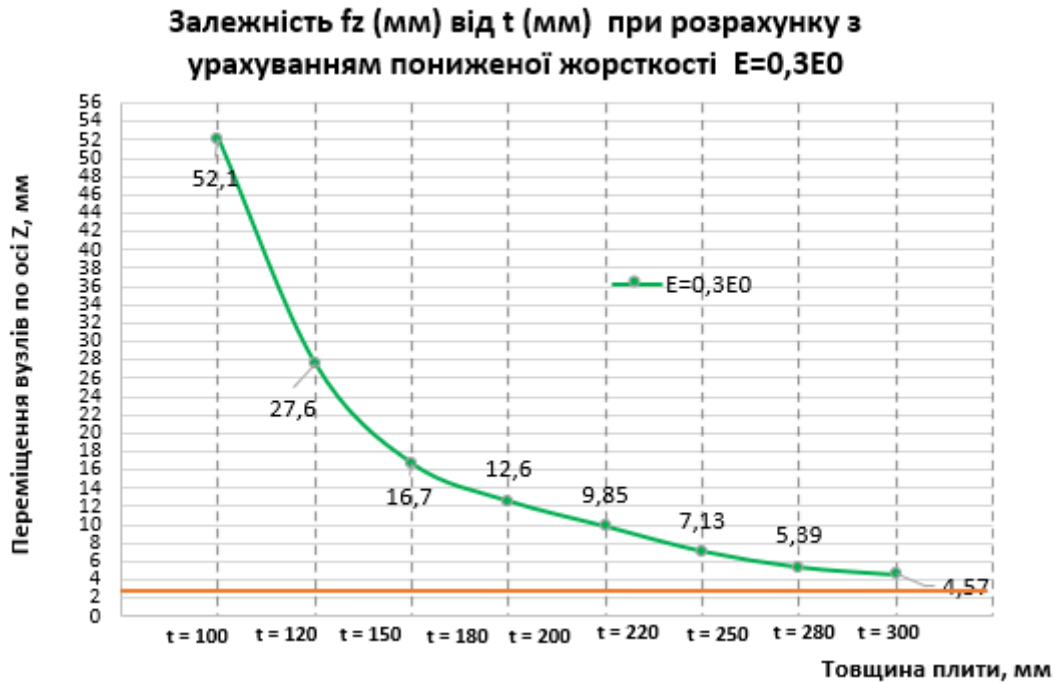


Рис.6.10 Залежність  $f_{\max}$  від товщини плити  $t$  при статичному розрахунку при розрахунку з урахуванням пониженого модуля пружності  $E_1 = 0,3E_0$

Графічний спосіб визначення оптимальної товщини плити при пружних жорсткостях вказав, що оптимальною за умовою жорсткості є плита товщиною в 235 мм (рис. 6.8). При розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності оптимальна товщина плити становить 250 мм (рис. 6.9), що є більшим на 6,4%.

Графічна залежність при пониженому модулі пружності  $E_1 = 0,3E_0$  вказує на те, що оптимальна товщина плити знаходиться поза діапазоном товщин плити, які були прийняті до розрахунку – від 100 до 300 мм (рис.6.10). Тобто така оптимальна товщина плити повинна бути  $>300$  мм.

Слід припустити, що найбільш достовірним значенням слід вважати оптимальну товщину плити, отриману за результатами розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності, яка дорівнює 250 мм.

### 6.3 Тріщино утворення

Нормальна експлуатація залізобетонного елемента унеможливується у випадку, коли в ньому з'являються значні прогини або з'являються та надмірно розкриваються тріщини. Отже, необхідним є виконання спеціальних розрахунків. За допомогою таких розрахунків можна оцінити придатність конструкцій із залізобетону до нормальної експлуатації й різних умовах.

Під час роботи під навантаженням в залізобетонних конструкціях виникають тріщини різного типу та характеру (просторові тріщини кручення, нормальні тріщини від моментів згину, похилі тріщини від поперечної сили). В процесі тріщиноутворення значним чином підвищується деформативність та знижується жорсткість перерізу, оскільки переріз стає ослабленим. Такою підвищується загроза кородування арматури, й в цілому знижується довговічність конструкцій.

Тріщиностійкість залізобетонних конструкцій являє собою опір утворенню та розкриттю тріщин.

Розрізняють три категорії щодо тріщиностійкості будівельних залізобетонних конструкцій. До 1-ї категорії відносять конструкції, в яких не допускається поява тріщин (споруди, що зазнають впливу високих тисків від рідини, газу- резервуари, газгольдери, відстійники, труби, гідротехнічні споруди), конструкції, що працюють в агресивних середовищах (конструкції, що експлуатуються в лужних та кислотних цехах) чи зазнають динамічних впливів (будівлі, де працює обладнання, що створює вібраційні навантаження, будівлі, що обладнані мостовими кранами). До другої категорії відносять конструкції, в яких допускається обмежене за шириною ( $a_{crc} = 0,2$  мм) та нетривале розкриття тріщин, але за умови їх надійного закриття. Третя категорія тріщиностійкості дозволяє в конструкціях утворення тріщин в експлуатаційній стадії роботи. При цьому обмежується ширина їх розкриття. Ця допустима величина розкриття тріщин є різною для

короткочасного та тривалого завантаження. До такої категорії відносять всі конструкції без попереднього напруження й конструкції попередньо напружені армовані сталевими арматурними стержнями.

В таблиці 6.8 наведено величини розкриття тривалого розкриття тріщин.

Таблиця 6.8 - Ширина тривалого розкриття тріщин,  $\Delta$ [мм]

Вид жорсткості	Ширина тривалого розкриття тріщин $\Delta$ , [мм] при товщині плити					
	100	120	150	180	200	220
Пружна жорсткість	0,291	0,3	0,299	0,263	0,243	0,239
Інженерна нелінійність	-	0,297	0,288	0,286	0,235	0,247
Понижена жорсткість $0,3E_0$	0,297	0,3	0,298	0,296	0,24	0,211

Продовження таблиці 6.8

Вид жорсткості	Ширина тривалого розкриття тріщин $\Delta$ , [мм] при товщині плити		
	250	280	300
Пружна жорсткість	0,173	0,148	0,143
Інженерна нелінійність	0,171	0,144	0,142
Понижена жорсткість $0,3E_0$	0,173	0,157	0,142

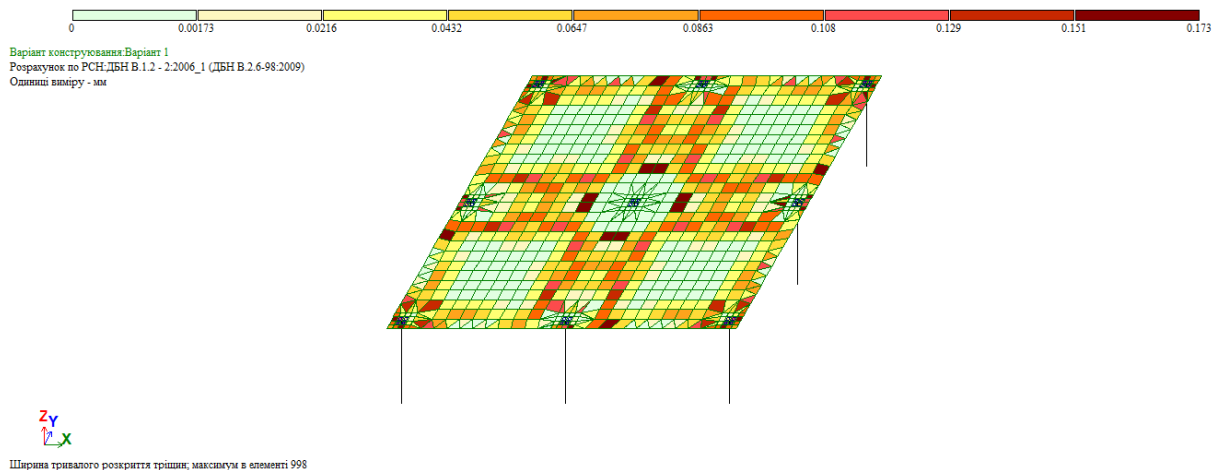


Рис. 6.11 Ширина тривалого розкриття тріщин при розрахунку з пружними жорсткостями при товщині плити 250 мм ( $\Delta_{max} = 0,173$  мм)

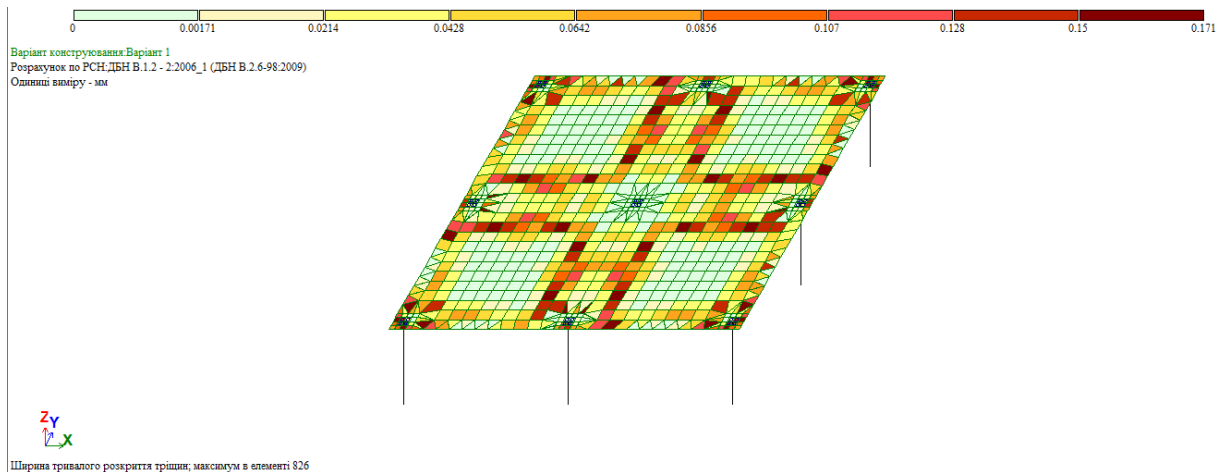


Рис. 6.12 Ширина тривалого розкриття тріщин при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності при товщині плити 250 мм ( $\Delta_{max} = 0,171$  мм)

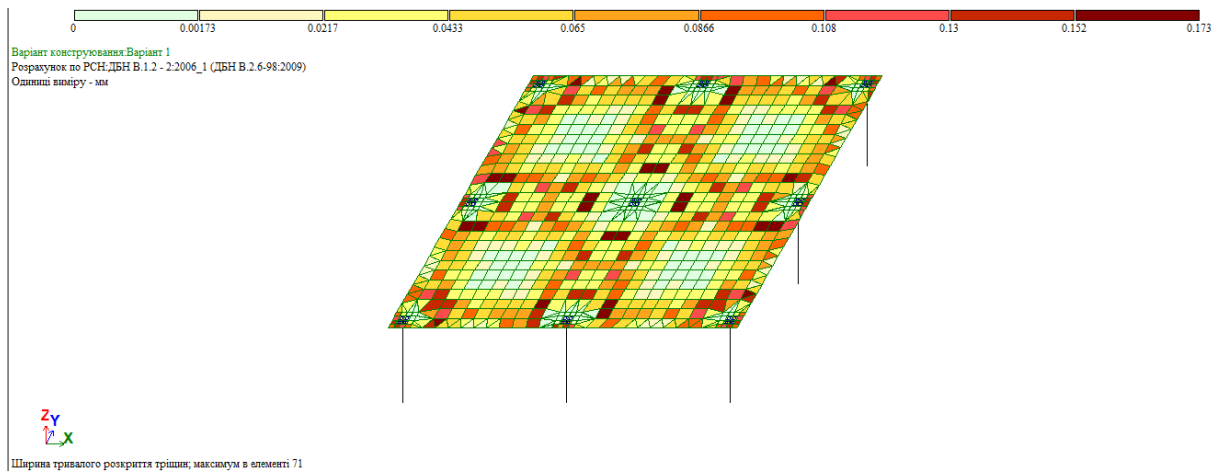


Рис.6.13 Ширина тривалого розкриття тріщин при пониженому модулі пружності  $E=0,3E_0$  при товщині плити 250 мм ( $\Delta_{max} = 0,173$  мм)

Таблиця 6.8 та рис. 6.11-6.12 та рис. 6.14 показують, що ширина тривалого розкриття тріщин для плити з однаковою товщиною та при різних типах розрахунку є майже однаковими.

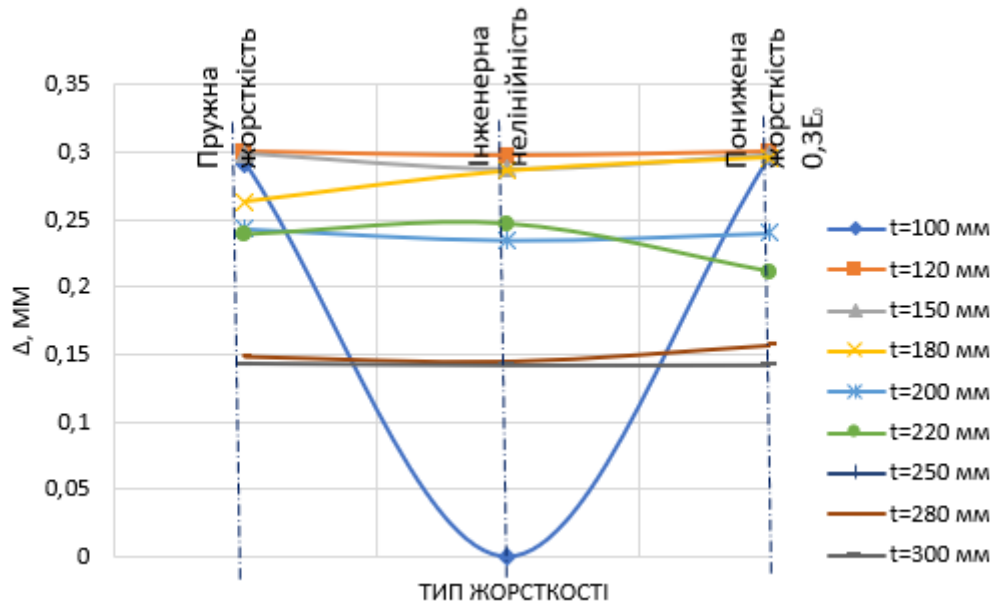


Рис.6.13 Ширина тривалого розкриття тріщин в залежності від прийнятої товщини плити

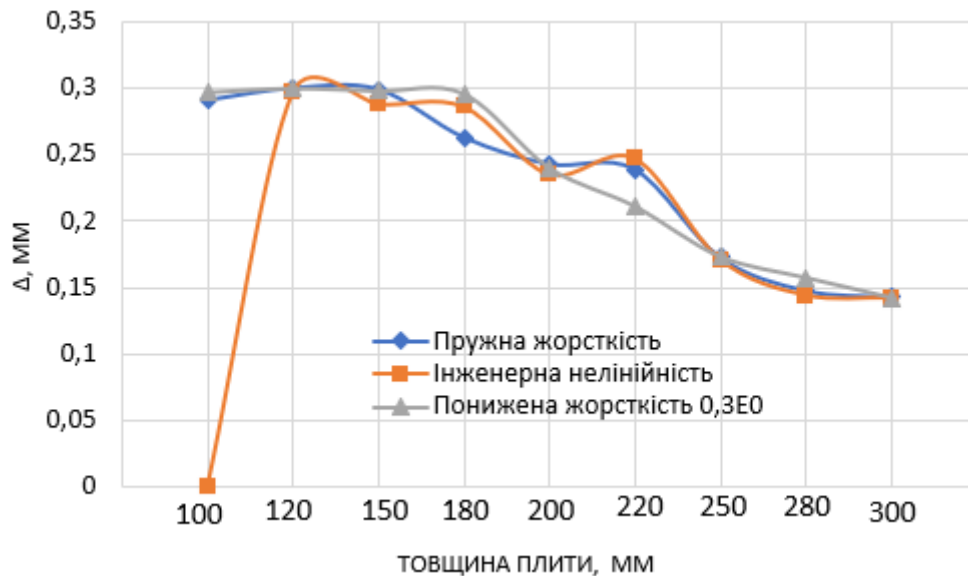


Рис. 6.14 Ширина тривалого розкриття тріщин в залежності від прийнятого типу жорсткості

Так, із рис. 6.13 видно, що в плитах з товщиною 280 мм та 300 мм ширина тривалого розкриття тріщин становить менше 0,2 мм й дорівнює близько 0,15 мм. Із рис 6.14 видно, що ширина тривалого розкриття тріщин  $\Delta$  буде меншою за 0,2 мм при товщині плити від 220 мм при пружному розрахунку та товщині від 240 мм при розрахунках з урахуванням інженерної нелінійності та пониженої жорсткості.

