

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

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
Будівельних конструкцій
Циганенко Л.А. /...../
підпис
«__» _____ 2023 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

**На тему: «Меблевий цех фабрики “Побутові меблі” в м. Коростень
Житомирської області»**

Виконав (я)

_____ (підпис)

Митрофанов В.В

_____ (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

Митрофанов Владислав Володимирович

Тема роботи: Меблевий цех фабрики "Побутові меблі" в м.
Коростень Житомирської області

Затверджено наказом по університету № 175 від " 26 " 01 2023р.
Строк здачі студентом закінченої роботи: " " 2023 р.

Вихідні дані до роботи:

Конструктивне вирішення будівлі фабрики "Побутові меблі"

м. Коростень Житомирської області

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

Виконати огляд джерел щодо фізнелінійності бетону, змодельовати скінченоелементну схему каркасу булі, виконати її варіативні статичні розрахунки в пружній постановці та використавши різні типи нелінійних розрахунків. Сформулювати висновки досліджень

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)

Л.А. Циганенко
(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач

(підпис)

В.В. Митрофанов
(Прізвище, ініціали)

Анотація

Митрофанов Владислав Володимирович. Меблевий цех фабрики “Побутові меблі” в м.Коростень Житомирської області – 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 підтвердити теоретичні передбачення щодо важливості врахування при пружних розрахунках з/б каркасу не лише пониження жорсткості, але й врахування інженерної нелінійності як більш точний метод.

Аналіз публікацій та досліджень встановив при порівнянні даних, отриманих у розрахунках, що вказує на спосіб «грубого» пониження початкового модуля пружності параметри деформативності, за яким, найбільше відповідають емпіричним значенням прогинів плит (балок), що вказує на практику реального проектування. Метод №4- **метод покрокового завдання** на конструкцію є більш точним та базується на врахуванні фізично нелінійної роботи матеріалу. Найбільша розбіжність в ригелі Р-1 із результатами нелінійного розрахунку складає 115,95 %, а з результатами пониження жорсткості – 211,2%, та з результатами інженерна нелінійність 1 – 9.91 % Таким чином, проведене дослідження виявило неузгодженість результатів, отриманих з використанням нормативних рекомендацій, та

результатів лінійного та нелінійного розрахунку. Різностямованість результатів вимагає додаткових верифікаційних перевірок при використанні нелінійного аналізу в розрахунках на міцність і жорсткість як засоби уточнення напружено-деформованого стану конструкції.

В **основній частині** наведено опис особливості побудови кінцевоелементної стержнєвої моделі залізобетонного каркасу, сформульовано алгоритм числового експерименту, виконано числовий експеримент.

У **висновках** встановлено, що одержані результати показали, що доцільніше для аналізу результатів за 2 ГС виконувати статичний розрахунок з/б. каркасу використовуючі **кроковий метод** ПК ЛИРА-САПР розрахунку.

Ключові слова: інженерна нелінійність, пружнопластичний матеріал, критерії міцності, теорії пластичності, ПК ЛИРА-САПР

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Митрофанов В.В, Срібняк Н.М, Врахування фізичної нелінійності при розрахунку плоскої залізобетонної рами з використанням обчислювального комплексу ПК ЛИРА // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13 – 17 листопада 2023 року) – Суми, 2023.

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

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 91 сторінках, у тому числі 17 таблиць, 55 рисунків. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 6 розділів, висновки і рекомендації за результатами роботи, список з 40 використаних джерел, 2 додатків на 23 сторінках. Графічна частина складається з 18 слайдів мультимедійної презентації.

Abstract

Mitrofanov Vladyslav Volodymyrovych. The furniture workshop of the "Household Furniture" factory in the city of Korosten, Zhytomyr region - Master's qualification work on manuscript rights.

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

The **work consists** of 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.

Research results make it possible to confirm theoretical predictions in a practical way regarding the importance of taking into account in elastic calculations of the frame not only the reduction of stiffness, but also the consideration of engineering nonlinearity as a more accurate method.

The analysis of publications and studies established, when comparing the data obtained in the calculations, that indicates a way of "roughly" lowering the initial modulus of elasticity, the parameters of deformability, according to which, most closely correspond to the empirical values of deflections of plates (beams), which indicates the practice of real design. Method № 4 - **the step-by-step design task method** is more accurate and is based on taking into account the physically non-linear operation of the material. The largest discrepancy in the P-1 crossbar with the results of nonlinear calculation is 115.95%, and with the results of stiffness reduction - 211.2%, and with the results of engineering nonlinearity 1 - 9.91%. Thus, the conducted research revealed the inconsistency of the results obtained using regulatory recommendations, and the results of linear and non-linear calculations. The multidirectionality of the results requires additional

verification checks when using nonlinear analysis in strength and stiffness calculations as a means of specifying the stress-strain state of the structure.

In the **main part**, a description of the peculiarities of the construction of the finite element rod model of the reinforced concrete frame is given, the numerical experiment algorithm is formulated, and the numerical experiment is performed.

In the conclusions, it was established that the obtained results showed that it is more expedient to perform a static calculation with/in order to analyze the results for 2 GS. frame using the step method PC LIRA-CAD calculation.

Key words: engineering nonlinearity, elastoplastic material, strength criteria, theories of plasticity, PC LIRA-SAPR

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

V.V. Mytrofanov, N.M. Sribnyak, Accounting for physical nonlinearity in the calculation of a flat reinforced concrete frame using the PC LIRA computing complex // 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, multimedia presentation slide album.

Structure of work. The work consists of the main text on 89 pages, including 17 tables, 55 figures. The text of the work contains a general description of the work, 6 chapters, conclusions and recommendations based on the results of the work, a list of 40 used sources, 5 appendices on 23 pages. The graphic part consists of 18 slides of a multimedia presentation.

ЗМІСТ

Завдання	
Анотація	
РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ	
РОЗДІЛ 2. БІБЛОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ	5
2.1 Вступ.....	5
2.2 Моделі деформування бетону.....	5
2.3 Моделі деформування сталі.....	8
2.4 Врахування фізичної не лінійності по рекомендаціям нормативних документів.....	9
2.5 Метод нелінійного аналізу – “Інженерна нелінійність”.....	10
2.6 Розрахунок у лінійній та нелінійній постановці з використанням ПК ЛИРА-САПР.....	11
2.7 Висновок.....	15
РОЗДІЛ 3. МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ	16
РОЗДІЛ 4. АРХ-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ БУДІВЛІ	16
4.1 Вихідні дані.....	16
4.2 Об’ємно планувальне рішення будівлі.....	17
4.3 Конструктивне рішення будівлі.....	18
4.3.1 Фундаменти, фундаментні балки, вимощення.	18
4.3.3 Каркас будівлі: колони, кроквяні конструкції, підкранові конструкції..	18
4.3.3 Стіни.....	19
4.3.4 Перегородки.....	20
4.3.5 Покриття. Покрівля.....	20
РОЗДІЛ 5. СТВОРЕННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ	22
5.1 Особливості побудови кінцево-елементної схеми виробничого цеху.....	22
5.1.2 Задача жорсткостей та матеріалів по розрахунковій моделі.....	29
5.1.3 Задача завантаження на просторовий каркас цеху.....	33
5.1.4 Задача РСН та РСУ для лінійного розрахунку.....	38
5.2 Статичний розрахунок просторового каркасу промислового цеху “Побутові меблі”.....	40

РОЗДІЛ 6. РЕЗУЛЬТАТИ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ	45
6.1 Аналіз напруженого стану.....	46
6.2 Аналіз деформованого стану.....	51
6,3 Аналіз тріщино утворення.....	57
ВИСНОВКИ ПО ПРОВЕДЕНІЙ РОБОТІ	64
Література	66
Додатки	69
Додаток 1. Тези доповіді науково-студентської конференції.....	70
Додаток 2.Мультимедійна презентація	74

РОЗДІЛ 1

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми

Як свідчий практичний досвід обстеження будівель, реальні прогини залізобетонних несучих горизонтальних елементів (плит, крокв'яних балок, ригелів каркасу) значно (в 2,5-3 рази) відрізняються від прогинів, обчислених теоретично в програмах, що реалізують метод скінчених елементів. Аналітичні формульні залежності, що базуються на передбаченні, що бетон є умовно пружним матеріалом , також надають занижену величину прогину.

Отже, саме в питанні реальної оцінки деформативності залізобетонних несучих елементів в експлуатаційній стадії слід теоретично обчислювати прогини таких конструкцій з урахуванням реальної фізично нелінійної роботи бетону.

Метою роботи є оцінка напружено-деформованого стану елементів просторового залізобетонного каркасу виробничої будівлі меблевого цеху при пружних жорстостях бетону та за різних методик, що враховують реальну нелінійну роботу бетону.

Задачі

- вивчення досвіду обстеження залізобетонних каркасів, особливостей роботи елементів каркасу під навантаженням, аналіз методик, що існують, які не враховують фізично нелінійну роботу матеріалу;
- створення кінцевоелементної схеми каркасу виробничої будівлі меблевого цеху в м. Коростень Житомирської області;
- формулювання етапів числового експерименту (створення алгоритму його проведення);

- аналіз результатів числового експерименту, представлення результатів числового експерименту у вигляді графічної та табличної інформації, аналіз результатів числового експерименту, формулювання загальних висновків та рекомендацій.

Об’єкт дослідження – каркас виробничої будівлі меблевого цеху “Побутмеблі” в м. Коростень Житомирської області.

Предмет дослідження – Напружено деформований стан елементів каркасу промислової будівлі за лінійного (пружного) та нелінійних розрахунків.

Практичне значення одержаних результатів – теоретичним шляхом отримати підтвердження передбачення, що реальна деформативність несучих горизонтальних залізобетонних елементів суттєво відрізняється від теоретичного пружного розрахунку.

Апробація та публікація результатів роботи

Апробація роботи була здійснена на науково-практичній студентській конференції.

Митрофанов В.В, Срібняк Н.М, Врахування фізичної нелінійності при розрахунку плоскої залізобетонної рами з використанням обчислювального комплексу ПК ЛИРА // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13 – 17 листопада 2023 року) – Суми, 2023.

Структура роботи

Робота містить 89 сторінок, у тому числі 17 таблиць, 55 рисунків, список з 40 використаних джерел, анотацію українською та англійською мовами, а також

мультимедійну презентацію з 18 слайдів. Текст роботи складається з 6 розділів, висновків по проведеній роботі та 2 додатків на 23 сторінках.

РОЗДІЛ 2

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1 Вступ

На сьогоднішній день в основі проектування будівельних конструкцій переважно лежить лінійна формула - методологія, яка суттєво спрощує обчислювальні складнощі та зменшує необхідні витрати часу. Однак, для всебічного дослідження експлуатаційних характеристик конструкції стає необхідним враховувати нелінійну динаміку, притаманну конструкції, під час розрахунків. Використання нелінійних діаграм, що відображають поведінку бетону і сталі в аналізі залізобетонних конструкцій, дозволяє більш точно відобразити напружено-деформований стан елементів будівлі. Такий нюансований підхід сприяє ефективному використанню властивих конструкційним матеріалам можливостей, особливо при оцінці міцності, жорсткості та стійкості елементів конструкцій в межах другої групи граничних станів.

2.2 Моделі деформування бетону

Враховання фізичної нелінійності вимагає вибору відповідної моделі деформування матеріалу. Зокрема, при розрахунку залізобетонних конструкцій необхідно враховувати дані як для бетону, так і для арматури. Поведінка бетону з'ясовується через призму деформаційної теорії пластичності, яка охоплює такі теорії, як теорія пластичної течії, теорія Прагера або теорія пластичної течії.

Деформаційна теорія пластичності ґрунтується на фізичних співвідношеннях, які встановлюють зв'язок між напруженнями і деформаціями. Ця теорія спирається на певні припущення для створення свого фундаменту:

- Співвідношення між інтенсивністю напружень та інтенсивністю деформацій залишається незалежним від напруженого стану.
- Існує лінійна залежність між об'ємною деформацією та середнім напруженням:

$$\varepsilon_v = \frac{3\sigma_{cp}}{K} = \frac{3 \cdot (1 - 2\nu)}{E} \sigma_{cp}$$

У цьому контексті K являє собою модуль об'ємної деформації. Оскільки величина пластичних деформацій значно зростає, це припущення замінюється припущенням про стиснення матеріалу.

Складові девіатора напружень пропорційні до складових девіатора деформацій:

$$D_\varepsilon = \chi \cdot D_\sigma$$

Де $\chi = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_{cp}}$ – модуль пластичності

При зростанні напружень поведінка матеріалу в області пластичної деформації наближається до його пружної поведінки, і пластична деформація стає очевидною при розвантаженні. Емпіричні дослідження показують, що деформаційна теорія пластичності справедлива для відносно невеликих пластичних деформацій у сценаріях прямолінійного навантаження, коли всі навантаження зростають пропорційно до сингулярного параметра. Проте, коли бетон стикається зі значними деформаціями або складними умовами навантаження, поведінка бетону відхиляється від того, що передбачає деформаційна теорія пластичності, враховуючи, що об'ємний закон Гука втрачає свою силу.

На відміну від самої деформації, теорія пластичної течії стосується збільшення деформацій. Формулювання цієї теорії спирається на наступні припущення:

- Співвідношення між інтенсивністю напружень та інтенсивністю деформацій не залежить від виду напруженого стану.

- Зміни об'єму є виключно пружними, і існує лінійний зв'язок між збільшенням об'ємної деформації та зростанням середнього напруження існує лінійна залежність:

$$- d\varepsilon_v = \frac{3 \cdot d\sigma_{cp}}{K} = \frac{3 \cdot (1-2\nu)}{E} d\sigma_{cp}$$

- девіатор збільшення пластичної деформації пропорційне відхиленню напруження:

$$\sqrt{J_2}(D_\sigma) = A + B \cdot l_1(T_\sigma)$$

Тут $l_1(T_\sigma) = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ - перший інваріант тензора напруг;

$l_2(D_\sigma) = \frac{1}{6} = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$ - другий інваріант девіатора напруги; $A = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{\sigma_c \cdot \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t}\right)$; $B = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t}\right)$ - константи, визначається з експериментальних даних; σ_t , σ_c - обмеження сили при одноосному напруженні

Цей критерій можна застосовувати до матеріалів, що мають як пластичні, так і крихкі характеристики, що робить його універсальним для опису моделей руйнування різноманітних речовин, таких як кам'янисті ґрунти, бетон, полімери та інші матеріали. Однак його застосування призводить до значних похибок, коли межа міцності на стиск і розтяг матеріалу суттєво відрізняються більш ніж на порядок.

При реалізації критерію міцності Генієва теорія пластичної течії формулюється наступним чином:

$$3 \cdot J_2(D_\sigma) = [\sigma_c \cdot \sigma_t + (\sigma_c - \sigma_t)l_1(T_\sigma)] \cdot \left\{ 1 - \left(1 - \frac{3T_c^2}{\sigma_c \cdot \sigma_t} \right) \left[1 + \frac{J_3(D_\sigma)}{2} \cdot \left(\frac{J_2(D_\sigma)}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] \right\}$$

Тут $J_3(D_\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_0) \cdot (\sigma_2 - \sigma_0) \cdot (\sigma_3 - \sigma_0)$ - третій інваріант девіатора напружень; T_c - параметр міцності, що приймається в наступних межах [10]:

$$0.168 \approx \sqrt{\frac{11}{39}} \cdot \sqrt{\sigma_c \cdot \sigma_t} \leq T_c \leq \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{\sigma_c \cdot \sigma_t} \approx 0.183$$

Згідно з результатами, представленими в цьому дослідженні, використання критерію Генієва в умовах плоских напружень може призвести як до переоцінки, так і до недооцінки розрахункової міцності бетону.

2.3 Моделі деформування для сталі

Моделі деформування для сталепластичної течії за допомогою критерію плинності фон Мізеса. При цьому враховується жорсткість арматури не тільки при розтягуванні-стисканні, але і при зсуві.

При використанні деформаційної теорії пластичності використовується білінійна діаграма деформування або його експоненціальні апроксимації. Об'ємна деформація арматурного стрижня визначається виразом:

$$\theta = \varepsilon_s + \varepsilon_n + \varepsilon_z = (1 - 2\nu_s)\varepsilon_s$$

Тут $\varepsilon_s, \varepsilon_n, \varepsilon_z$ - деформації в напрямку локальних осей (s, n, z) арматурного стрижня, ν_s - коефіцієнт Пуассона за напрямку s. Наведена напруга є виразом:

$$\sigma_{e.s} = \sqrt{3J_2(D_\sigma)} = \sqrt{\sigma_s^2 + 3(\tau_{sy}^2 + \tau_{sz}^2)}$$

Де $J_2(D_\sigma)$ - другий інваріант девіатора напруг, σ_s - межа плинності сталі, τ_{sy}, τ_{sz} - дотичні напруги в площинах sy та sz відповідно.

Наведена деформація визначається з умови:

$$\varepsilon_{e.s} = \frac{2}{3} \sqrt{(1 + \nu)^2(\varepsilon_x - \varepsilon_s^A)^2 + \frac{3}{4}[(y_{sn} - y_{sn}^A)^2 + (y_{sz} - y_{sz}^A)^2]}$$

Тут $\varepsilon_s^A, y_{sn}^A, y_{sz}^A$ - залишкові деформації.

У теорії пластичного перебігу фон Мізеса передбачається, що небезпечний (граничний) стан навантаженого тіла визначається граничною величиною накопиченої питомої потенційної енергії формозмінення. При цьому вважається, що матеріал слідує закону Гука аж до настання граничного стану. Умова пластичності фон Мізеса записується як:

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Де $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - Основні напруги. У момент настання пластичного стану

2.4 Врахування фізичної нелінійності по рекомендаціям нормативних документів

інтенсивність напруги σ_i стає рівною істинній межі плинності.

Враховуючи, що бетон демонструє нелінійну поведінку навіть при мінімальних навантаженнях, перерозподіл зусиль у залізобетоні набуває вирішального значення - фактор, який іноді не береться до уваги через різні обставини. Врахування фізичної нелінійності зазвичай обмежується коригуванням жорсткості скінченних елементів за допомогою понижуючих коефіцієнтів. У нормах [15].