#### 6.4 Аналіз напруженого стану плити

В таблицях 6.9-6.17 наведено моменти вигину та кручення при різних товщинах.

Таблиця 6.9 Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні)  
при товщині  $t = 100$  мм

Тип жорсткості	$t = 100$ мм					
	$M_x, [T \cdot M] / M$		$M_y, [T \cdot M] / M$		$M_{xy}, [T \cdot M] / M$	
Пружна жорсткість	-3,48	2,11	-4,32	4,32	-0,82	0,85
Інженерна нелінійність	0	0	0	0	0	0
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,83	4,34	-4,89	4,84	-1,36	1,36

Таблиця 6.10 Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні) при товщині  $t = 120$  мм

Тип жорсткості	$t = 120$ мм					
	$M_x, [T \cdot M] / M$		$M_y, [T \cdot M] / M$		$M_{xy}, [T \cdot M] / M$	
Пружна жорсткість	-3,95	2,4	-4,91	4,91	-0,86	0,96
Інженерна нелінійність	-6,51	3,64	-6,46	6,49	-1,27	1,22
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,72	4,33	-4,78	4,73	-1,33	1,33

Таблиця 6.11 Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні)  
при товщині  $t = 150$  мм

Тип жорсткості	$t = 150$ мм					
	$M_x, [T \cdot M] / M$		$M_y, [T \cdot M] / M$		$M_{xy}, [T \cdot M] / M$	
Пружна жорсткість	-4,15	2,52	-5,15	5,15	-0,75	1,01
Інженерна нелінійність	-4	3,55	-4,02	4	-1,08	1,09
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,78	4,43	-4,78	4,78	-1,27	1,27

Таблиця 6.12 Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні)  
при товщині  $t = 180$  мм

Тип жорсткості	<i>t = 180 мм</i>					
	$M_x, [T \cdot M] / M$		$M_y, [T \cdot M] / M$		$M_{xy}, [T \cdot M] / M$	
Пружна жорсткість	-4,36	2,65	-5,42	5,42	-0,619	1,06
Інженерна нелінійність	-4,39	4,39	-4,39	4,39	-0,951	1,14
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,91	4,55	-4,91	4,91	-1,18	1,18

Таблиця 6.13 Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні)  
при товщині  $t = 200$  мм

Тип жорсткості	<i>t = 200 мм</i>					
	$M_x, [T \cdot M] / M$		$M_y, [T \cdot M] / M$		$M_{xy}, [T \cdot M] / M$	
Пружна жорсткість	-4,5	2,73	-5,59	5,59	-0,633	1,1
Інженерна нелінійність	-4,67	4,47	-4,67	4,67	-0,987	<b>1,18</b>
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-5,02	4,65	-5,02	5,02	-1,12	1,16

Таблиця 6.14 Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні)  
при товщині  $t = 220$  мм

Тип жорсткості	<i>t = 220 мм</i>					
	$M_x, [T \cdot M] / M$		$M_y, [T \cdot M] / M$		$M_{xy}, [T \cdot M] / M$	
Пружна жорсткість	-4,63	2,81	-5,75	5,75	-0,68	1,13
Інженерна нелінійність	-4,77	4,61	-4,77	4,77	-1,03	<b>1,24</b>
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-5,13	4,76	-5,13	5,13	-1,06	1,2

Таблиця 6.15 Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні)  
при товщині  $t = 250$  мм

Тип жорсткості	<i>t = 250 мм</i>					
	$M_x, [T \cdot M] / M$		$M_y, [T \cdot M] / M$		$M_{xy}, [T \cdot M] / M$	
Пружна жорсткість	-4,79	2,91	-5,95	5,95	-0,745	1,17
Інженерна нелінійність	-4,93	4,84	-4,93	4,93	<b>-1,08</b>	<b>1,34</b>
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-5,31	4,93	-5,31	5,31	-1,04	1,25

Таблиця 6.16 Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні)  
при товщині  $t = 280$  мм

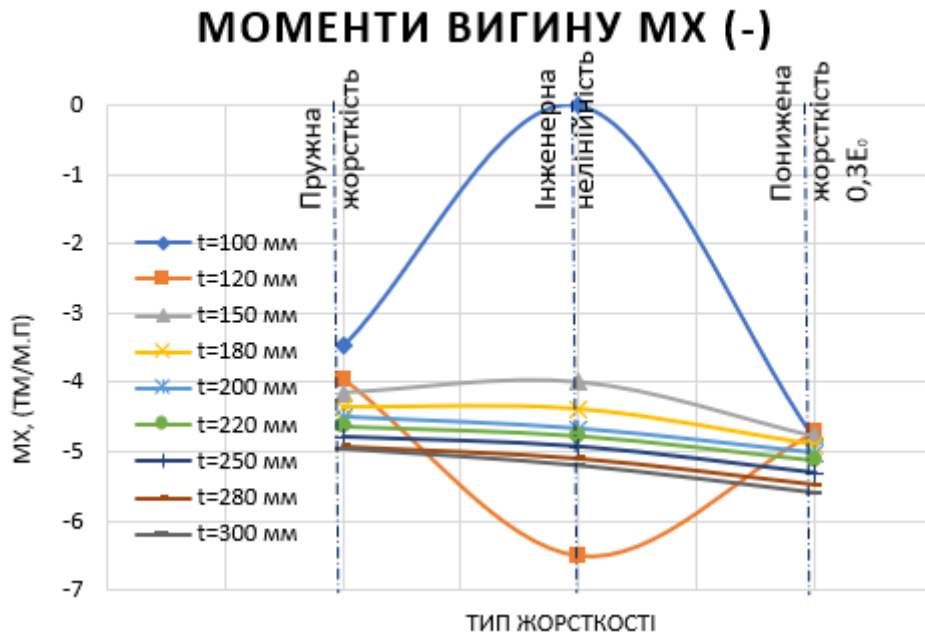
Тип жорсткості	$t = 280$ мм					
	$M_x, [Г \cdot М] / М$		$M_y, [Г \cdot М] / М$		$M_{xy}, [Г \cdot М] / М$	
Пружна жорсткість	-4,92	2,98	-6,1	6,1	-0,804	1,2
Інженерна нелінійність	-5,1	5,05	-5,1	5,1	-1,14	1,44
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-5,49	5,09	-5,49	5,49	-1,08	1,31

Таблиця 6.17 Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні)  
при товщині  $t = 300$  мм

Тип жорсткості	$t = 300$ мм					
	$M_x, [Г \cdot М] / М$		$M_y, [Г \cdot М] / М$		$M_{xy}, [Г \cdot М] / М$	
Пружна жорсткість	-4,97	3,02	-6,17	6,17	-0,839	1,21
Інженерна нелінійність	-5,21	5,18	-5,21	5,21	<b>-1,17</b>	<b>1,51</b>
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-5,6	5,2	-5,6	5,6	-1,1	1,35

На рис. 6.15-6.17 наведено графіки розподілу максимальних внутрішніх зусиль (моментів вигину  $M_x$ ,  $M_y$  та моментів кручення  $M_{xy}$ ) плити при різних товщинах плит та за різних типів розрахунку.

а)



б)

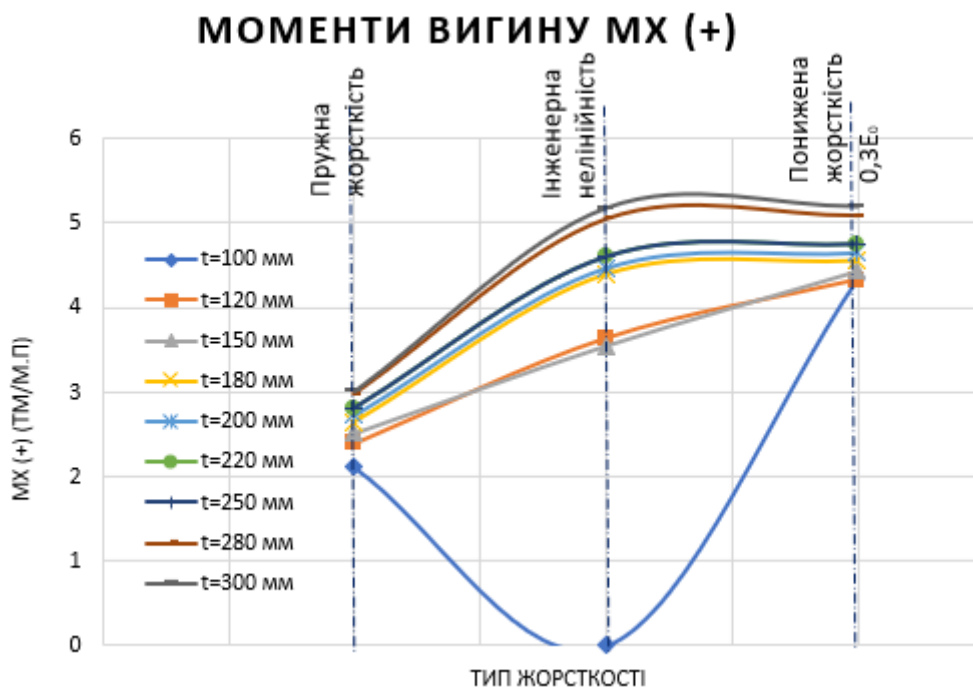


Рис. 6.15 Моменти  $M_x$  вигину при різних товщинах плити та при різних жорсткостях: від'ємні значення зусиль-а; додатні значення зусиль -б

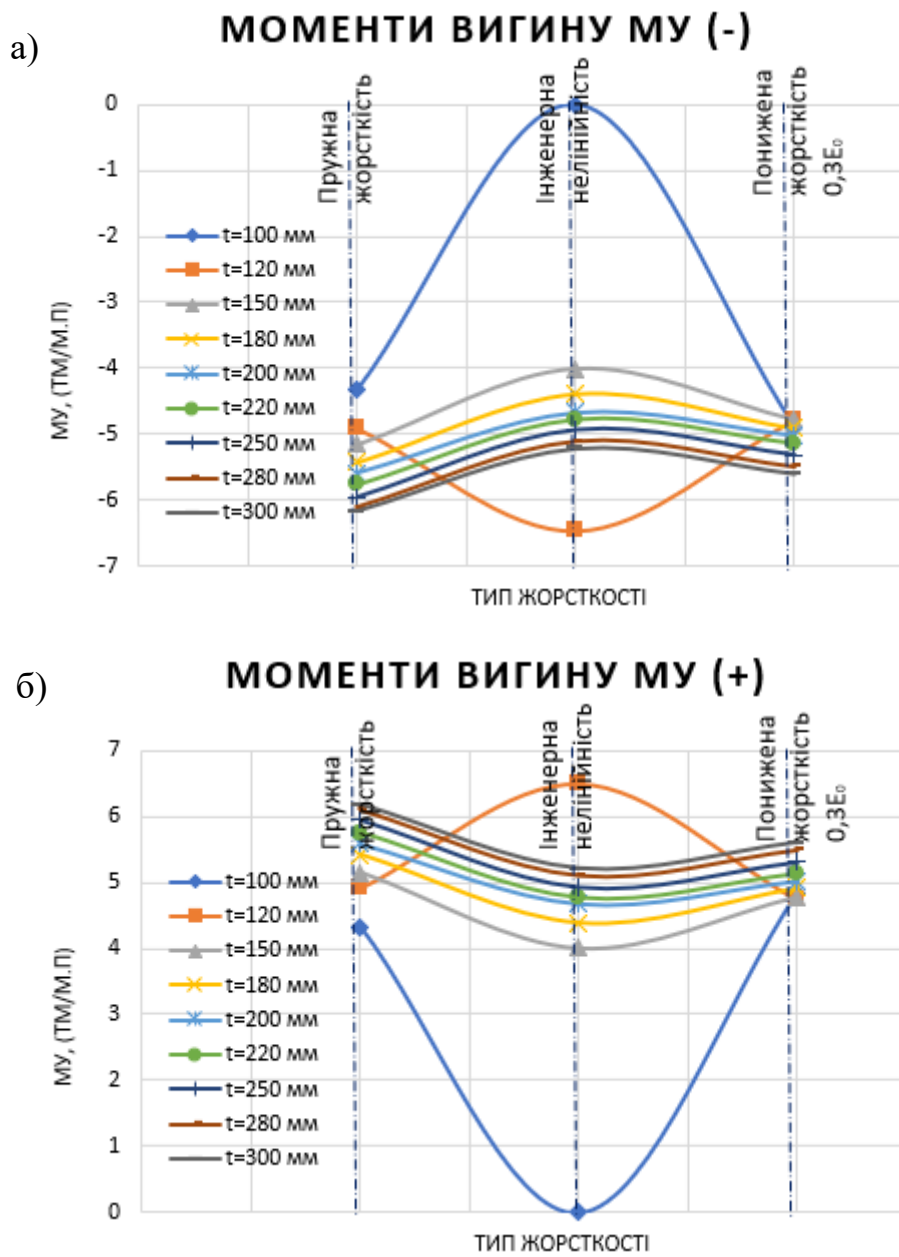


Рис. 6.16 Моменти  $M_u$  вигину при різних товщинах плити та при різних жорсткостях: від'ємні значення зусиль-а; додатні значення зусиль -б

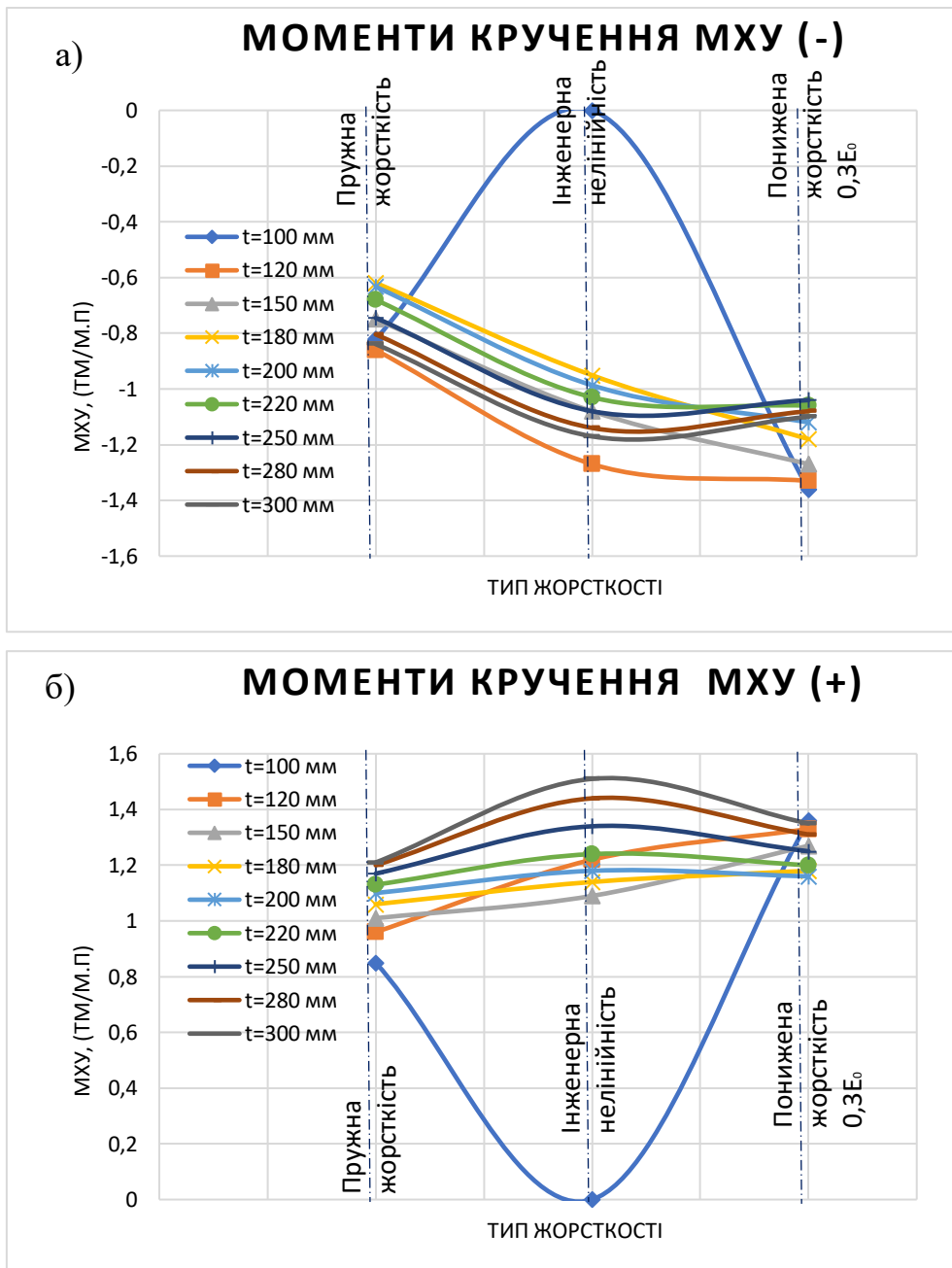


Рис. 6.17 Моменти  $M_{xy}$  кручення при різних товщинах плити та при різних жорсткостях: від’ємні значення зусиль-а; додатні значення зусиль -б

Так, із графіків на рис. 6.15-6.17 видно, що при збільшенні товщини плити різниця між максимальними моментами при різному типі жорсткостей зменшується, й, навпаки, чим плита має меншу товщину, тим різниця між моментами вигину та моментами кручення є більшою.

## 7. ВИСНОВКИ

1. Аналіз досліджень показав, що з розвитком числових методів розрахунку та програмних комплексів, що їх реалізують, є можливість при розрахунках будівельних конструкцій враховувати багато факторів, що відображають фактичну роботу залізобетонної конструкції під навантаженням (фізично нелінійну роботу бетону, повзучість бетону, ширину розкриття тріщин та інші фактори). Також норми [4] рекомендують розраховувати елементи та конструкції з урахуванням фізичної нелінійності роботи матеріалу.

2. Змодельовано скінченоелементну схему монолітної залізобетонної плити перекриття, що спирається на колони.

3. За різних товщин плити та за різних типів жорсткостей (пружної, обчисленої з урахуванням інженерної нелінійності, пониженої жорсткості) виконано статичні розрахунки.

4. Розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності є найбільш оптимальною та достовірною методикою для аналізу деформованого стану конструкції, оскільки такий розрахунок найбільш точно відображає роботу плити під навантаженням з урахуванням нелінійних властивостей бетону. Так, при товщині плити в 100 мм розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності показав руйнацію конструкції, а при пружних жорсткостях такого результату не було доведено. Цей факт свідчить про важливість виконання розрахунку з урахуванням нелінійних властивостей матеріалу при оцінці параметрів міцності та деформативності системи.

5. Числовий експеримент показав, що чим більшою є товщина плити, тим є меншим вплив нелінійних властивостей бетону на величину максимальних прогинів. І, навпаки, – чим тонкішою є плита, тим більш яскраво виражений вплив фізичної нелінійності матеріалу на деформативність плити.

6. Ширина тривалого розкриття тріщин  $\Delta$  буде меншою за 0,2 мм при товщині плити від 220 мм при пружному розрахунку та товщині від 240 мм при розрахунках з урахуванням інженерної нелінійності та пониженої жорсткості

7. Графічний спосіб визначення оптимальної товщини плити при пружних жорсткостях вказав, що оптимальною за умовою жорсткості є плита товщиною в 235, а з урахуванням інженерної нелінійності ця величина становить 250 мм. Зважаючи на результати, викладені в пункті 6 можна зробити висновок, що з урахуванням допустимої величини тривалого розкриття тріщин та за умовою жорсткості оптимальною слід вважати товщину плити в 250 мм.

8. Найпростішими та більш швидкими методами врахування фізнелінійності бетону є застосування опції «інженерна нелінійність» та застосування за [4] жорсткості, яка понижена, й що становить 30% від пружної жорсткості.

## Література

1. Опираание монолитных плит на стены. Ответы на вопросы. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ebotu>
2. РОЗРАХУНОК ПО МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ (МКЕ). [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/eboyp>
3. Александр Городецкий, Мария Барабаш. Врахування нелінійної роботи залізобетону в ПК ЛІРА-САПР. Метод «Інженерна нелінійність». [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ebpab>
4. ДБН 2.2-24:2009. Будинки і споруди ПРОЕКТУВАННЯ ВИСОТНИХ ЖИТЛОВИХ І ГРОМАДСЬКИХ БУДИНКІВ
5. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливи. Норми проектування. Київ, Мінбуд України, 2006.
6. РСУ И РСН [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ebpjj>
7. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 . Прогини та переміщення. Вимоги проектування К.:Мінбуд України, 2006
8. Д. В. Бардига І. В. Маєвська. ВПЛИВ ВРАХУВАННЯ НЕЛІНІЙНОЇ РОБОТИ МАТЕРІАЛІВ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ. Вінницький національний технічний університет; [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ebwmz>
9. ДБН В.2.6-98:2009 БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ Основні положення Київ Мінрегіонбуд України 2011. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ebwod>
10. Ганна Гуслиста, Микола Савицький. УРАХУВАННЯ РІЗНИХ ВИДІВ НЕЛІНІЙНОСТЕЙ ПРИ КОМП'ЮТЕРНОМУ МОДЕЛЮВАННІ ЗАГЛИБЛЕНИХ СПОРУД. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ebwop>

- 11 Розрахунок залізобетонної плити перекриття з урахуванням фізичної нелінійності. Вебінар . Режим доступу <https://lira-soft.com/wiki/video/id/7263/>
12. Фізична нелінійність. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ebwpcf>
13. Agarov, Vladimir & Aidemirov, Kurban. (2017). APPLICATION OF FINITE ELEMENT METHOD TAKING INTO ACCOUNT PHYSICAL AND GEOMETRIC NONLINEARITY FOR THE CALCULATION OF PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE BEAMS. Herald of Dagestan State Technical University. Technical Sciences. 44. 127-137. 10.21822/2073-6185-2017-44-1-127-137. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ecash>
- 14 Advanced Concept training Non Linear and Stability. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ecatj>
15. Розрахунки з врахуванням фізичної нелінійності. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/esaхd>
- 16 Безбалкові перекриття. Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/mvlhф>
17. БАШИНСЬКА О. Ю. СТВОРЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ МОДЕЛЕЙ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ВРАХУВАННІ РЕОЛОГІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЗАЛІЗОБЕТОНУ. Дис. на здобуття ступеня канд. техн. наук 05.23.01. К. :2009
18. Varabash M. Methods of modeling of composite materials and composite structures on «LIRA-SAPR» / Varabash M., Genzerskyi I., Pikul A., Bashynska O.// Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – 2017. – № 1(48) – С. 129–137. (Index Copernicus).
19. Башинська О.Ю. Обзор существующих методов решения задачи равновесия упруго-ползучей среды / О.Ю. Башинська // II-й

- міжнародний науково-практичний конгрес «Міське середовище ХХІ ст. Архітектура. Будівництво. Дизайн»: збірник тез. – Київ, 2016. – С. 137 – 138.
20. Башинська О.Ю. Методика определения деформаций ползучести на примере мостовых конструкций / М.С. Барабаш, О.Ю. Башинська // Робоча програма та тези доповідей науково-практичної конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» . – Київ, 2016. – С. 24.
  21. Башинська О.Ю. Построение и анализ расчетных моделей с учетом влияния ползучести / О.Ю. Башинська // I міжн. наук.-практ. конференція «Сучасні методи і проблемно орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій. Їх застосування у проектуванні і навчальному процесі»: збірник тез. – Київ, 2017. – С. 23 – 26.
  22. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість: ДСТУ-Н EN 1992-1-2:2012 (EN 1992-1-2:2004, IDT).
  23. ACI Manual of Concrete Practice : ACI Committee 209. 2008. – U.S.A. : American Concrete Institute, 1980. – Part 1, 456 p. – (ACI Manual).
  24. Eurocode 2: EN 1992-1-1 «Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings» - Annex B(Informative) Commition of European Communities, Des 1991. P 226.
  25. Барашиков А.Я. Надійність будівель і споруд: Навч. посібник / Уклад.: А.Я. Барашиков, М.Д. Сирота. – К.: ІСДО, 1993. – 204 с.
  26. Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванні / А.М. Бамбура // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К.: НДІБК, 2002. – Вип. 57. – С. 31–34.
  27. Бамбура А.Н. Экспериментальные исследования остаточной прочности узловых сопряжений ригелей с колоннами объекта

- “Укритие” / А.Н.Бамбура // Перша Всеукраїнська наук.-практ. конф. “Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону”: Зб. тез. – К., 1996. – С. 40–42.
28. Демчина Б.Г. Вогнестійкість одно- і багатошарових просторових конструкцій житлових і громадських будівель: Дис... докт. техн. наук. Спеціальність 05.23.01. – Харків, 2004. – 400 с.
30. Голоднов А.И. Определение остаточного ресурса железобетонных конструкций в условиях действующих предприятий // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К.: НДІБК, 2005. – Вип. 62. – Т. 2. – С. 138–143.
31. Голоднов О.І. Міцність та деформативність матеріалів залізобетонних конструкцій при силових та високотемпературних впливах / О.І.Голоднов, М.П. Гордіюк, І.А. Ткачук, М.М. Семиног // Сб. науч. тр. / ДГТУ. – Алчевск: ДГТУ, 2009. – Вып. 29. – С. 275–284.
32. Голоднов О.І. Зміна характеристик міцності арматури та бетону при високотемпературних впливах / О.І.Голоднов, М.П. Гордіюк, І.А. Ткачук, М.М. Семиног // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2011. – Вип. 8. – С. 121–131.
33. Голоднов А.И. Расчет железобетонных плит, опирающихся на деформируемый контур / А.И.Голоднов, В.В.Риблов // Зб. наук. праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид. “Сталь”, 2008. – Вип. 2. –С. 43–48.
34. Инженерная и физическая нелинейность. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/nhgqg>

- 35 Александр Городецкий Марина Ромашкина Андрей Томашевский. Принцип "Визначальне навантаження"[Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://surl.li/nhxhj>
- 36 Городецкий А. С. Учет нелинейной работы железобетонных конструкций в практических расчетах / А. С. Городецкий, М. С. Барабаш // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. Трудов. – Дн-вск: ПГАСА, 2014. – Вып. 77. – С. 54–5

## **ДОДАТКИ**

**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)**

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 6 від 24.11.2023 р.)

**Редакційна рада:**

Ладика В.І., академік НААН України  
Данько Ю.І., д.е.н., професор  
Пасько О.В., к.е.н., доцент

**Редакційна колегія:**

Бричко А.М., к.е.н., доцент  
Думанчук М.Ю., к.т.н., доцент  
Кисельов О.Б., к.с.-г.н., доцент  
Масик І.М., к.с.-г.н., доцент  
Михайліченко М.А., к.і.н., доцент  
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент  
Степанова Т.М., к.т.н., доцент  
Шкромада О.І., д.вет.н., професор

**Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,  
присвяченої Міжнародному дню студента – (13-17 листопада 2023 р.). –  
Суми, 2023. – 700 с.**

У збірку увійшли тези доповідей Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,  
присвяченої Міжнародному дню студента.  
Для викладачів, студентів, аспірантів.

## МЕТОДИКИ ВИЗНАЧЕННЯ ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ

Гвоздецький В.О, студ. 2 курсу ОС «Магістр», спец.192 «Будівництво та цивільна інженерія», ФБТ  
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент  
Галушка С.А., ст. викладач  
Сумський НАУ

З швидким розвитком та удосконаленням програмного забезпечення для статичного розрахунку та конструювання будівельних конструкцій стає можливим виконати розрахунок будівельних конструкцій з урахуванням їх фізично нелінійної роботи. При цьому процес є досить простим та швидким в порівнянні з «традиційною» покроковою методикою завдання параметрів жорсткості з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу. Також в [1] наведено низку недоліків, які має розрахунок конструкції з урахуванням фізичної нелінійності її матеріалу в масових інженерних розрахунках.

В ПК ЛІРА-САПР існує інструмент «інженерна нелінійність». Метод інженерної нелінійності позиціонується як метод, що дозволяє диференційовано та уточнено урахувати зменшення параметрів жорсткості для залізобетонних елементів. В [1] наведена концепція цього методу.

Числовими та натурними експериментами доведено, що пружні параметри жорсткості, що використовуються в інженерних розрахунках, представляють не зовсім коректну картину напружено-деформованого стану конструкції. Особливо це стосується розрахунків за 2-ю групою граничних станів. Величини вертикальних прогинів конструкції в пружній постановці задачі є заниженими, оскільки при пружному розрахунку не враховані пластичні деформації та ослаблення перерізів внаслідок тріщиноутворення. Використання інструменту «інженерна нелінійність» в ПК ЛІРА-САПР дозволяє усунути цей недолік і оцінити величини деформацій більш коректно.