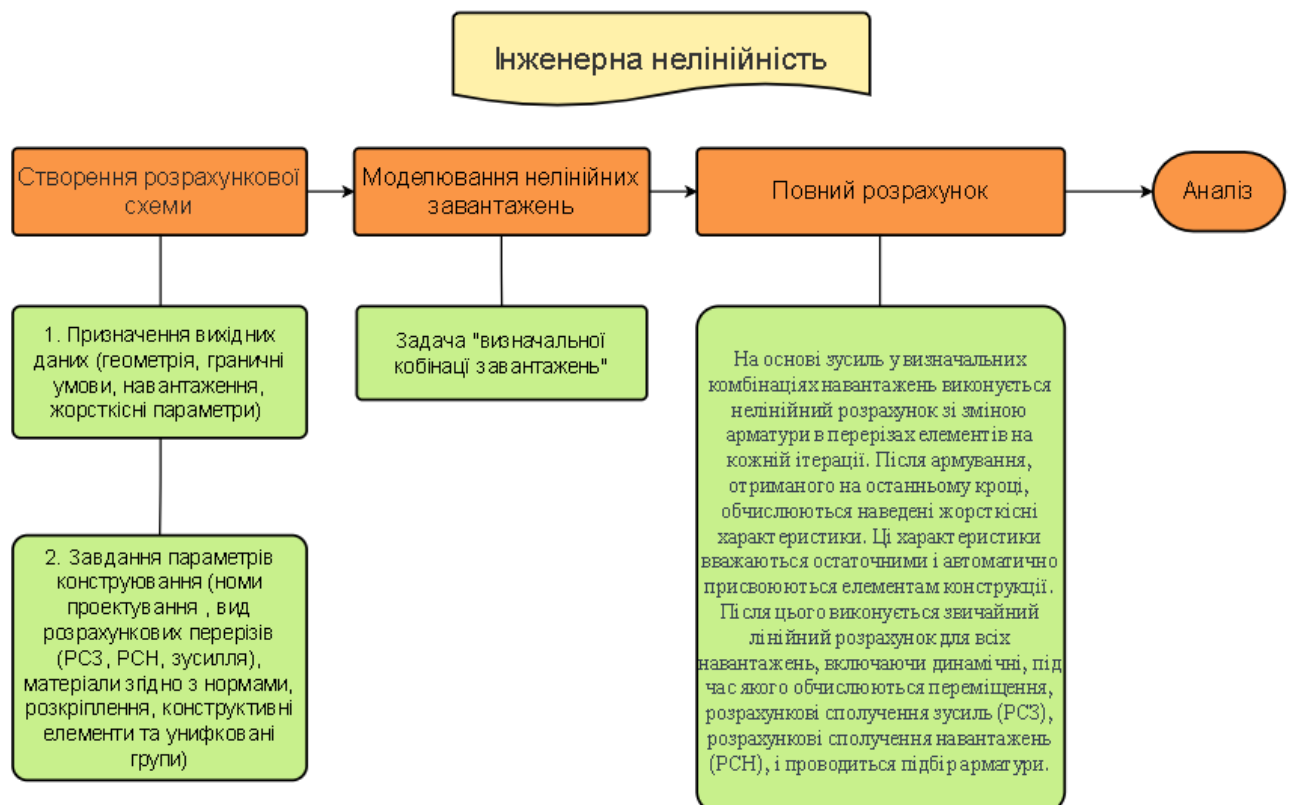
При розрахунку деформацій для конструкцій у початковому наближенні рекомендується враховувати фізичну нелінійність шляхом застосування понижуючих коефіцієнтів до початкового модуля пружності бетону. Запропоновані понижуючі коефіцієнти, що враховують тривалість дії навантаження, становлять: для вертикальних несучих елементів - 0,6, а для плит перекриття (як з покриттям, так і без нього) - 0,2 при наявності тріщин або 0,3 при їх відсутності.

2.5 Метод нелінійного аналізу-“Інженерна нелінійність”

Цей підхід дозволяє визначити, як виникнення тріщин або пластичних деформацій у бетоні чи арматурі впливає на фактичний стан жорсткісних характеристик перерізу тп спричиняє їх зниження

Також метод інженерна нелінійність - це сучасний конструктивний інструмент який враховує плюси традиційного розрахунку від нелінійності і включає переваги стандартного інженерного розрахунку, тобто конструктивного врахування для всіх видів навантаження яке потрібно для оперування РСН (розрахункових сполучень зусиль) та РСУ (розрахункових сполучень навантажень), та виконати підбір арматури

Залізобетон має свої характеристики, такі як тріщини, повзучість і інші, які впливають на зміну його жорсткісних властивостей. Ці впливи спостерігаються на початкових етапах навантаження і впродовж експлуатації. У порівнянні з лінійно-пружним розрахунком ці особливості призводять до збільшення переміщень та перерозподіл зусиль, що характеризує інженерну нелінійність.



2.6 Розрахунок у лінійній та нелінійній постановці з використанням ПК ЛІРА САПР

Для оцінки впливу фізичної нелінійності на переміщення і зусилля була розроблена просторова модель, для якої були проведені лінійні розрахунки, розрахунки з використанням різних нелінійних теорій, а також розрахунок з урахуванням нелінійної поведінки матеріалу.

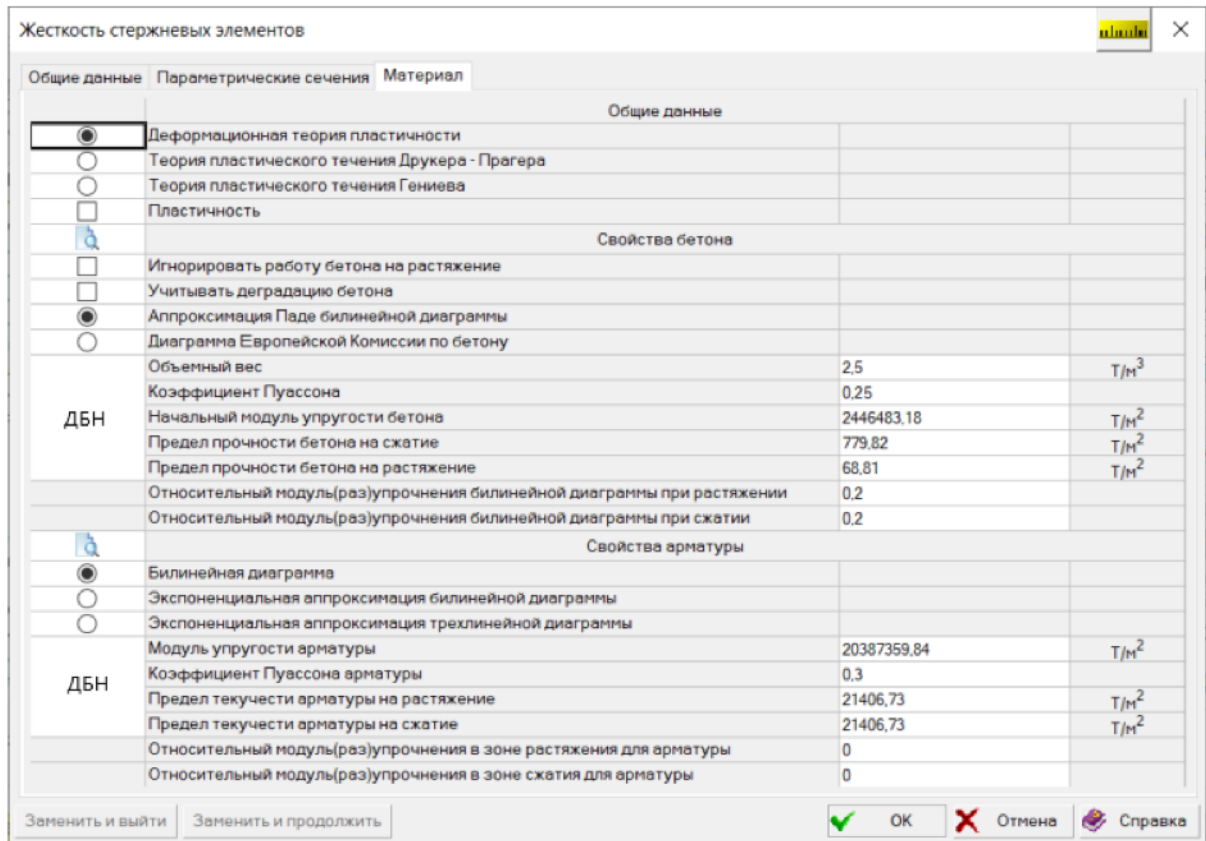
Для врахування нелінійності матеріалу були застосовані понижуючі коефіцієнти для модуля пружності. Конструктивна модель була побудована з використанням системи аналізу і проектування міцності LIRA SAPR (версія 2022 R2 Update 2).

Об'єктом дослідження була залізобетонна просторова рама з двома взаємно перпендикулярними прольотами: 24x36 і 36x36 м, висотою 10,8 м. Застосовані колони перерізом 400 мм x 400 мм, 400 x 500 мм, 400 x 600 мм і 400 x 700 мм, з жорстким обпиранням основ колон. Підкранові балки довжиною 12 м мали переріз 1200 x 200 мм, а довжиною 18 м - 1200 x 300 мм. Підкранові балки мали двотавровий та тавровий перерізи.

До конструкції були прикладені різні навантаження, включаючи зосереджені та розподілені навантаження на кроквяні балки, розподілені навантаження на колони та навантаження на підкранові балки. Лінійні розрахунки проводилися двома способами: перший - з припущенням постійного модуля пружності бетону, другий - з урахуванням зміни модуля пружності, що імітує нелінійний розрахунок.

Після лінійного розрахунку схема була трансформована для врахування фізичної нелінійності. Елементом було присвоєно тип просторовий стержень з фізичною нелінійністю та активовано режим нелінійного розрахунку. Задано характеристики матеріалу та пластичну поведінку матеріалу з

варіантами деформаційної теорії пластичності та теорії пластичної течії (Рис. 2.2).



Після задачі характеристик матеріалів є можливість показати графік «Напряга – деформація». Білінійна діаграма та її апроксимація представлені на (рис. 2.3)

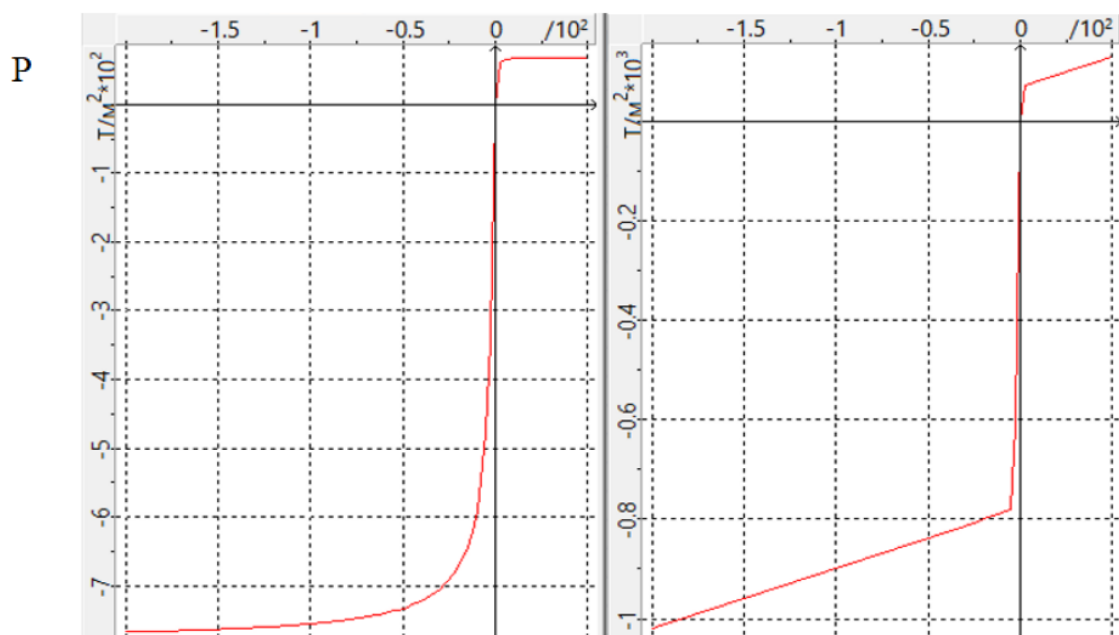


Рис. 2.2 Діалогове вікно “ Жорсткість стрижневих елементів ”

Потім включається схема армування з/б. елементів та ці елементи включаються до групи (Рис. 2.4)

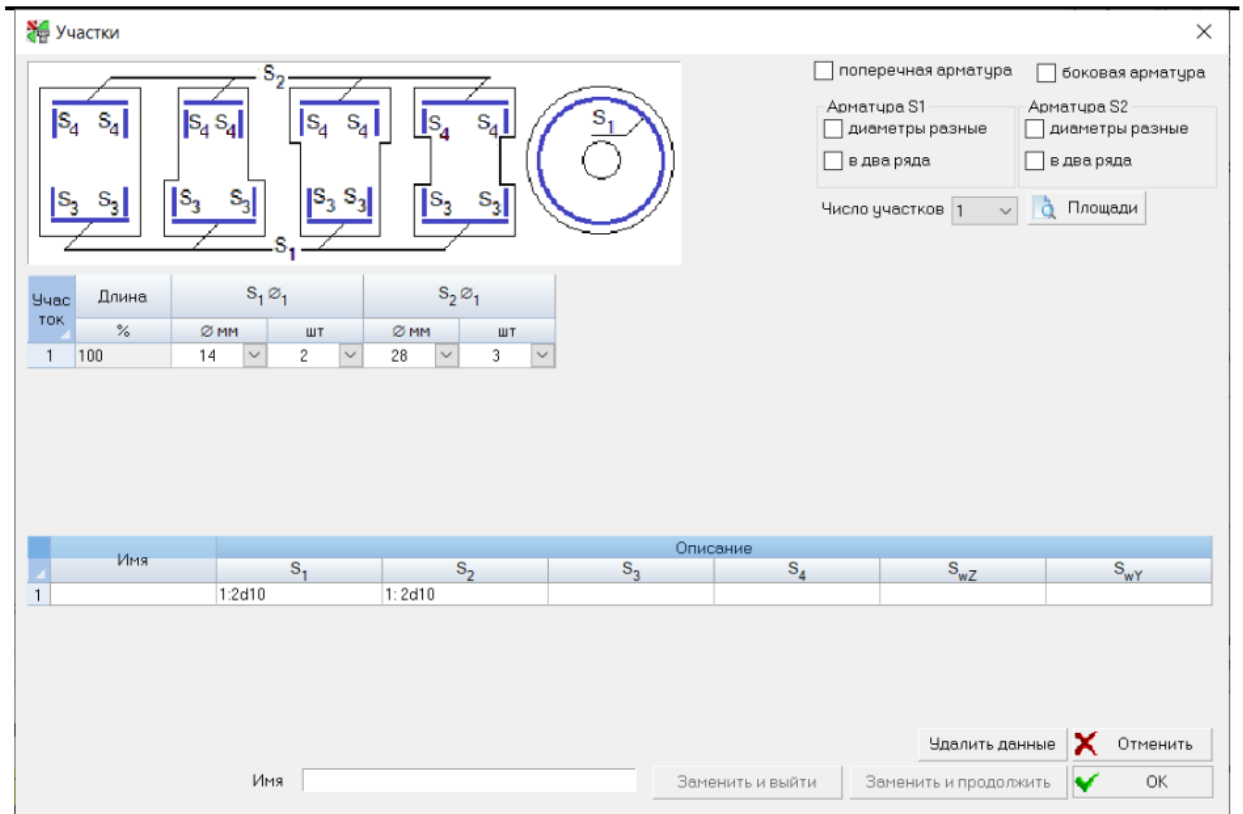


Рис 2.4 Діалогове вікно “ з/б армування”

Таблица 2.1. Величина згинального моменту в середині прольоту

№	Вид розрахунку	Згинальний момент, кН/ м ²	Розбіжність %
1	Нелінійний по ДБН В.2.6-98:2009	22,71	-
2	Нелінійний з деформаційної теорії пластичності	30,56	34,6
3	Нелінійний з теорії Друкера - Прагера	30,57	34,6
4	Нелінійний з теорії Генієва	35,4	55,8

Таблиця 2.2. Величина прогину в середині прольоту

№	Вид розрахунку	Прогин, мм	Розбіжність %
1	Нелінійний по ДБН В.2.6-98:2009	42,3	-
2	Нелінійний з деформаційної теорії пластичності	53,57	26,6
3	Нелінійний з теорії Друкера - Прагера	21,41	-49,4
4	Нелінійний з теорії Генієва	44,45	5,1

Нелінійна задача розв'язувалася ітераційними методами, а отримані результати порівнювалися з результатами лінійного розрахунку. Результати лінійного розрахунку та порівняння результатів для середнього перерізу прогонової будови представлені в таблицях (табл. 2.1; 2.2).

Таблиця ілюструє, що розрахунки з використанням різних теорій фізичної нелінійності дають приблизно однакові зусилля в прольоті. Максимальна похибка, порівняно з нелінійним розрахунком становить 55,8%.

Прогин в середині прольоту, отриманий в результаті лінійного розрахунку, становить 12,8 мм. Аналіз значень прогину отриманих різними нелінійними методами, показує суттєві розбіжності порівняно з лінійним розрахунком.

Найбільш суттєва похибка становить 68% Граничне значення прогину для розрахованої рами становить $l/233,3 = 10/233,3 = 0,043 \text{ м} = 43 \text{ мм}$.

Отже, при лінійному розрахунку жорсткість рами витримується, тоді як при нелінійному розрахунку жорсткість забезпечується виключно теорією течії Друкера-Прагера.

2.7 Висновок

У практичному проектуванні конструкцій розрахунки часто не враховують фізичну нелінійність, і вибір нелінійного розрахунку може здатися непотрібною процедурою. Оскільки врахування фізичної нелінійності може призвести як до зменшення, так і до збільшення максимального напруження в конструкції порівняно з лінійним розрахунком, запас міцності лінійного розрахунку може виявитися надмірним в одних структурних зонах і недостатнім в інших. Крім того, лінійний розрахунок має тенденцію недооцінювати зміщення елементів конструкції.

Тому включення нелінійних розрахунків повинно стати стандартною практикою в будівельних розрахунках. Його слід застосовувати у випадках, коли прості стандартні методи розрахунку перерізів не спрацьовують, надаючи неповну інформацію про поведінку конструктивної системи.

Застосування методу інженерної нелінійності призвело до збільшення армування колон, що еквівалентно підвищенню на 4%. Приріст армування при розрахунку методом інженерної нелінійності становить 1,92%, тоді як при врахуванні лише нелінійної поведінки бетону в стиснутій зоні та лінійної поведінки системи - 1,86%. Отже, застосування методу інженерної нелінійності в досліджуваній задачі збільшує армування балок на (1,92-1,86),

$$\frac{(1,92-1,86)}{1,86} \cdot 100 = 3\%$$

що еквівалентно підвищенню на

Подальші дослідження ефективності застосування методу інженерної нелінійності є необхідними у напрямку пошуку галузі ефективного його використання.

Нелінійні розрахунки виявляються корисними при оцінці міцності завершеної конструкції, розрахунку елементів конструкції на жорсткість у другій групі граничних станів або при забезпеченні стійкості.

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Лінійний (пружний) метод - постановка розрахунку каркасу досліджувалися переміщення по головним кроквяним балкам, підкрановим балкам, колонам.

Метод розрахунку в нелінійній постановці - вівся за допомогою **метода інженерна нелінійність** один та досліджувалася близька до реальності пластичність бетону та повзучість його.

Метод пониження жорсткості - для вертикальних та горизонтальних елементів за допомогою норм [13] передбачене так зване “грубе” пониження початкового модуля E_0 на 70 відсотків (Ригелі, плити) і 40 відсотків (колони)

Кроковий метод – програма організовує покрокове завантаження системи та реалізує систему рівнянь на кожному кроці.

Excel

Метод аналізу з Excel використанням - за допомогою програмного комплексу можна аналізувати епюри сил та переміщень побудувавши графіки заносячи данні розрахунку

РОЗДІЛ 4

АРХ-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ БУДІВЛІ

4.1 Вихідні дані

Цей масштабний проект, спрямований на створення фабрики в Коростені, що в Житомирській області, виник із завдання магістерського проекту. Основні кліматичні аспекти відповідно по нормативу [17] для першого району включають температуру найхолоднішого 5-денного періоду

-29°C, найхолоднішого дня - 25°C, глибину промерзання ґрунту 1,0 м, відсутність ґрунтових вод та переважання вітрів з північного заходу. Будівля відноситься до класу 2, з рейтингом довговічності та вогнестійкості 2.