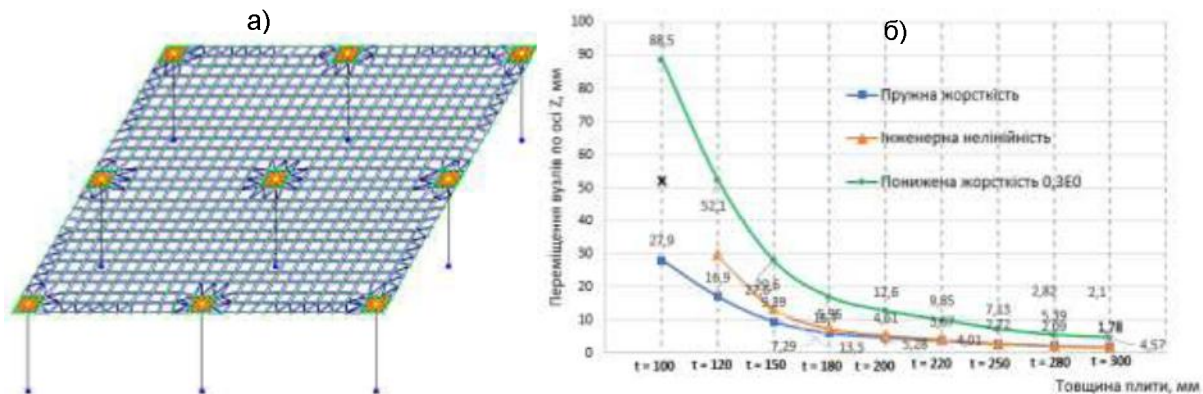


Рис.1 Скінченоелементна схема монолітної залізобетонної плити 12,8x12,8 м -а; графік залежності максимальних вертикальних прогинів плити в залежності від її товщини при розрахунках із різними значеннями жорсткостей на вигин – б

Застосування методики «інженерна нелінійність», надає можливість більш точно враховувати перерозподіл жорсткостей, Алгоритм виконання самого розрахунку є подібним до алгоритму традиційного розрахунку в лінійній постановці, тобто дозволяє виконати розрахунок на всі необхідні навантаження, отримати результати за РСЗ та РСН, підібрати арматуру. Останні можливості є недоступними при розрахунку з урахуванням фізичної нелінійності.

Виконано числовий експеримент з розрахунку скінчено-елементної моделі монолітної залізобетонної плити з різними товщинами (рис.1,а) за трьома способами її розрахунку – при пружних жорсткостях, при пониженні початкового модуля пружності  $E_0$  на 70% від первісного значення ( $E=0,3 E_0$ ) [2], із використанням опції «інженерна нелінійність 1». Результати експерименту свідчать, що товщина плити суттєво впливає на величини прогинів, отриманими за різними методиками моделювання непружної роботи елемента (рис.1,б).


### Література

- Олександр Городецький Марія Барабаш. Врахування нелінійної роботи залізобетону в ПК ЛІРА-САПР. Метод «Інженерна нелінійність». [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/ebpab>
- ДБН 2.2-24:2009. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових та громадських будинків.

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 КОНСТРУКЦІЇ.....	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



# ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕФОРМАТИВНОСТІ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ

---

**Здобувач:** Гвоздецький В.О.

**Керівник:** доцент Срібняк Н.М.



## *АКТУАЛЬНІСТЬ ТЕМИ*

- Інженерний розрахунок передбачає пружні характеристики бетону та арматури (модулі пружності). В частині визначення напруженого стану таке допущення має достатню точність.
- Але існують деякі інженерні задачі, в яких не можна отримати точне рішення використовуючи модуль пружності матеріалів, а не фактичні модулі їх деформації. **Це стосується коректного визначення прогинів плит, балок, ширини розкриття тріщин, тощо.** Для вирішення таких задач доцільно застосовувати розрахунок з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу.
- Нормативами рекомендовано розраховувати елементи та конструкції з урахуванням фізичної нелінійності. Норми ДБН 2.2-24:2009 пункт Д.2.1.8 рекомендують впроваджувати в практику проектування програмні розрахункові комплекси, що використовують метод скінчених елементів й в тому числі такі комплекси, де реалізується опція розрахунку з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкцій під навантаженням.

## ***АКТУАЛЬНІСТЬ ТЕМИ***

- ***Метою*** роботи є оцінка та порівняння параметрів напружено-деформованого стану монолітної плити за різних типів статичного розрахунку- при призначенні пружних жорсткостей залізобетону та з урахуванням фізичної нелінійності залізобетону. Але існують деякі інженерні задачі, в яких не можна отримати точне рішення використовуючи модуль пружності матеріалів, а не фактичні модулі їх деформації.
- ***Задачі***, що поставлені для досягнення мети:
  - - аналіз досліджень щодо розрахунків залізобетону з урахуванням реальної роботи матеріалу під навантаженням;
  - - постановка питань дослідження як результат аналізу джерел;
  - - з метою виконання числового експерименту створення скінченоелементної моделі монолітної плити;
  - - виконання варіативних розрахунків використовуючи три типи жорсткості скінчених елементів: пружну, жорсткість, що змінюється за методикою «Інженерна нелінійність» ПК Ліра-САПР, жорсткість понижена за рекомендацією норм.
  - - результати числового експерименту; формулювання висновків

***Об'єкт дослідження*** – монолітна залізобетонна плита покриття з розмірами в плані 12,8 x12,8 м

***Предмет дослідження*** – напружено-деформований стан конструкції при варіюванні параметрів жорсткості.

***Практичне значення одержаних результатів***

Методом числового експерименту можуть бути підтверджені теоретичні передбачення щодо важливості та коректності виконання певних видів розрахунків з урахуванням фактичної нелінійної роботи залізобетону.

## *Апробація та публікація результатів роботи*

Результати дослідження опубліковано в матеріалах науково-практичної студентської конференції.

Гвоздецький В.О., Срібняк Н.М., Галушка С.А. Методики визначення деформативності залізобетонної плити // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023.

## *Огляд досліджень*

В різний час вчені намагалися вивести теоретико-імпіричні залежності визначення деформації повзучості та відобразити закономірність залежності між напруженнями та деформаціями в пружно-повзучому середовищі. Такі дослідження ґрунтувалися на феноменологічних законах механічного стану матеріалу. Серед досліджень залежностей в пружно-пластичному середовищі бетону можна виокремити такі дослідження Н.Х. Арутюняна, Г.Н. Маслов, І.Е. Прокопович, А.Я. Барашиков, А.М. Бамбура, А.Б. Голишев, О.І. Голоднов, Б.Г. Демчина, А.Р. Ржаніцин, А.М. Невілл, В.М. Бондаренко та інші.

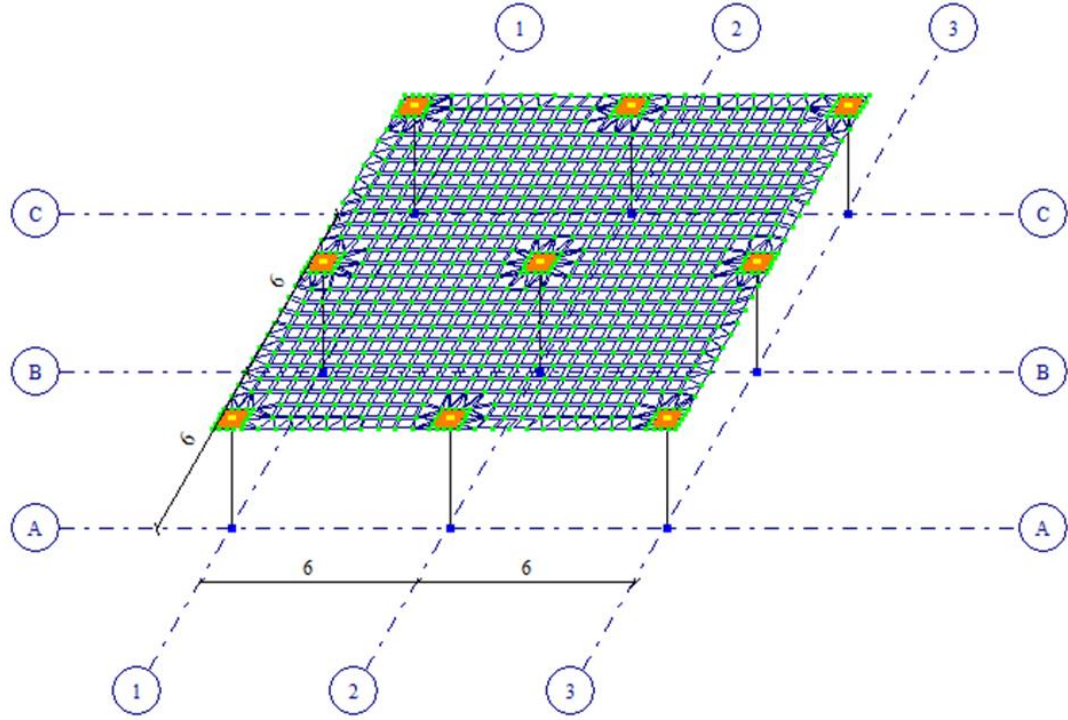
# МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ

- Методику досліджень, які використані в роботі можна класифікувати як:

**1)** застосування **аналітичного методу**. Проаналізовано дослідження, що існують, які вказують на необхідність в окремих випадках інженерних розрахунків враховувати фізичну нелінійність матеріалу. Не врахування такого параметру для деяких розрахунків (прогресуюче руйнування, оцінка запасу міцності) є просто не можливим, а в інших випадках результати розрахунків можуть бути заниженими (оцінка реальної деформативності конструкції);

**2)** застосування **числового методу розрахунку**, що базується на методі скінчених елементів. Метод дозволяє більш точно, враховуючи всі особливості конструктивного вирішення плити змодельовати її скінченими елементами, вказавши необхідні параметри й граничні умови, й виконати статичний розрахунок скінченоелементної схеми.

**3)** **аналіз результатів** скінченоелементного розрахунку (масивів даних) з використанням табличного редактора.



Розглянемо фрагмент монолітного диску покриття у вісях «1»-«3» та «А»-«С» розміром в осях 12,0×12,0 м (рис. 4.3). Залізобетонна монолітна плита перекриття спирається на дев'ять колон. Крок колон в поперечному та поздовжньому напрямку становить 6,0 м, тобто сітка колон має розмір 6,0х6,0 м та два кроки як в поперечному, так і в поздовжньому напрямку

Для створення пластини, яка буде моделювати решту частини плити, використано інструмент «створення контуру з отворами». Необхідно вказати вузол площини, в якій буде створюватися контур та ввести зовнішні та внутрішні контури плити.

Рис. Скінчено-елементна схема плити залізобетонного перекриття, що досліджується, в осях 1-3 та А-В

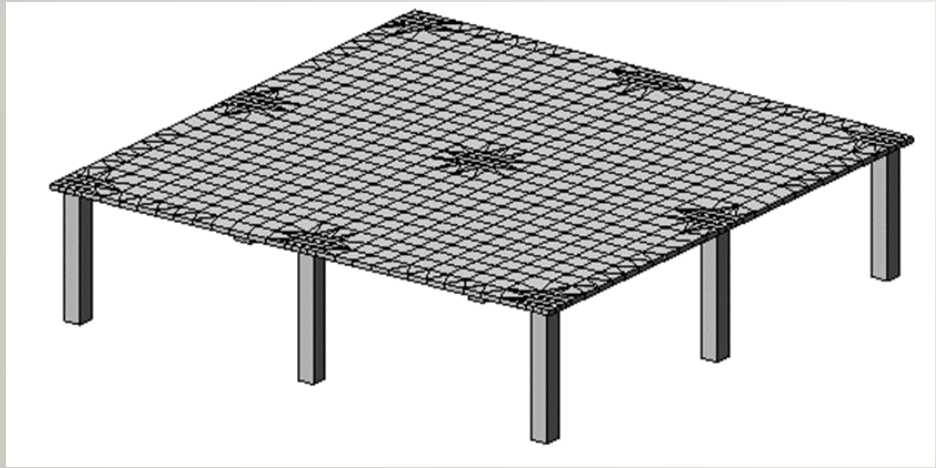
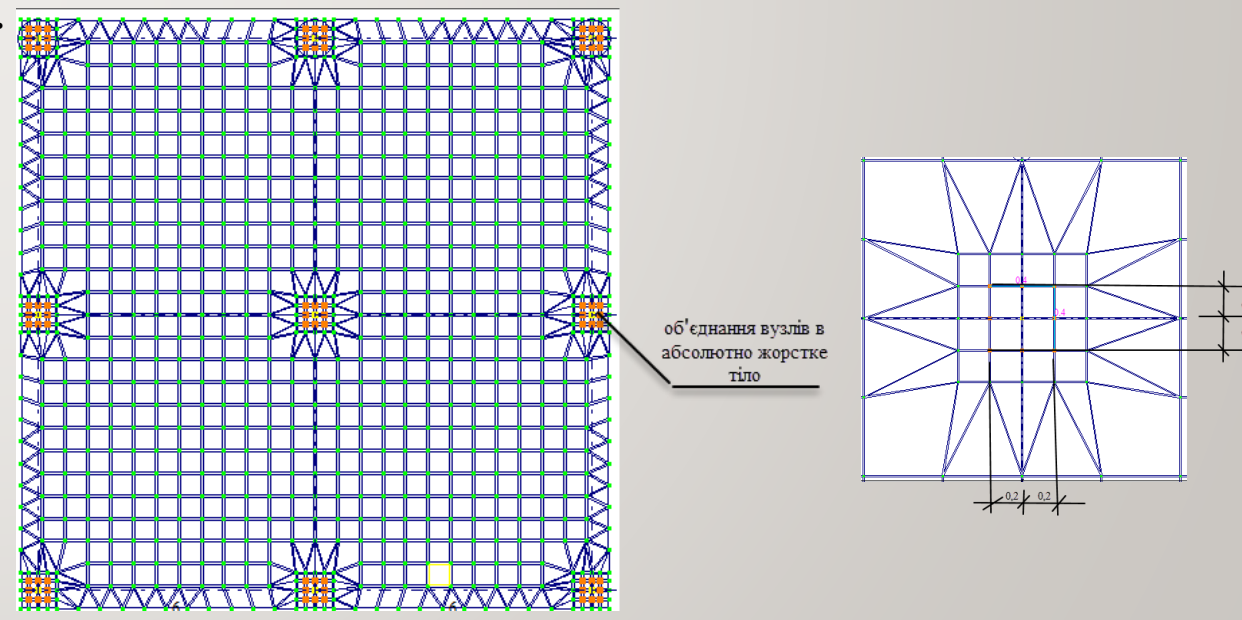


Рис. Просторова модель плити перекриття



7 Рис. Об'єднання вузлів пластин над колонами в АЖТ

Плита змодельована кінцевим елементом №44—прямокутним кінцевим елементом типу плита.