Таблиця 4.1 Дані для конструювання рози вітрів

Місяць	Повторюваність напрямку вітру, %							
	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗ	З	ПнЗ
Січень	11,2	4,6	5,8	11,9	14,1	14,0	23,5	14,9
Липень	18,0	9,1	4,8	8,0	11,3	10,4	20,4	18,0

4.2 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Запроектована споруда має форму одноповерхової каркасної конструкції з пролітною конструкцією, що має прямокутну форму розміром 60,32 x 36,00 м по осях. Двопролітна будівля має ширину прольоту 12,18 м, зберігаючи одноповерхову конфігурацію з висотою поверху 8,4 м. Розташування колон організовано з кроком 6 і 12 метрів, а в конструкцію інтегровано мостовий кран.

Будівля побудована з використанням збірного залізобетонного каркасу, торцеві панелі якої мають фахверкову конструкцію. Загальна висота споруди сягає 10,8 м. У проекті також передбачена штучна вентиляція для забезпечення оптимальної циркуляції повітря в проектованій будівлі. Освітлення досягається за рахунок поєднання природного світла з віконних прорізів та стратегічно розміщених освітлювальних приладів, що забезпечує добре освітлене та функціональне внутрішнє середовище.

Таблиця 4.2 Техніко-економічні показники будівлі

Найменування	Одиниці виміру	Кількість
Площа забудови	м ²	2229,67
Загальна площа	м ²	2171,52
Робоча площа	м ²	2105,4
Будівельний об'єм	м ³	24080,5
Планувальний коефіцієнт		0,97
Об'ємний коефіцієнт		11,44

4.3 Конструктивне рішення будівлі

4.3.1 Фундаменти, фундаментні балки, вимощення

Фундаментна система включає в себе пальові фундаменти з ярусним перекриттям з наступними технічними характеристиками: зовнішній ряд складається з паль марки висотою 1,5 м і розмірами підшви 1800 x 1800 мм. Середній ряд складається з паль висотою 1,5 м і розміром підшви 2100 x 1800 мм. Для фахверкових конструкцій застосовуються палі висотою 1,2 м, з розмірами підшви 1500 x 1500 мм. Крім того, використовуються палі висотою 1,2 м з розмірами підшви 1500 x 900 мм.

Відмітка фундаменту знаходиться на рівні 0,15 м, глибина фундаменту становить 1,650 м та 1,950 м. Для підтримки фундаментних балок влаштовуються підшви площею 10 м² та відміткою 0,15 м. Під фундаменти готується бетон класу С 12/15. Для фундаментних балок прийняті марки з трапецієподібним перерізом і довжиною 4,45 м і 5,05 м відповідно. Також використовуються балки довжиною 10,7 м. Ці балки розміщені на бетонних стовпах.

Шлак стратегічно розміщений під фундаментами, а над фундаментними балками - шар гідроізоляції. Гідроізоляція складається з цементного розчину у співвідношенні 1:2, товщиною 30 мм. По периметру будівлі створюється вимощення шириною 1,0 м з асфальтобетону з ухилом 3%. До складу вимощення входить 40-міліметровий шар асфальтобетону, 150-міліметровий шар щебеню та ущільнений ґрунт.

4.3.2 Каркас будівлі: колони, кроквяні конструкції, підкранові конструкції

Конструктивний каркас будівлі - збірний і армований бетоном, що складається з колон і кроквяних балок. Колони, прямокутні в перерізі, є залізобетонними конструкціями. Колони зовнішнього ряду висотою 9,3 м, перерізом 600x400 мм. У середньому ряду колони стоять на висоті 9,4 м, з

розмірами поперечного перерізу 400 x 400 мм. Аналогічно, колони в середньому ряду мають висоту 9,4 м і поперечний переріз 500 x 400 мм.

Колони в крайніх рядах і фахверкові колони служать закладними деталями для кріплення стінових панелей. Фахверкові колони мають висоту 9,3 м і переріз 300 x 300 мм.

Оголовки колон в крайніх і середніх рядах мають закладні деталі та анкери для кріплення несучих елементів, таких як кроквяні ферми. Колони в крайніх рядах і фахверкові колони також мають закладні деталі для полегшення кріплення стінових панелей. Колони вмуровуються у фундамент на висоті -1 000 мм і закріплюються дрібнозернистим бетоном класу C25/30.

4.3.3 Стіни

Будівництво стін передбачає використання легких бетонних стінових панелей, призначених для неопалюваних споруд. Ці панелі мають довжину 12000 мм, висоту 1200 і 1800 мм і товщину 300 мм. Складені з ніздрюватого бетону щільністю $P = 700 = 800$ кг/м³. Ці панелі мають однакові розміри - довжину 12000 мм, висоту 1200 і 1800 мм і товщину 300 мм.

З'єднання стінових панелей з колонами здійснюється шляхом приварювання закладних деталей до колон за допомогою кутових кронштейнів 125 x 14 (спеціально для залізобетонних колон) під двома різними кутами. Як горизонтальні, так і вертикальні шви заповнюються пластичним матеріалом - герметиком товщиною 60 мм. Зовні додатково наносяться мастики-герметики.

Сталеві елементи кріплення і поверхні закладних деталей для підвищення довговічності піддаються оцинкуванню.

Зовнішні стіни мають товщину 300 мм, а перегородки - 120 мм. Внутрішні стіни товщиною 380 мм, як і перегородки, побудовані з використанням стандартної цегли.

4.3.4 Перегородки

Перегородки мають товщину 120 мм і побудовані з використанням стандартної повнотілої цегли марки М100. Ці перегородки, будучи стаціонарними, спроектовані як суцільні, так і з отворами.

4.3.5 Покриття. Покрівля

Покрівельна система являє собою композитну конструкцію з нахилом 4%, з несучою залізобетонною плитою. Для покриття використовуються попередньо напружені залізобетонні плити, які надійно кріпляться до основних конструктивних елементів за допомогою анкерів.

Конфігурація рулонної покрівлі включає в себе різні шари, забезпечуючи комплексну функціональність:

- Покрівельний шар з використанням покрівельного матеріалу шар з руберойду
- Цементно-піщана стяжка марки М100
- Теплоізоляція “ізовер”
- Пароізоляція з одного шару руберойду
- Несуча залізобетонна плита

На межі між рулонним килимом і парапетною стіною накладаються два додаткові шари руберойду. Рулонний килим піднімається на висоту 300 мм і захищається фартухом з покрівельної сталі.

У місцях, де вентиляційні труби проникають у дах, встановлюються три додаткові шари руберойду, розташовані таким чином, щоб забезпечити бічне покриття труб.

Таблиця 4.3 специфікація конструкцій

№	Позначення	Найменування	Кількість	Маса, кг	Vбет. м3
		I. Палі			
1	ДСТУ Б В.2.6-65:2008	Ш-ПЗ-40	124	5,26	2,1
2	ДСТУ Б В.2.6-65:2008	Ш-ПЗ-30	32	2,95	1,18
		11.Фундаменти, ростверки			
3	1.411.1-1/84	P4-21	8	9,5	3,8
4	1.411.1-1/84	P3-16	4	7,8	3,1
5	1.411.1-1/84	P6-51	2	16,5	6,6
6	1.411.1-1/84	P4-21	13	9,5	3,8
7	1.411.1-1/84	P4-18	6	5,8	2,3
8	1.411.1-1/84	P1-1	4	2,8	1,1
9	1.411.1-1/84	P2-5	4	3,5	1,4
		III. Колони			
10	1.424.1-5	4K84-1	8	6,3	3,4
11	1.424.1-5	2K84-1	14	5,6	2,0
12	1.424.1-7	3K93-2	7	3,7	1,5
13	1.424.1-7	1KФ93-2	8	2,1	0,84
14	1.424.1-7	4K93-2	7	4,7	1,9
		IV. Фундаментні балки			
15	K3-01-53	ФБНІ	3	2,9	1,16
16	1.415-1	ФБ6-46	24	0,9	0,85
17	1.415-1	ФБ6-48	4	0,8	0,81
		V. Підкранові балки			
18	1.426.1-4	БК12-2АУ-К	6	10,3	4,1
19	1.426.1-4	БК6-2АУ-К	12	3,5	1,4
		VI. Кровляні балки			
20	1.462.1-3/80	1БДР12-3	8	4,7	1,86
21	1.462.1-3/80	1БДР18-3	14	8,4	3,46
		VII. Плити покриття			
22	1.465.1-3/80	1ПГ12-2	24	62	2,5
23	1.465.1-7/84	2ПГ6-2	72	1,5	0,62
		VIII. Стінові панелі			
24	1.432-10	ПСПАІV-І-1	6	3,1	1,49
25	1.432-10	ПСПАІV-І-2	18	2,6	1,22
26	1.432-9/81	ПС 600.18.30-11-І	60	4,7	2,77
27	1.432-9/81	ПС 600.12.30-11-І	132	3,0	1,84

РОЗДІЛ 5

СТВОРЕННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ

5.1 Особливості побудови кінцево-елементної схеми виробничого цеху

Створення моделі виконується в програмному комплексі ПК ЛИРА-САПР версією 2022 R2

На початку створення моделі задаю за допомогою генерації просторових рам значення каркасу: крок колон, висоту колон та вказується величина прольоту для першої частини каркасу. Генерація моделі відбувалася в глобальній системі координат (рис. 5.1). Справжні конструктивні елементи просторового каркасу представляю у вигляді стержнів, вони знаходяться по геометричним осям кінцевих елементів. Геометричною віссю елемента визначаю як лінію, що пролягає через центр ваги його перерізу.

Пространственная рама

Указать курсором

X 0 м

Y 0 м

Z 0 м

Создавать плиты перекрытия и разбивать стержни

Создавать фундаментную плиту

Использовать параметры разбивки плиты перекрытия

Накладывать закрепления

X Y Z

UX UY UZ

0 Угол поворота относительно оси Z

X		Y		Z	
Значение	Количество	Значение	Количество	Значение	Количество
L(м)	N	L(м)	N	L(м)	N
6.00	4	6.00	6	8.40	1

Пересекать с другими КЭ

Рис. 5.1 Діалогове вікно створення просторової рами

Потім виляються зайві колони по сітці 1 частини рами.

Далі копіюванням задається відстань 1200 мм по координаті (x), щоб колона розміщувалася геометричним центром для дотримання розміру температурного шва. Та копіюванням, спочатку на відстань 5.3 м, далі по 6 м чотири рази та в кінці теж на 5.3 метри таким чином розміщується ряд колон. Наступним кроком копіюємо по координаті (y) на відстань 18 м. кількістю 2 рази.

Таким чином на рисунку 5.2 виходить сітка колон по першій частині - 12x12 м та по другій частині – 6x18м.

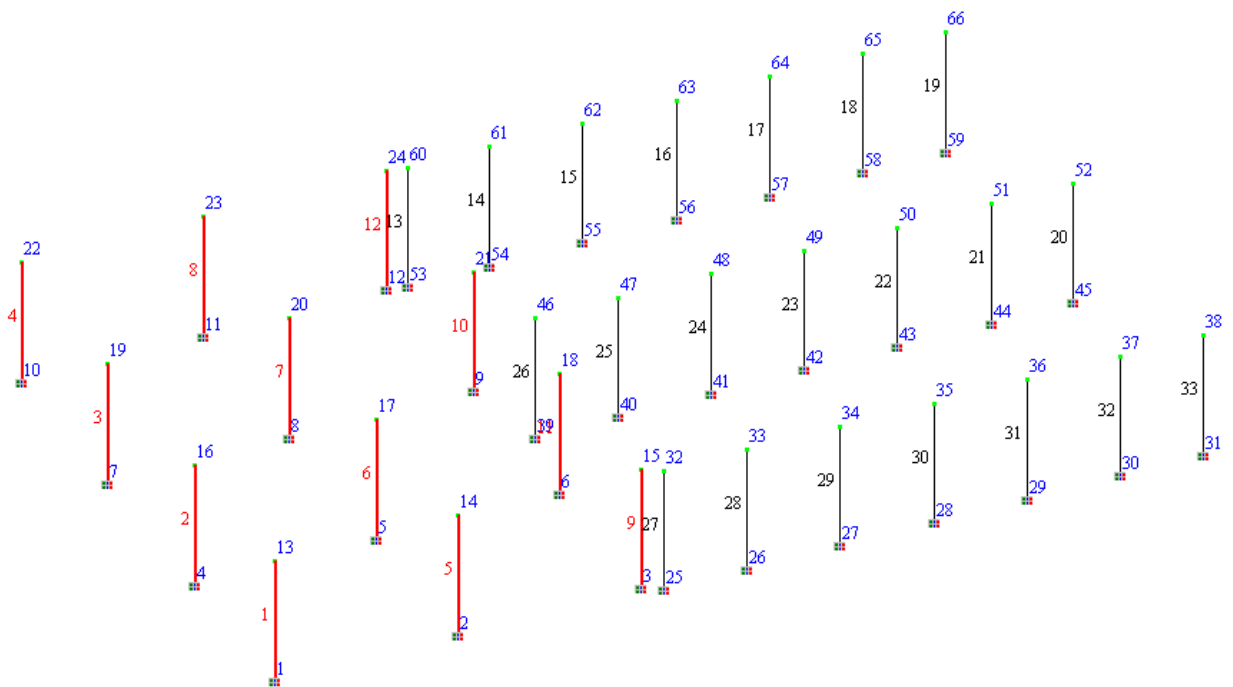


Рис. 5.2 Схема колон в програмному комплексі ПК ЛИРА (червоним виділена перша, чорним друга частини з/б. каркасу)

Для правильного конструювання одноконсольної колони потрібно врахувати те, що колона складається з двох частин - підкранової та надкранової з різними розмірами. Тому в геометричному центрі колони буде присутній ексцентриситет який ми враховуємо та вводимо жорстку вставку по місцевій системі координат для вирівнювання по зовнішній стороні (рис. 5.4)

Спочатку потрібно ввести вузол по координаті (z) на -3,2 м для колон на консолі яких будуть спиратися підкранові балки

Отже для крайньої колони 4К84-1 буде жорстка вставка дорівнювати $\frac{0,7 - 0,6}{2} = 0,05$ м по місцевій осі (z) та за напрямком в двох вузлах виставляється однакове значення (Рис. 5.3).

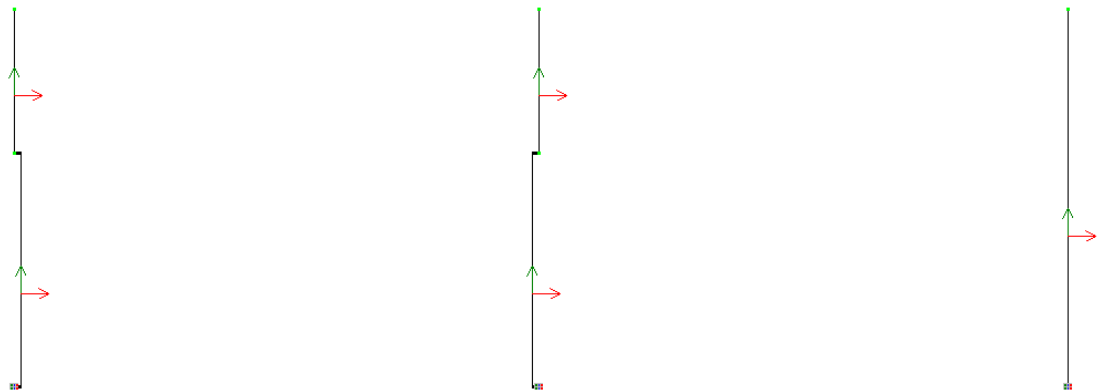


Рис. 5.3 Вигляд в розрахунковій схемі “для лівої колони-плюс. для правої-мінус”

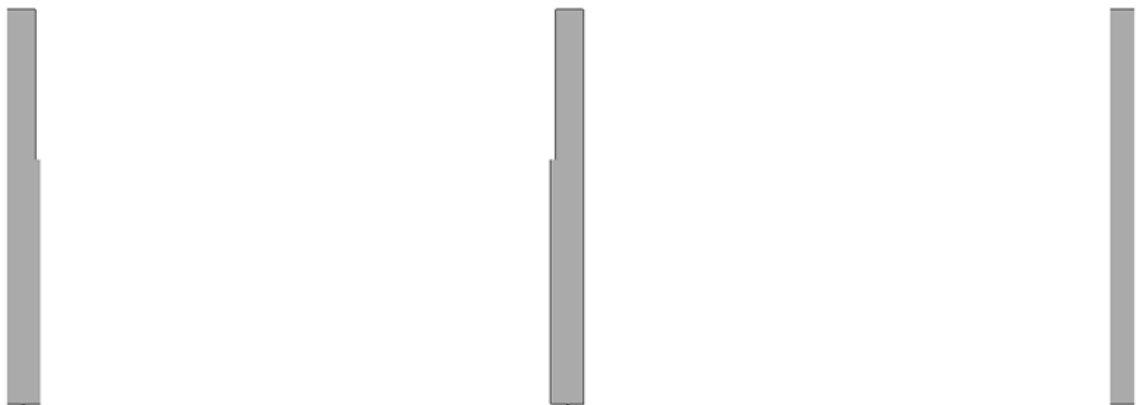


Рис. 5.4 Колони з жорсткою вставкою вигляд в 2D

Та для колони 2К84-1 $\frac{0,6 - 0,38}{2} = 0,11$ м по місцевій осі (y) та по напрямку в двох вузлових точках виставляється однакове значення це ми можемо побачити на рис. 5.5

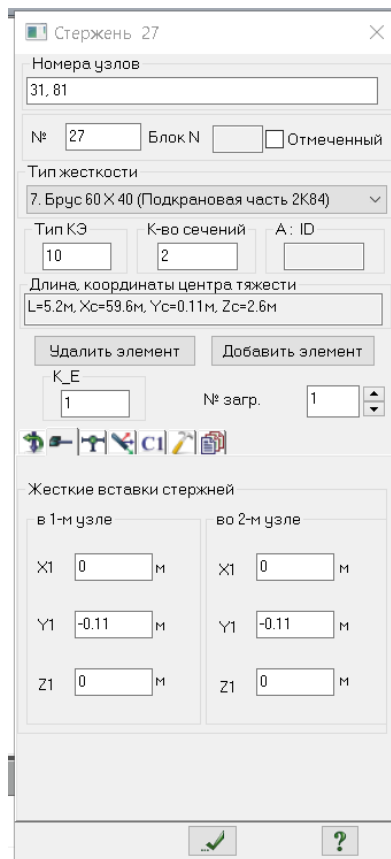


Рис. 5.5 Стержень 27 “ Жорсткі вставки стержнів ”

Ще однією особливістю є розміщення кроквяної балки. Задаючи шарнір моделюються реальні умови роботи коли з'єднання ригеля (у випадку кроквяної конструкції) при операнні на оголовки колон, геометричну вісь ригеля приймаю за лінію, що об'єднує верхні кінці колон. (рис. 5.6)