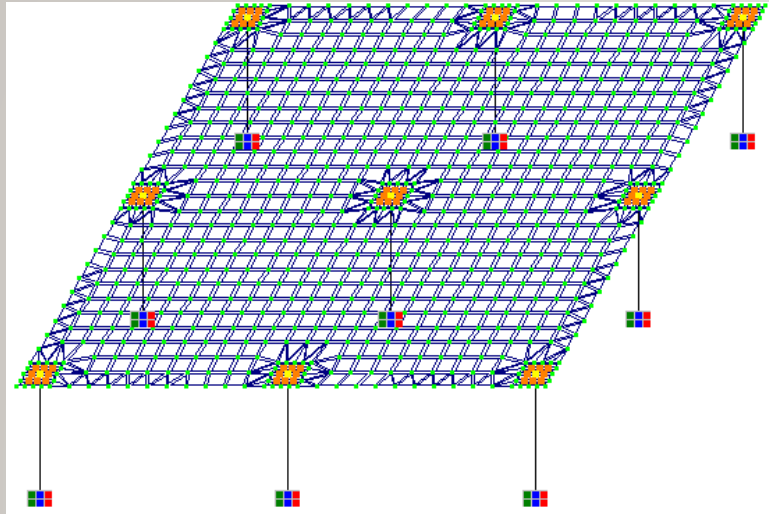


Рис. Граничні умови для плити: жорстке зацмлення колон в фундаментах

Прийнято, що колона заглиблена в підколонну частину фундаменту стаканного типу, що можна апроксимувати жорстким закріпленням опорних стержнів колон

## Параметри жорсткості розрахункових моделей

Тип жорсткості №1

пружна жорсткість  $E_0$

Тип жорсткості №2

жорсткість із урахуванням інженерної нелінійності

Тип жорсткості №3

понижена жорсткість за методикою ДБН2.2-24:2009.

$E_1=0,3 E_0$

EV Інженерна

**Таблиця 1- Параметри жорсткості пружні (тип №1)**

Назва СЕ	Клас бетону на міцність, С	$E_{ck}$ , (Т/м <sup>2</sup> )	$E_{ck}$ , (Т/м <sup>2</sup> )	$\vartheta$	t, см	$R_0$ , т/м <sup>3</sup>
Пластина, СЕ4 I (плита)	C20/25	$2,6 \cdot 10^6$	$2,3 \cdot 10^6$	0,25	10÷30	2,5
Стержень, СЕ10	C20/25	$2,6 \cdot 10^6$	$2,3 \cdot 10^6$	0,25	40x40	2,5

**Таблиця 2- Параметри жорсткості пружні (тип №3)**

Назва КЕ	Клас бетону на міцність, С	$E_1 = 0,3E_0$ , (Т/м <sup>2</sup> )	$\vartheta$	t, см	$R_0$ , т/м <sup>3</sup>
Пластина, СЕ4 I	C20/25	$7,8 \cdot 10^5$	0,25	10÷30	2,5

### Призначення характеристик матеріалів

Для подальшого проектування окремих елементів розрахункової схеми необхідно задати параметри матеріалів – бетону та арматури. Так, було прийнято бетон класу С20/25 та арматуру А400с . Товщину плити було прийнято варіативно: в діапазоні від 10 до 30 см.

Так як **метою числового експерименту** є оцінка прогинів (вертиальних переміщень вузлів) та ширину розкриття тріщин за результатами декількох типів розрахунків:

- **лінійного** (при завданні скінченим елементам пружних жорсткостей);
- **нелінійного розрахунку** з урахуванням реальної діаграми деформування матеріалів (бетону та арматури);
- **розрахунку з пониженим значенням початкового модуля пружності бетону**;
- **визначення оптимальної товщини плити** за показником гранично допустимого прогину

Прийmemo товщини розрахункової моделі плити  **$t=100, 120, 150, 180, 200, 220, 250, 280, 300$  мм.**

Варіанти товщин монолітної плити, що прийнято до розрахунку наведено в таблиці

## ВАРІАНТИ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ

Прийmemo товщини розрахункової моделі плити  $t=100, 120, 150, 180, 200, 220, 250, 280, 300$  мм.

Варіанти товщин монолітної плити, що прийнято до розрахунку наведено в таблиці І.

№ варіанту розрахунку	Товщина плити, $t$ , мм	Тип жорсткості
1	100	№1 (пружна)
2		№2 (інженерна нелінійність)
3		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
4	120	№1 (пружна)
5		№2 (інженерна нелінійність)
6		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
7	150	№1 (пружна)
8		№2 (інженерна нелінійність)
9		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
10	180	№1 (пружна)
11		№2 (інженерна нелінійність)
12		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )

№ варіанту розрахунку	Товщина плити, $t$ , мм	Тип жорсткості
13	200	№1 (пружна)
14		№2 (інженерна нелінійність)
15		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
16	220	№1 (пружна)
17		№2 (інженерна нелінійність)
18		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
19	250	№1 (пружна)
20		№2 (інженерна нелінійність)
21		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
22	280	№1 (пружна)
23		№2 (інженерна нелінійність)
24		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )
25	300	№1 (пружна)
26		№2 (інженерна нелінійність)
27		№3 ( $E_1 = 0,3E_0$ )

# РЕЗУЛЬТАТИ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

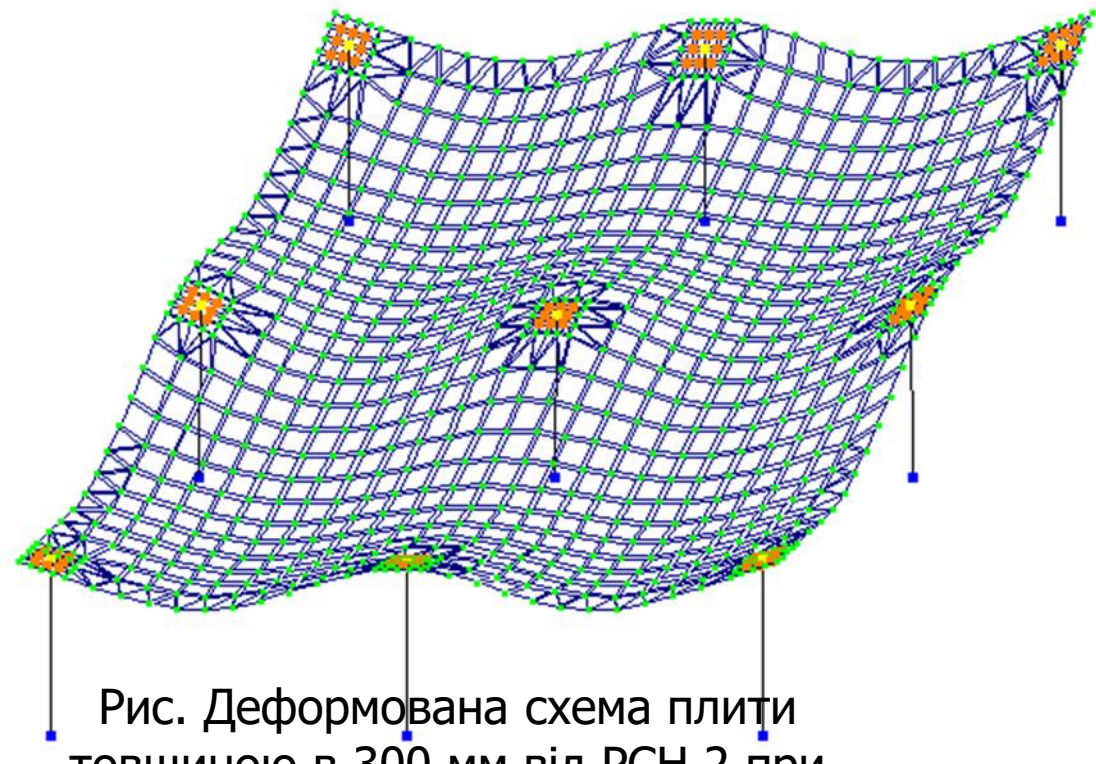


Рис. Деформована схема плити товщиною в 300 мм від РСН 2 при пружній жорсткості

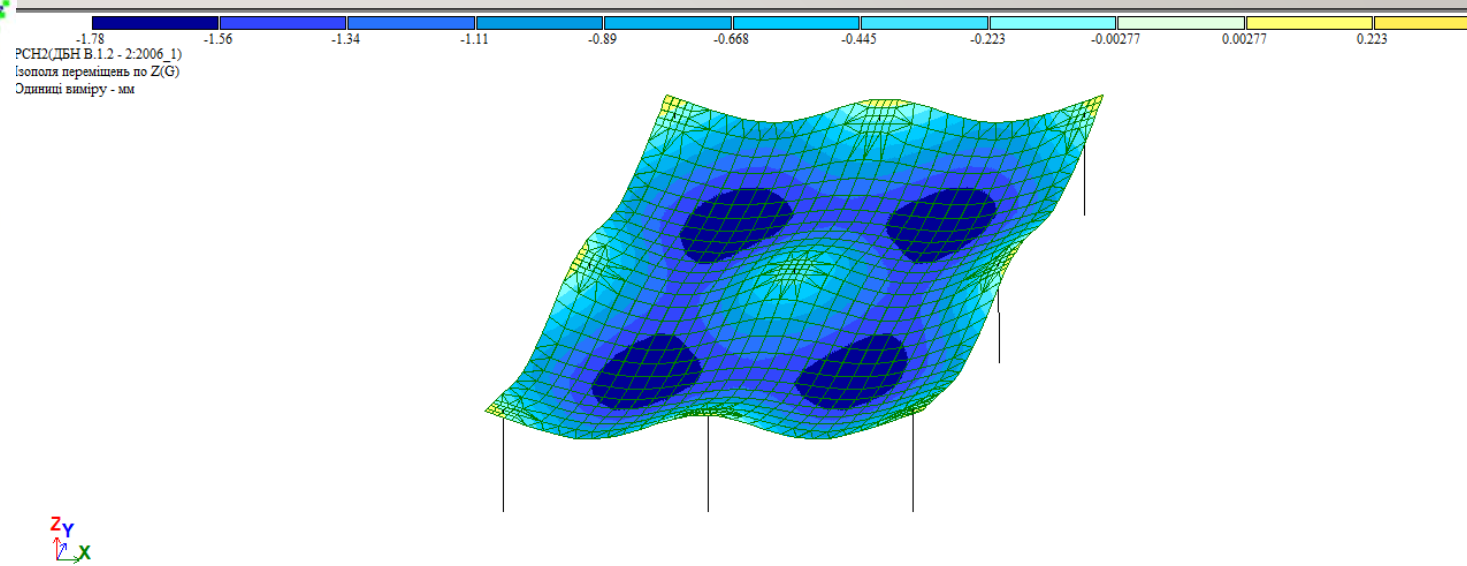


Рис. Ізополю переміщень  $z_z$  по вертикалі вузлів для плити  $t = 300$  мм від РСН 2 при пружній жорсткості

Таблиця 1 Максимальні переміщення вузлів по вісі Z від РСН2

Вид жорсткості	Максимальні переміщення вузлів при товщині плити $t$ , [мм]					
	100	120	150	180	200	220
Пружна жорсткість	-27,9	-16,9	-9,39	-5,95	-4,61	-3,67
Інженерна нелінійність		-29,6	-13,3	-7,29	-5,28	-4,01
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-88,5	-52,1	-27,6	-16,7	-12,6	-9,85

Вид жорсткості	Максимальні переміщення вузлів при товщині плити $t$ , [мм]		
	250	280	300
Пружна жорсткість	-2,72	-2,09	-1,78
Інженерна нелінійність	-2,82	-2,1	-1,78
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-7,13	-5,39	-4,57

Отже, можна зробити **ВИСНОВОК**, що при оцінці реальних прогинів плити не можна не враховувати фізичну нелінійність бетону, оскільки таке неврахування може призвести до критично невірних результатів, оскільки при пружному розрахунку прогини є значно заниженими.

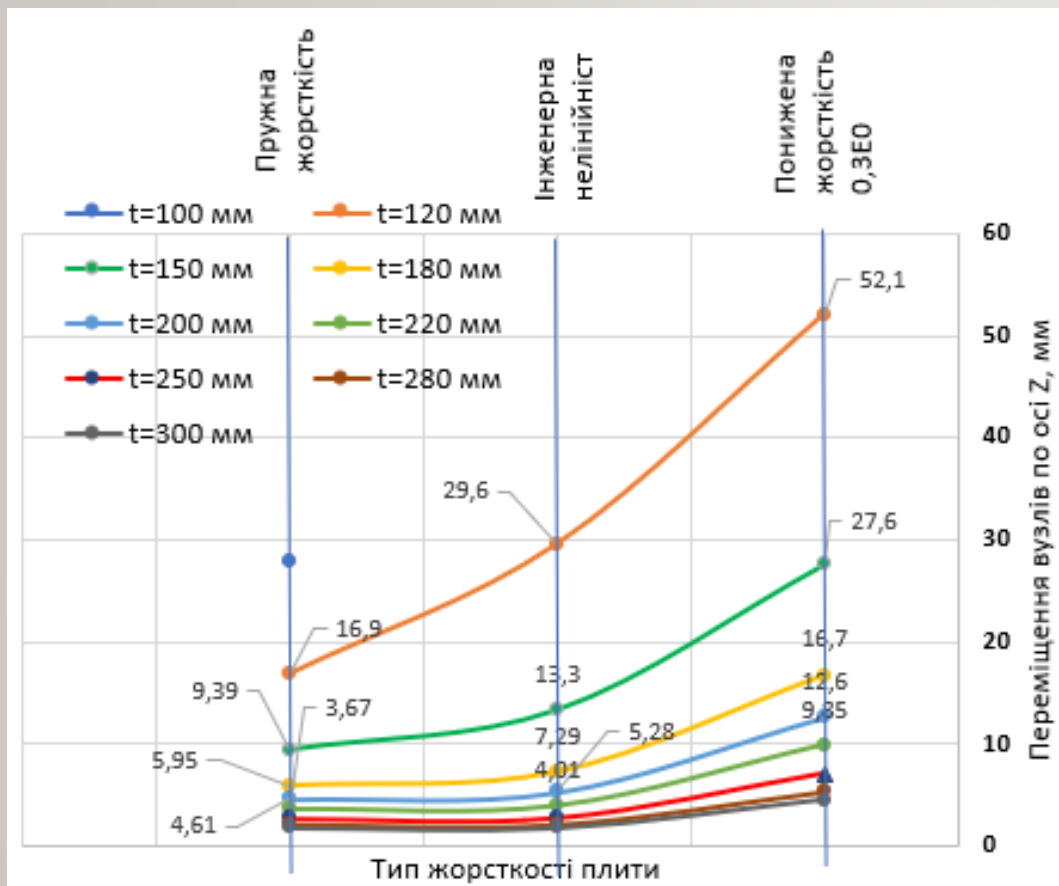


Рис. 2 Залежність максимальних переміщень вузлів схеми при різній товщині плити та при різних жорсткостях від розрахункового сполучення навантажень – РСН 2

З рис. 3 видно, що при товщині плити 100 мм при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності відбувається руйнування конструкції, про що ПК «Ліра» видає повідомлення. При цій же товщині при третьому типі розрахунку – з пониженою жорсткістю виникає прогин в 88,5 мм = 8,85 см, що значно перевищує допустимий прогин для даного прольоту (3,0 см). Розрахунок з пружними жорсткостями показує, що максимальний прогин плити з товщиною в 100 мм становить 2,8 см, що є майже гранично допустимим значенням.

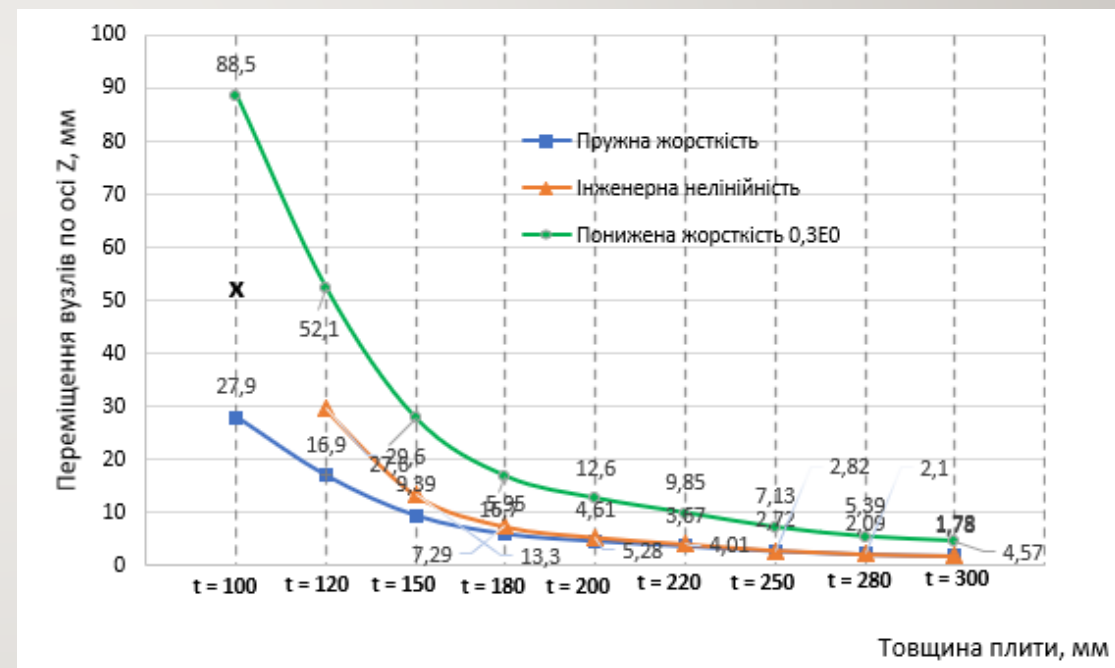
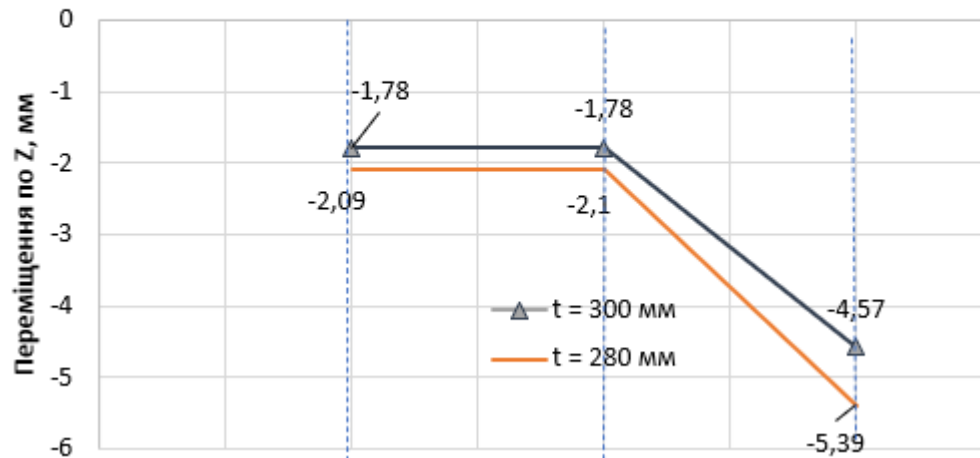


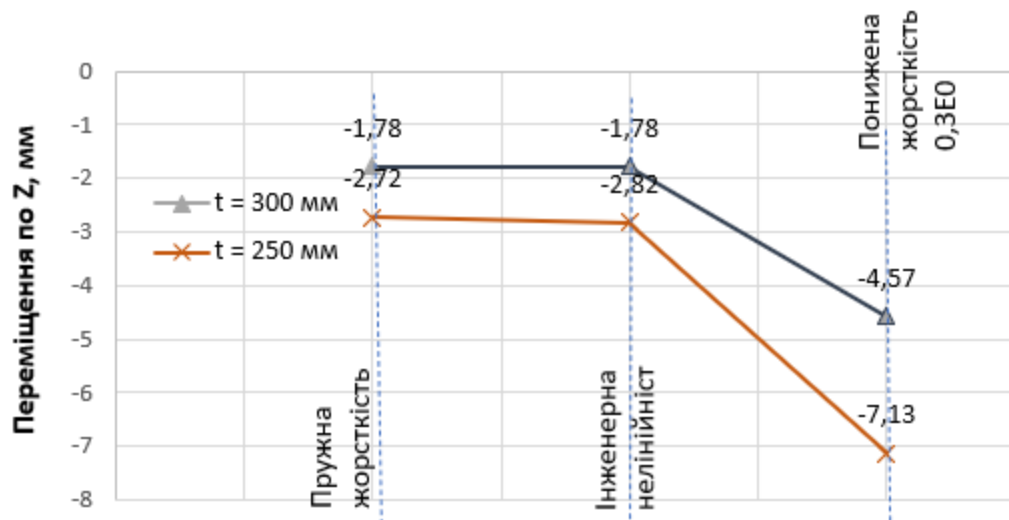
Рис. 3 Максимальні переміщення вздовж осі Z вузлів схеми для різних жорсткостей від розрахункового сполучення навантажень – РСН2 при різній товщині плити

Максимальні переміщення по при  $t=300$  мм та  $t=280$

мм

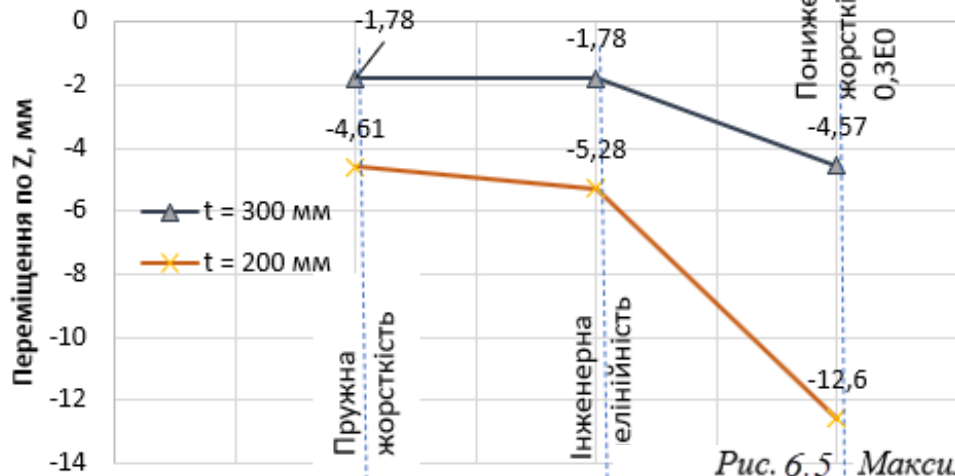


Максимальні переміщення по при  $t=300$  мм та  $t=250$  мм



Максимальні переміщення по при  $t=300$  мм та  $t=200$

мм



Максимальні переміщення по при  $t=300$  мм та  $t=180$

мм

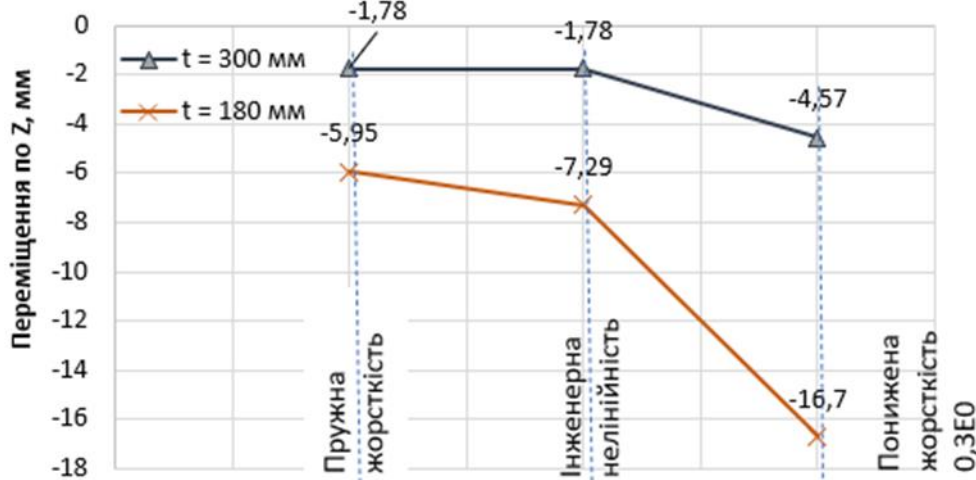


Рис. 6.5 Максимальні переміщення вздовж осі Z для плит з різними

типами жорсткостей від основного сполучення навантажень РСН2: між

плитою з  $t = 300$  мм та  $t = 280$  – а; між плитою з  $t = 300$  мм та

$t = 250$  – б; між плитою з  $t = 300$  мм та  $t = 200$  – в; між плитою з

З та графіків на рис.6.5 можна зробити висновок, що найбільша різниця між прогинами при різних товщинах плити за різних типів жорсткостей присутня між пружним розрахунком та розрахунком з пониженою жорсткістю. Чим більша товщина плити, тим спостерігається зменшення такої різниці. Так для товщини плити в 150 мм максимальний прогин при пружному розрахунку становить 9,39 мм, при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності – 13,3 мм, а при пониженій жорсткості – 27,6 мм.

Отже слід відмітити суттєву розбіжність в 41,6% між «пружним» прогином та прогином з урахуванням інженерної нелінійності. При порівнянні прогинів за «пружним» розрахунком та прогином за пониженої жорсткості така різниця становить 194%, тобто тут різниця складає 3 рази.

**Таблиця 3. Максимальні переміщення монолітної плити при різних її товщинах та при різних типах жорсткостей**

Товщина плити, мм	Пружна жорсткість	Інженерна нелінійність	Різниця, %	Понижена жорсткість $0,3E_0$	Різниця, %
300	1,78	1,78	0	4,57	156,7
280	2,09	2,1	0,5	5,39	157,9
250	2,72	2,82	3,68	7,13	162,13
220	3,67	4,01	9,26	9,85	168,4
200	4,61	5,28	14,53	12,6	169,8
180	5,95	7,29	22,52	16,7	180,7
150	9,39	13,3	41,64	27,6	193,9
120	16,9	29,6	75,15	52,1	208,3
100	27,9		0	88,5	217,2

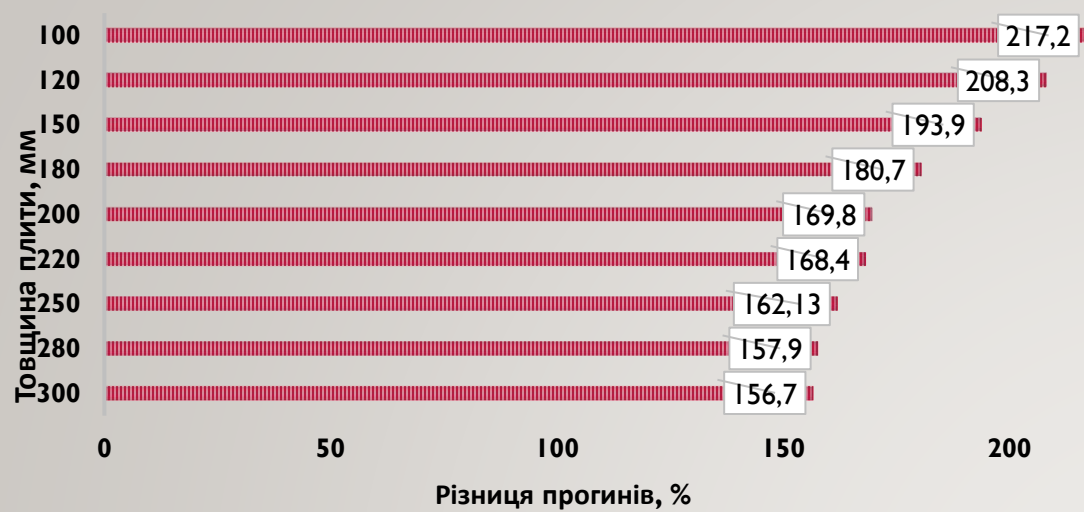


Рис. 5 Різниця (%) між максимальними прогинами в пружній постановці та максимальними прогинами після розрахунку з пониженою жорсткістю  $0,3E_0$  при різних товщинах плит  $t=100 \dots 300$  мм

Найбільша різниця між величинами максимальних прогинів спостерігається при порівнянні результатів пружного розрахунку та результатів розрахунку з пониженою жорсткістю. Так різниця, наприклад, при товщині плити в 100 мм становить **217%**, а при товщині плити в 300 мм ця різниця складає **156,7%**. Тобто різниця в прогинах зменшується при збільшенні товщини плити.

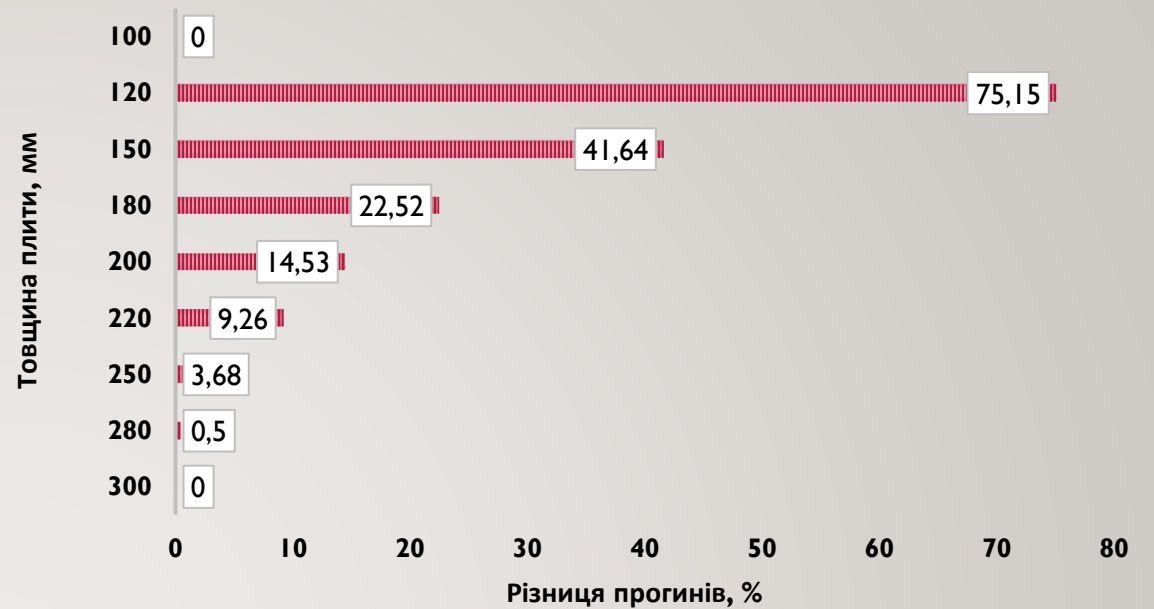


Рис. 6 Різниця (%) між максимальними прогинами в пружній постановці та максимальними прогинами після розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності при різних товщинах плит  $t=100 \dots 300$  мм

Отже, можна зробити **загальний висновок** за графіком на рис.6 , чим більшою є товщина плити, тим є меншим вплив нелінійних властивостей бетону на величину максимальних прогинів. І, навпаки, – чим тонкішою є плита, тим більш яскраво виражений вплив фізичної нелінійності матеріалу на деформативність плити.