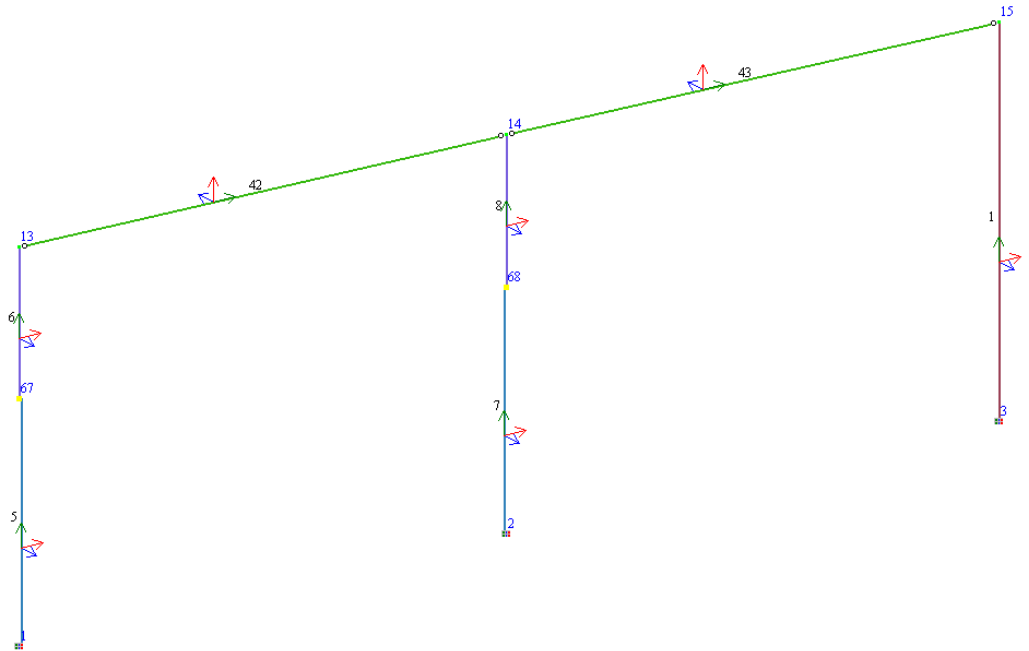
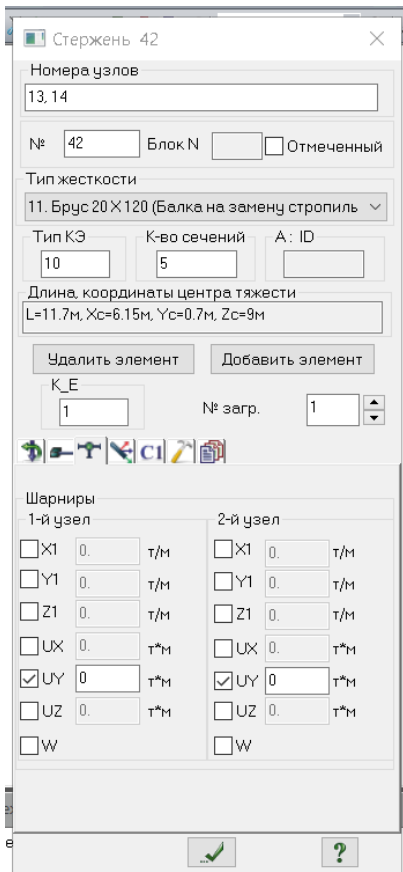


Рис. 5.6 Введення шарніру в ригелі (схема каркасу та діалогове вікно стержень 42)

Консолі задаємо як окремі стержні та призначаємо для них жорсткості та матеріали

Вводяться зв'язки для зменшення впливу температур та інших факторів на елементи каркасу, вертикальні зв'язки розміщаємо в середині температурного блоку, Підкранові балки також працюють як зв'язки. Надкранові зв'язки приймаємо V - образного виду, в середині та по краях прольоту. Також розміщені тормозні ферми в вигляді кутика теж працюють як зв'язок. По зв'язкам вводяться шарніри для більш точного передавання зусиль це все можна побачити на рис. 5.7

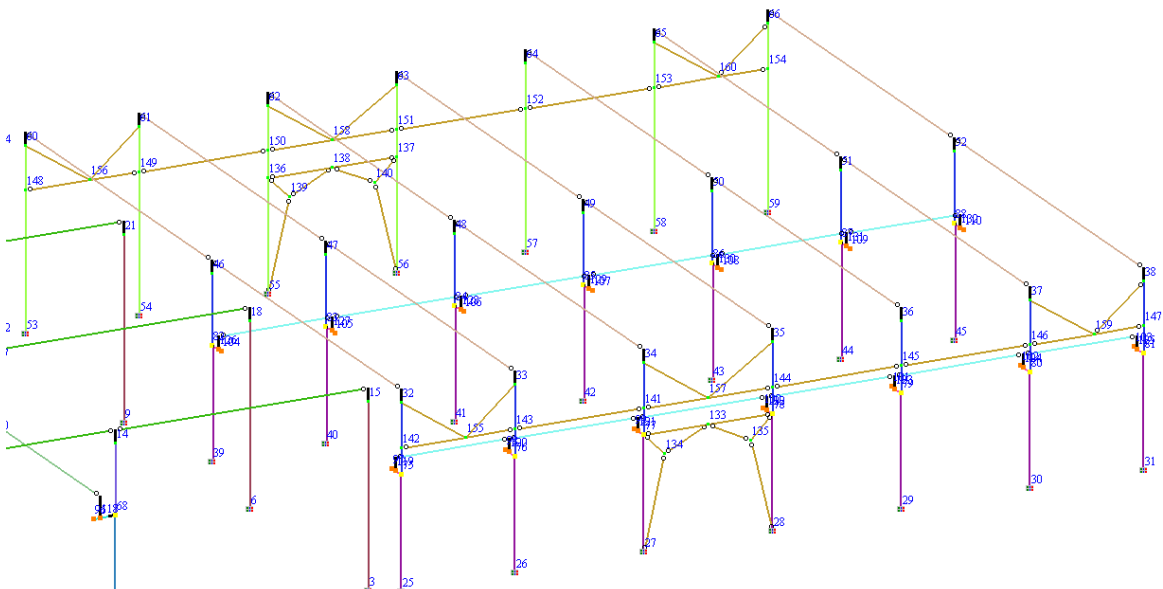


Рис. 5.7 Зв'язки в середині 2 частини польоту в підкрановій та надкрановій частині.

В підкранових балках теж розміщені жорсткі вставки (рис. 5.10), це зроблено для того, щоб передати моменти та розмістити балку в проектне положення. Так як балки кріпляться між собою болтовими з'єднаннями, то відповідно потрібно ввести шарніри (рис.5.8; 5.9).

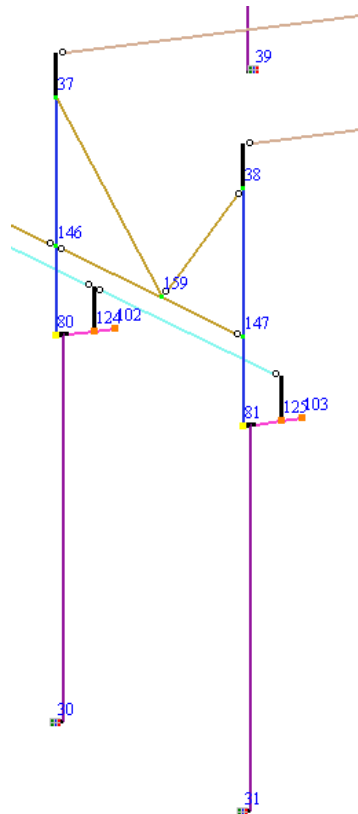


Рис. 5.8 Розрахункова схема балки

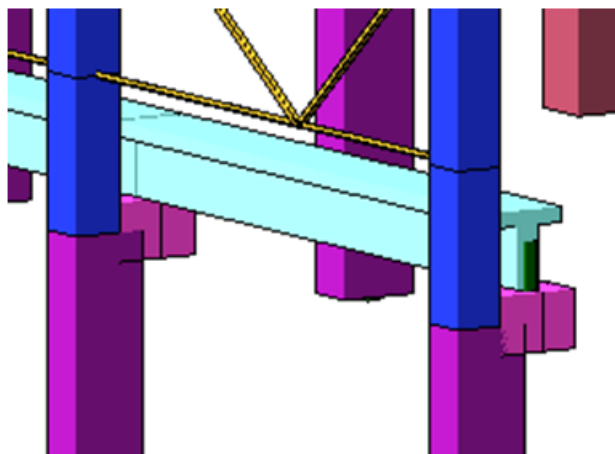


Рис. 5.9 3D модель підкранової балки в проектному положенні

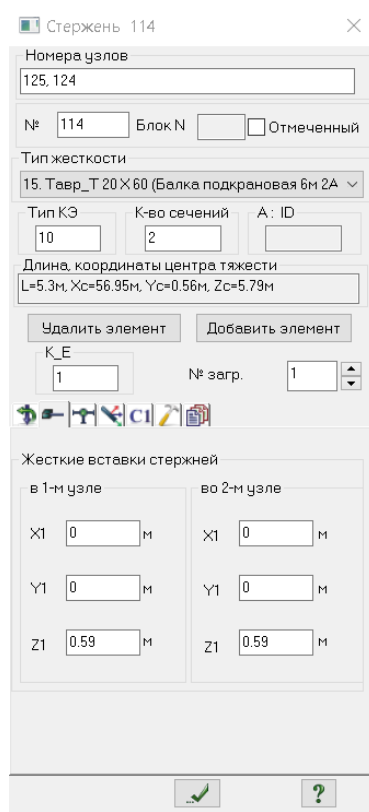


Рис. 5.10 Жорстка вставка шестиметрової підкранової балки

Врахувавши всі конструктивні вимоги одержали кінцоелементну схему (рис. 5.11; 5.12)