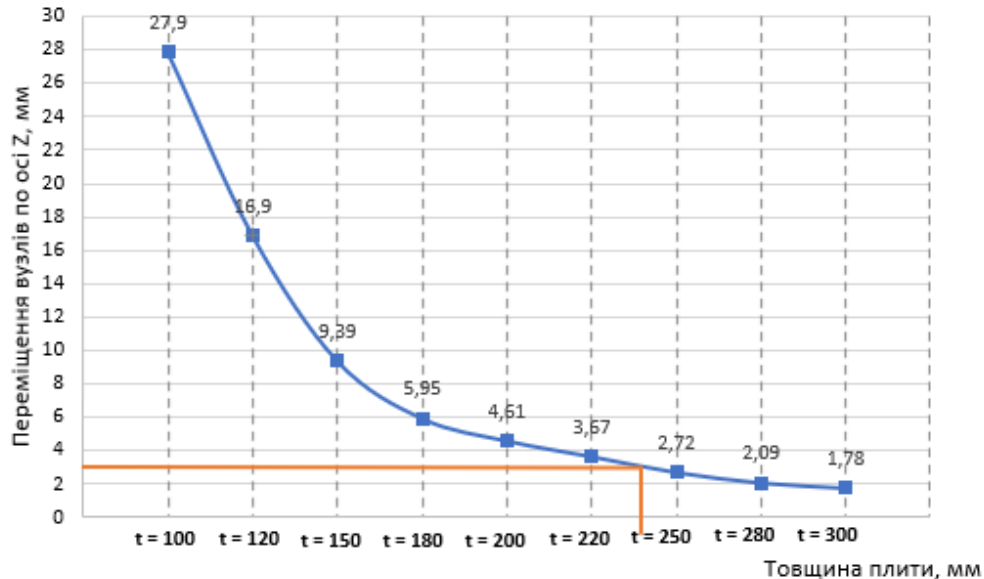
# ВИЗНАЧЕННЯ ОПТИМАЛЬНОЇ ТОВЩИНИ ПЛИТИ

Оптимальну товщину плити можна визначити побудувавши графічну криволінійну залежність (функцію) між величиною максимального прогину та товщиною плити -  $f=f_z(t)$ .

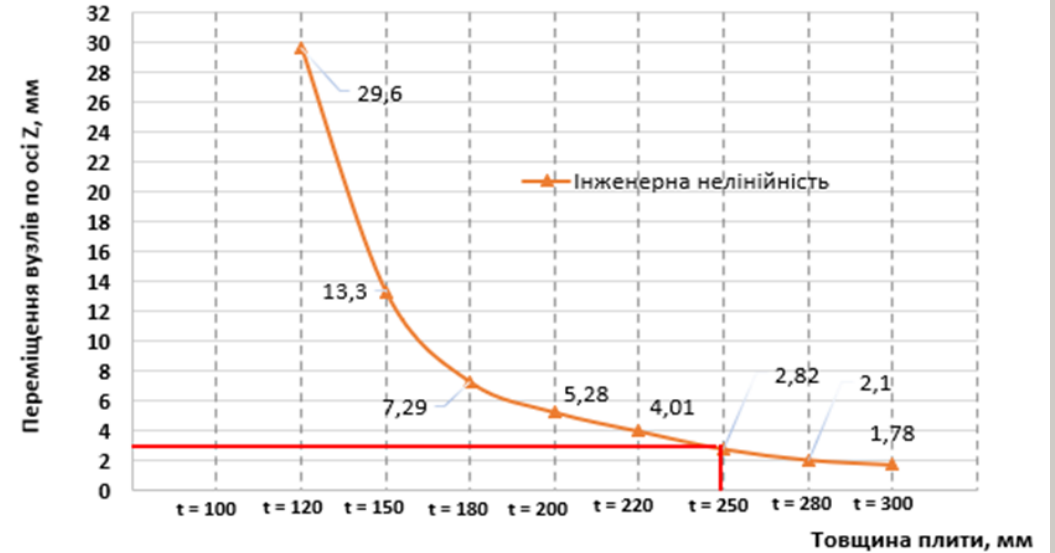
Прогин, що є гранично допустимі, відповідно для плити прольотом 6,0 м обчислюють за формулою:

$$f_u = l/200 \quad f_u = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3,0 \text{ см} = 30 \text{ мм}$$

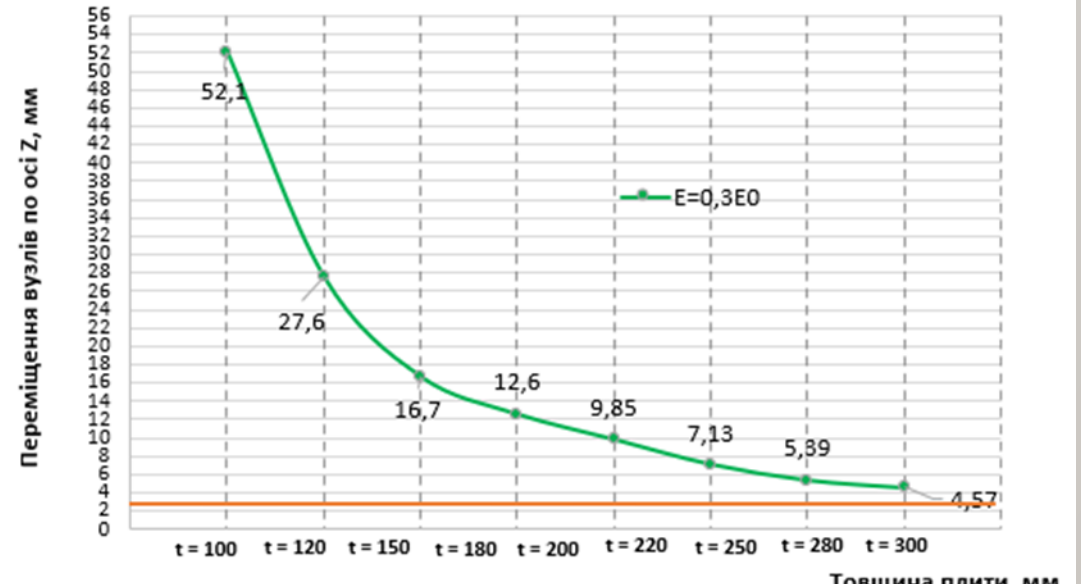
Залежність  $f_z$  (мм) від  $t$  (мм) при пружній жорсткості



Залежність  $f_z$  (мм) від  $t$  (мм) при розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності



Залежність  $f_z$  (мм) від  $t$  (мм) при розрахунку з урахуванням пониженої жорсткості  $E=0,3E_0$



# ВИСНОВОК

- Графічний спосіб визначення оптимальної товщини плити при пружних жорсткостях вказав, що оптимальною за умовою жорсткості є плита товщиною в 235 мм. При розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності оптимальна товщина плити становить 250 мм, що є більшим на 6,4%.
- Графічна залежність при пониженому модулі пружності вказує на те, що оптимальна товщина плити знаходиться поза діапазоном товщин плити, які були прийняті до розрахунку – від 100 до 300 мм. Тобто така оптимальна товщина плити повинна бути >300 мм.
- Слід припустити, що найбільш достовірним значенням слід вважати оптимальну товщину плити, отриману за результатами розрахунку з урахуванням інженерної нелінійності, яка дорівнює 250 мм.

# ТРИЩИНОУТВОРЕННЯ

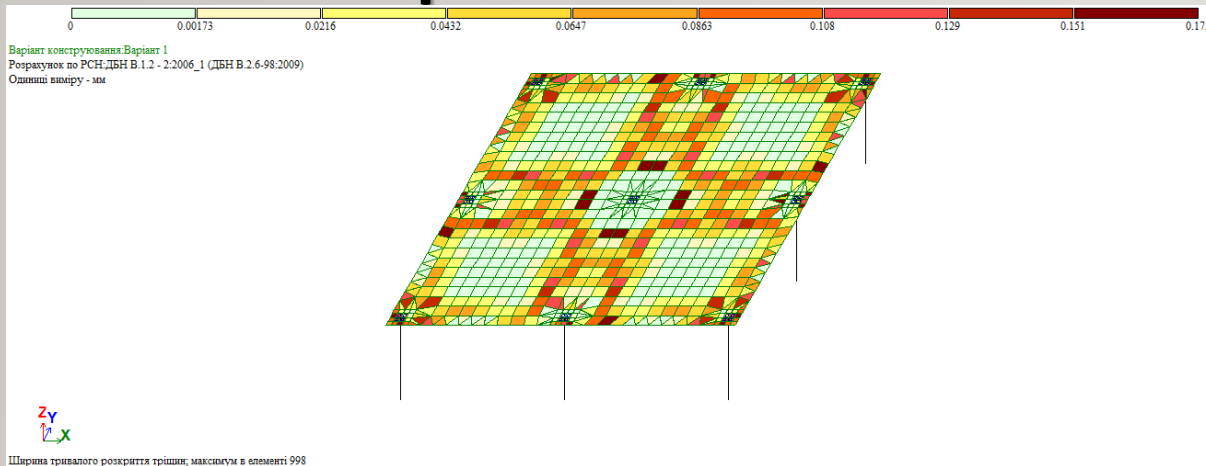


Рис. 7 Ширина тривалого розкриття тріщин при розрахунку з пружними жорсткостями при товщині плити 250 мм ( $\Delta_{max}=0,173$  мм)

В плитах з товщиною 280 мм та 300 мм ширина тривалого розкриття тріщин становить менше 0,2 мм й дорівнює близько 0,15 мм. Із рис 9 видно, що ширина тривалого розкриття тріщин  $\Delta$  буде меншою за 0,2 мм при товщині плити від 220 мм при пружному розрахунку та товщині від 240 мм при розрахунках з урахуванням інженерної нелінійності та пониженої жорсткості.

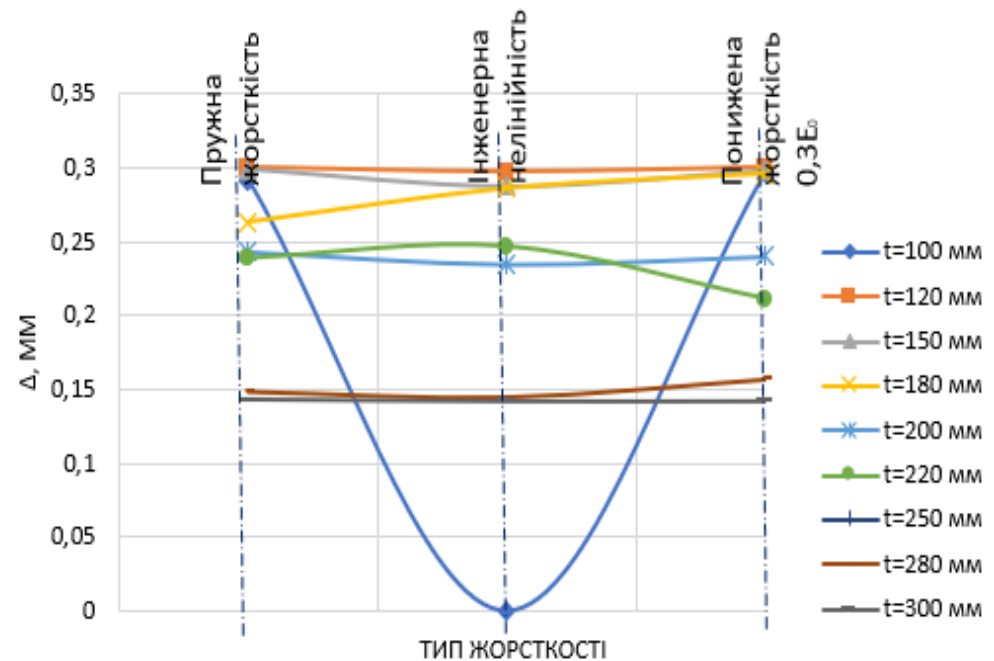


Рис.8 Ширина тривалого розкриття тріщин в залежності від прийнятої товщини плити

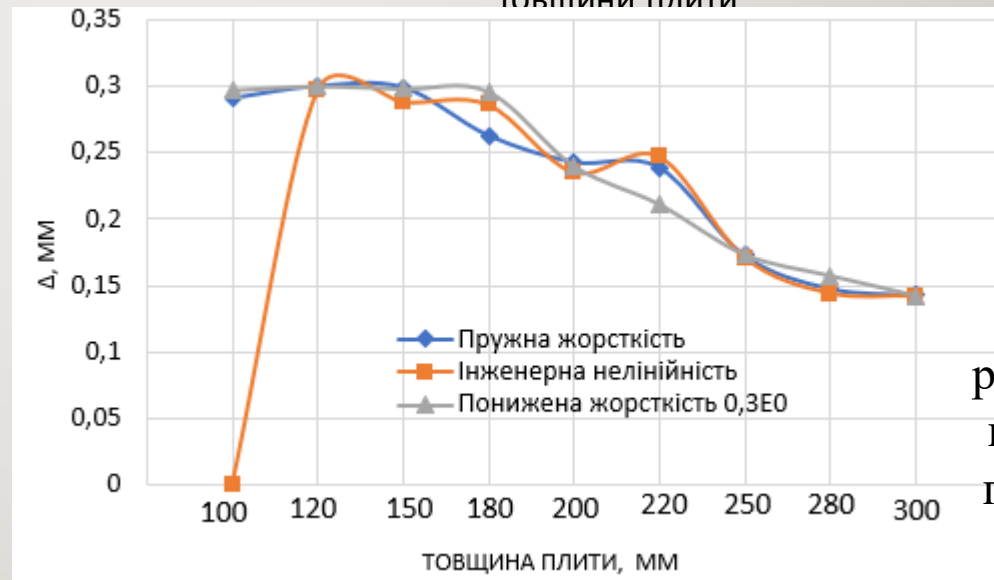


Рис. 9 Ширина тривалого розкриття тріщин в залежності від прийнятого типу жорсткості

# АНАЛІЗ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ПЛИТИ

Таблиця 1. Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні) при товщині  $t = 100$  мм

Тип жорсткості	$t = 100$ мм					
	$M_x, [T \cdot m]/m$		$M_y, [T \cdot m] /m$		$M_{xy}, [T \cdot m] /m$	
Пружна жорсткість	-3,48	2,11	-4,32	4,32	-0,82	0,85
Інженерна нелінійність	0	0	0	0	0	0
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,83	4,34	-4,89	4,84	-1,36	1,36

Таблиця 3. Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні) при товщині  $t = 150$  мм

Тип жорсткості	$t = 150$ мм					
	$M_x, [T \cdot m]/m$		$M_y, [T \cdot m] /m$		$M_{xy}, [T \cdot m] /m$	
Пружна жорсткість	-4,15	2,52	-5,15	5,15	-0,75	1,01
Інженерна нелінійність	-4	3,55	-4,02	4	-1,08	1,09
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,78	4,43	-4,78	4,78	-1,27	1,27

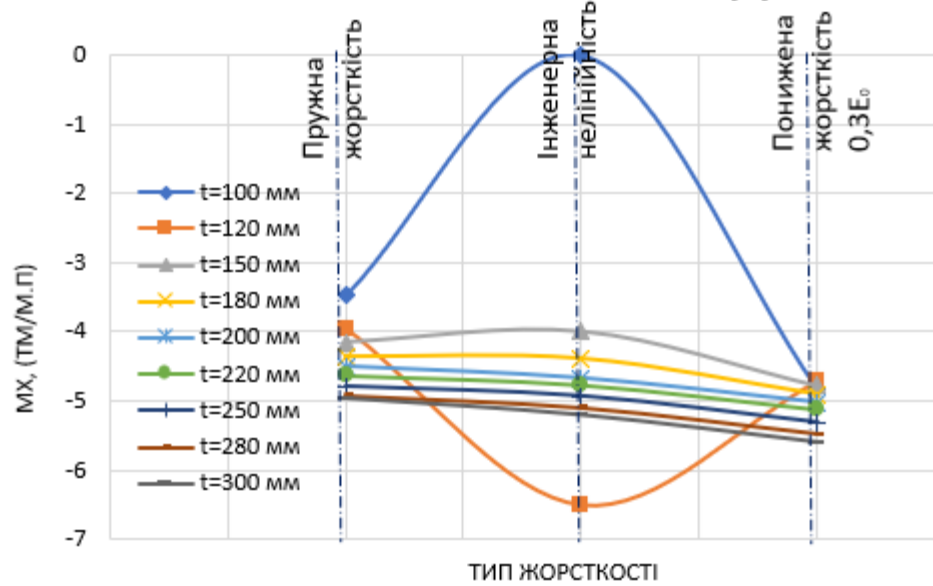
Таблиця 2. Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні) при товщині  $t = 120$  мм

Тип жорсткості	$t = 120$ мм					
	$M_x, [T \cdot m]/m$		$M_y, [T \cdot m] /m$		$M_{xy}, [T \cdot m] /m$	
Пружна жорсткість	-3,95	2,4	-4,91	4,91	-0,86	0,96
Інженерна нелінійність	-6,51	3,64	-6,46	6,49	-1,27	1,22
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,72	4,33	-4,78	4,73	-1,33	1,33

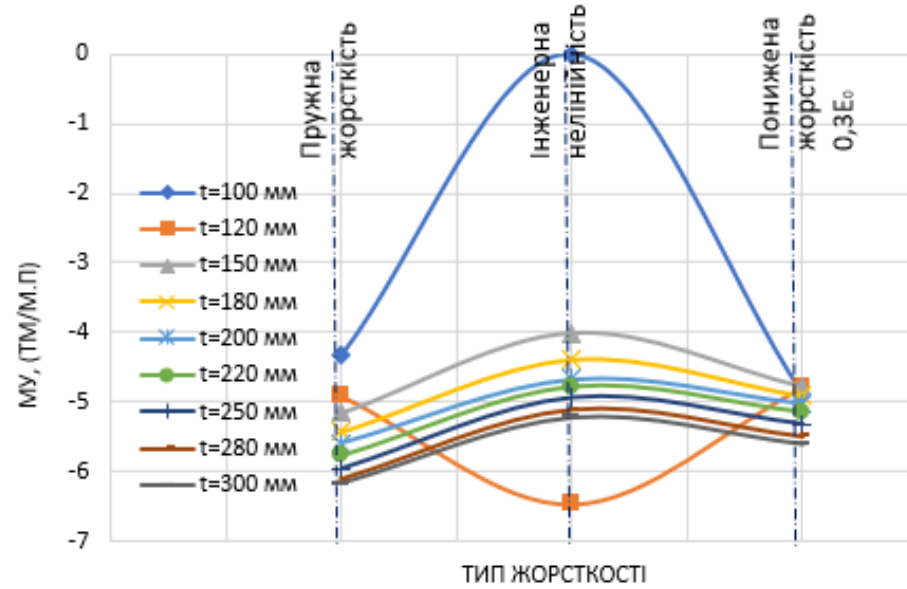
Таблиця 4. Моменти вигину та кручення в плиті (максимальні) при товщині  $t = 180$  мм

Тип жорсткості	$t = 180$ мм					
	$M_x, [T \cdot m]/m$		$M_y, [T \cdot m] /m$		$M_{xy}, [T \cdot m] /m$	
Пружна жорсткість	-4,36	2,65	-5,42	5,42	-0,619	1,06
Інженерна нелінійність	-4,39	4,39	-4,39	4,39	-0,951	1,14
Понижена жорсткість $0,3E_0$	-4,91	4,55	-4,91	4,91	-1,18	1,18

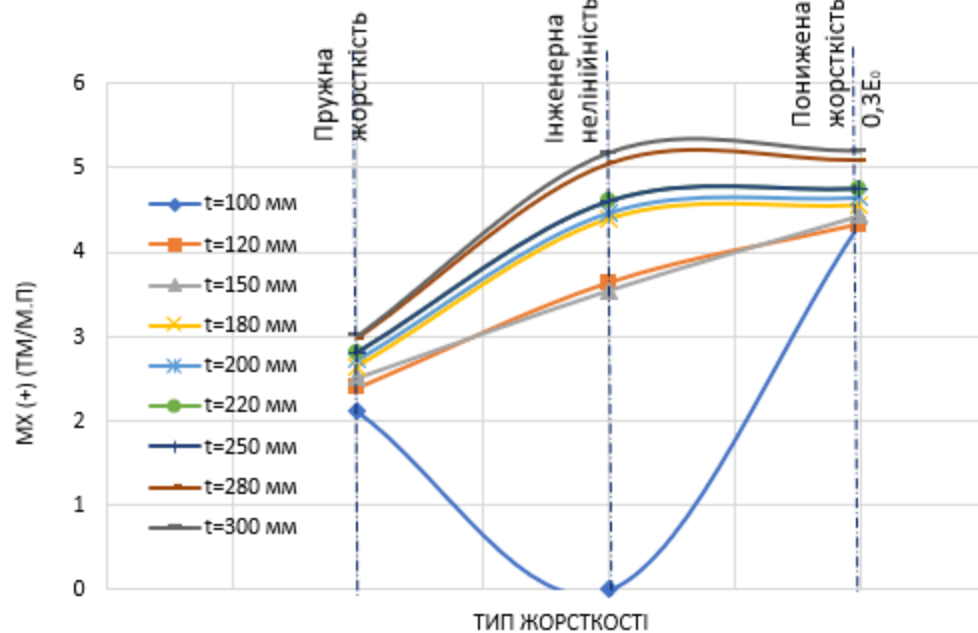
### МОМЕНТИ ВИГИНУ МХ (-)



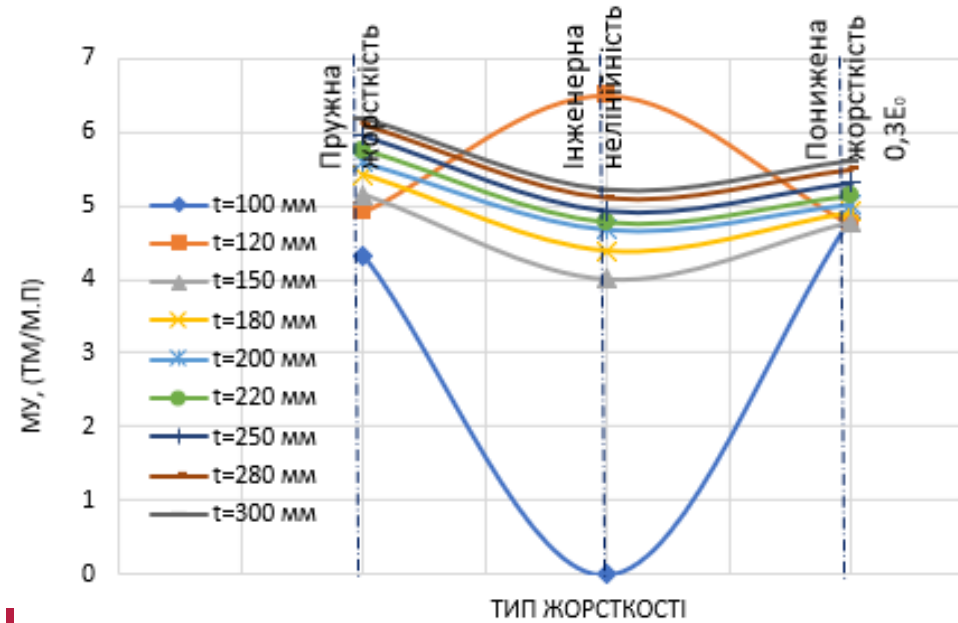
### МОМЕНТИ ВИГИНУ МУ (-)



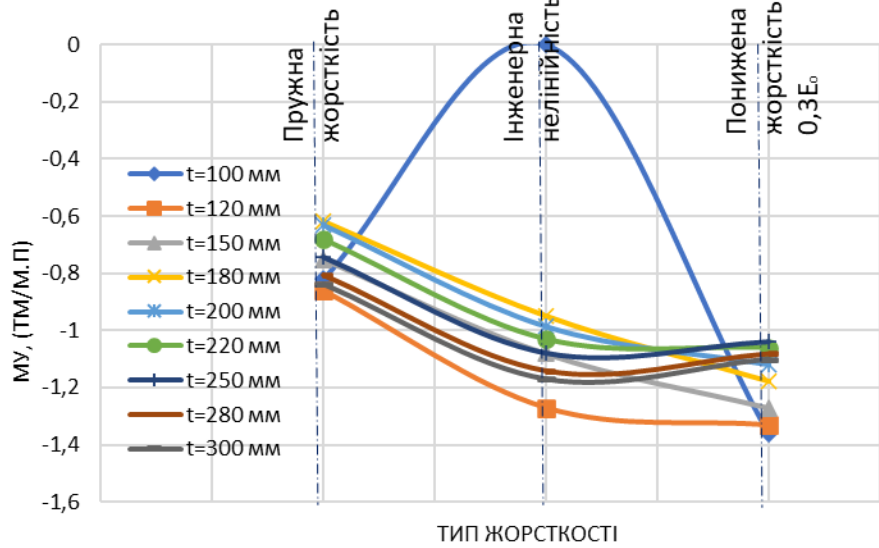
### МОМЕНТИ ВИГИНУ МХ (+)



### МОМЕНТИ ВИГИНУ МУ (+)

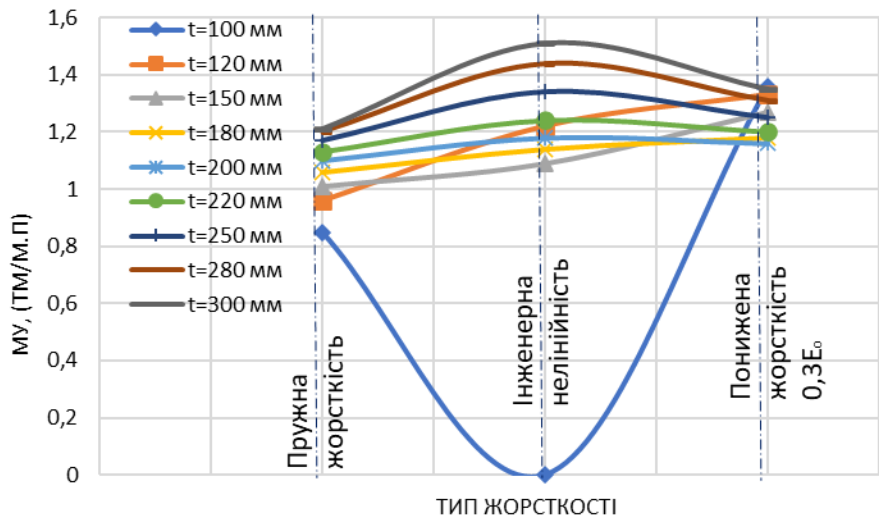


### МОМЕНТИ КРУЧЕННЯ МХУ (-)



При збільшенні товщини плити різниця між максимальними моментами при різному типі жорсткостей зменшується, й, навпаки, чим плита має меншу товщину, тим різниця між моментами вигину та моментами кручення є більшою.

### МОМЕНТИ КРУЧЕННЯ МХУ (+)



# ВИСНОВКИ

- 1.** Аналіз досліджень показав, що з розвитком числових методів розрахунку та програмних комплексів, що їх реалізують, є можливість при розрахунках будівельних конструкцій враховувати багато факторів, що відображають фактичну роботу залізобетонної конструкції під навантаженням (фізично нелінійну роботу бетону, повзучість бетону, ширину розкриття тріщин та інші фактори). Також норми [4] рекомендують розраховувати елементи та конструкції з урахуванням фізичної нелінійності роботи матеріалу.
- 2.** Змодельовано скінченоелементну схему монолітної залізобетонної плити перекриття, що спирається на колони.
- 3.** За різних товщин плити та за різних типів жорсткостей (пружної, обчисленої з урахуванням інженерної нелінійності, пониженої жорсткості) виконано статичні розрахунки.

**4.** Розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності є найбільш оптимальною та достовірною методикою для аналізу деформованого стану конструкції, оскільки такий розрахунок найбільш точно відображає роботу плити під навантаженням з урахуванням нелінійних властивостей бетону. Так, при товщині плити в 100 мм розрахунок з урахуванням інженерної нелінійності показав руйнацію конструкції, а при пружних жорсткостях такого результату не було доведено. Цей факт свідчить про важливість виконання розрахунку з урахуванням нелінійних властивостей матеріалу при оцінці параметрів міцності та деформативності системи.

**5.** Числовий експеримент показав, що чим більшою є товщина плити, тим є меншим вплив нелінійних властивостей бетону на величину максимальних прогинів. І, навпаки, – чим тонкішою є плита, тим більш яскраво виражений вплив фізичної нелінійності матеріалу на деформативність плити.

6. Ширина тривалого розкриття тріщин  $\Delta$  буде меншою за 0,2 мм при товщині плити від 220 мм при пружному розрахунку та товщині від 240 мм при розрахунках з урахуванням інженерної нелінійності та пониженої жорсткості
7. Графічний спосіб визначення оптимальної товщини плити при пружних жорсткостях вказав, що оптимальною за умовою жорсткості є плита товщиною в 235, а з урахуванням інженерної нелінійності ця величина становить 250 мм. Зважаючи на результати, викладені в пункті 6 можна зробити висновок, що з урахуванням допустимої величини тривалого розкриття тріщин та за умовою жорсткості оптимальною слід вважати товщину плити в 250 мм.
8. Найпростішими та більш швидкими методами врахування фізнелінійності бетону є застосування опції «інженерна нелінійність» та застосування за [4] жорсткості, яка понижена, й що становить 30% від пружної жорсткості.

---

**ДЯКУЮ ЗА УВАГУ!**