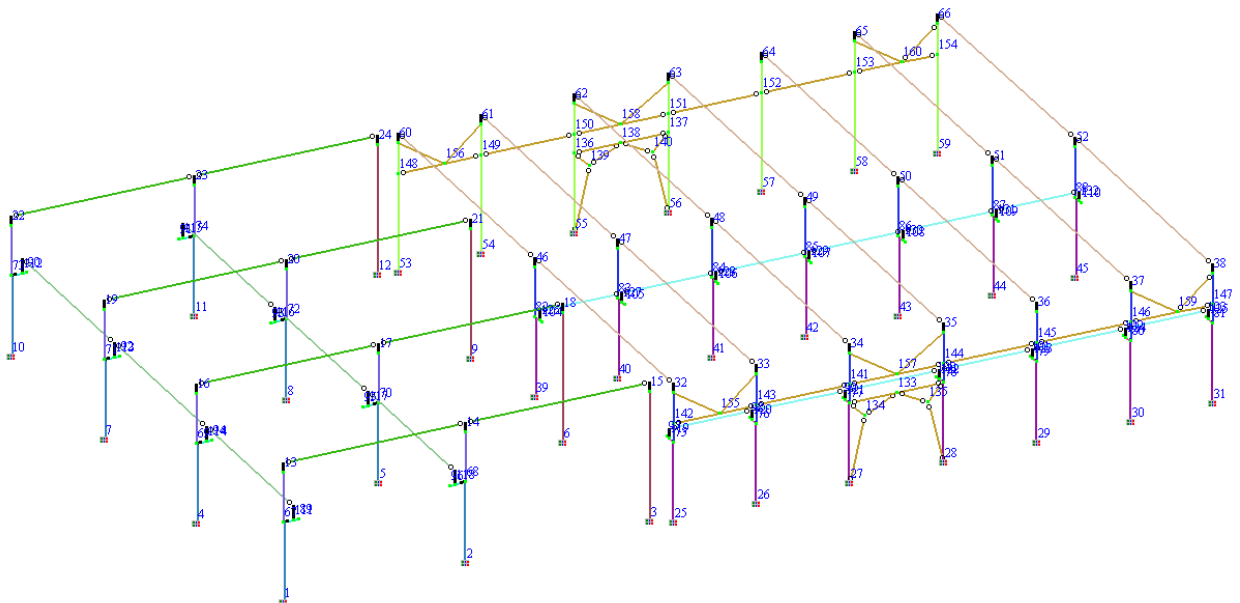


Рис. 5.11 Кінцоелементна схема просторової рами

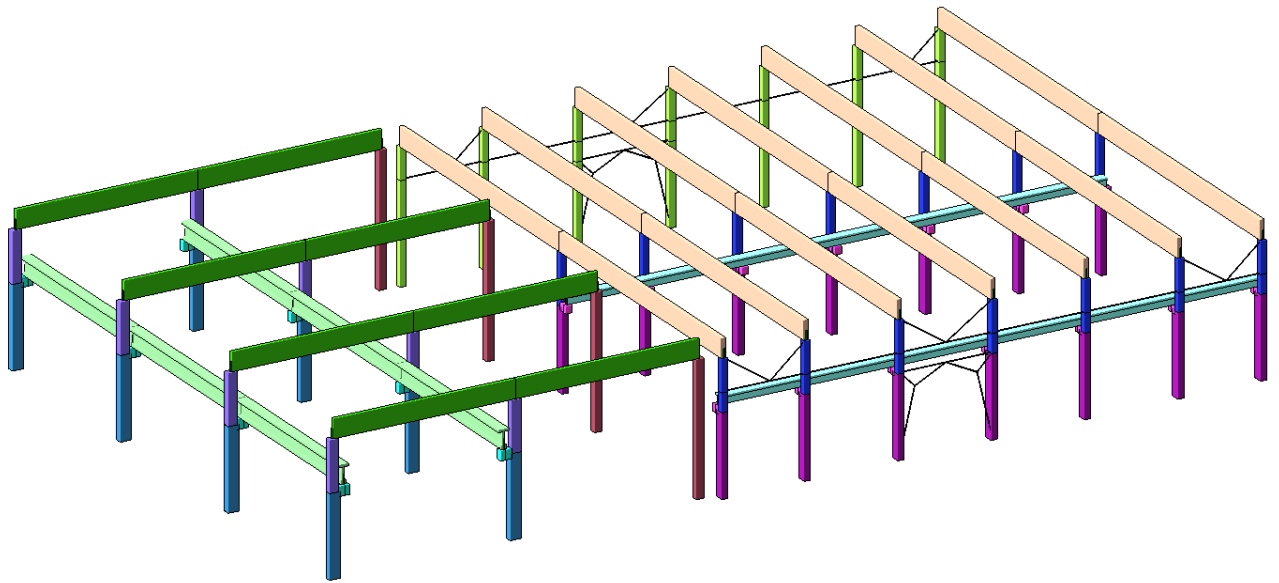
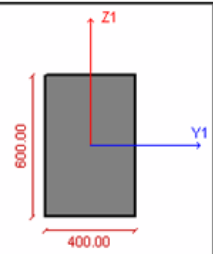
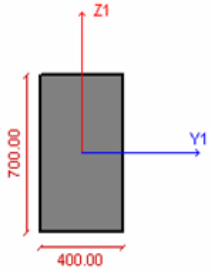


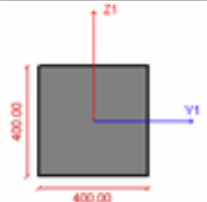
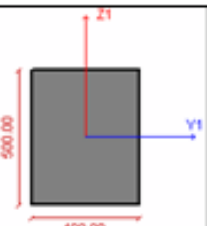
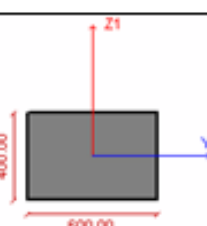
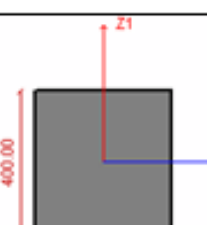
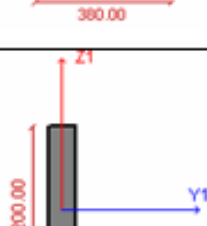
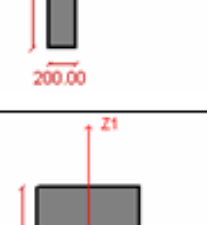
Рис.5.12 3D модель промислового цеху фабрики “Побут. меблі”

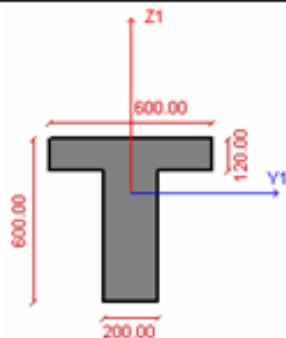
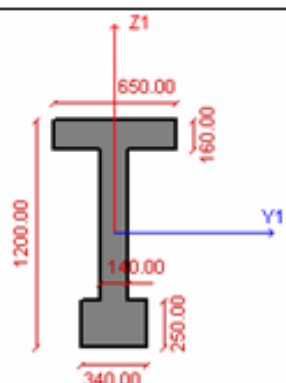
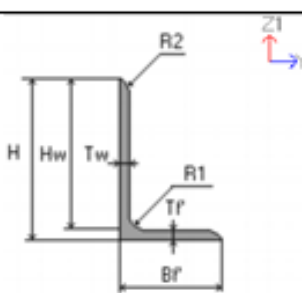
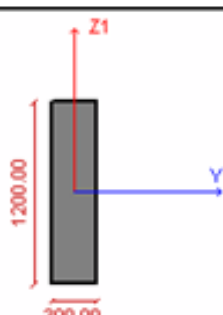
5.1.2 Задача жорсткостей та матеріалів по розрахунковій моделі

Задаючи жорсткості та матеріали заходимо в панель та встановлюємо тип перерізу його характеристики, матеріал (бетон та арматура)

Табл. А жорсткості та матеріали при розрахунку в пружній постановці

Тип	Назва та тип KE	Поперечний переріз, мм	Модуль пружності, E_0 (т/м ²)	Коеф. Пуассона ν	Питома вага матеріалу, R_0 (т/м ²)
1	2	3	4	5	6
3	Брус 40x60 (Колона, надкранова частина 4K84-1); кінцевий елемент 10		2,5e+006	0,25	2.5e+006
4	Брус 40x70 (Колона, підкранова частина 4K84-1); KE 10		2,5e+006	0,25	2.5e+006

1	2	3	4	5	6
5	Брус 40x40 (Колона 3К93-1); КЕ 10		2,5e+006	0,25	2.5e+006
6	Брус 40x50 (Колона 4К93-1); КЕ 10		2,5e+006	0,25	2.5e+006
7	Брус 60x40 (Колона підкранова частина 2К84-1); КЕ 10		2,5e+006	0,25	2.5e+006
8	Брус 38x40 (Колона надкранова частина 2К84-1); КЕ 10		2,5e+006	0,25	2.5e+006
11	Брус 20x120 (Кроквяна балка 12 м.); КЕ 10		2,3e+006	0,25	2.5e+006
13	Брус 40x60 (Консоль колони 4К84-1); КЕ 10		2,5e+006	0,25	2.5e+006

1	2	3	4	5	6
15	Тавр_Т 20х60 (Балка підкранова бм 2AV-K); KE 10		2,3e+006	0,25	2.5e+006
16	Двотавр 14х120 (БК12-AV-K); KE 10		2,3e+006	0,25	2.5e+006
17	Куттик паралельно полицкам L50x5; KE 10	 <div style="border: 1px solid gray; padding: 5px; width: fit-content; margin-left: 10px;"> $H = 50$ $B_f = 50$ $T_w = 5$ $R_1 = 5.5$ $R_2 = 1.8$ <small>(всё в мм)</small> </div>	2.10062e+007	-	3,77 кг/мл.
18	Брус 30х120 (Кроkvяна балка 18 м.); KE 10		2,3e+006	0,25	2.5e+006

1

Задаємо параметри для колони ставимо галочку враховувати конструктивні вимоги, для обох елементів балок та колон виставлемо коефіцієнти для довжини елемента, також потрібно поміняти діаметр арматури для ригелів та колон ставлячи максимальний 40 мм.

Теж було призначено клас бетону для ригелів C20/25, а для колон C25/30

Всі інші кнопки були залишені за замовчуванням

ДБН В.2.6-98:2009 Матеріали для расчета Ж/Б конструкций

ТИП СТЕРЖЕНЬ Редактируемые таблицы

#	Название	Вид расч...	Симм...	Низ (...)	Верх ...	Бок (...)	II пре...	Прод...	Непр...	Шаг/Д...	Длин...	Расч...	Ly	Lz	Учит...
1	Колонна	Колонна	С	3.00	3.00	3.00	+	0.30	0.40	Д 40 мм	0.00	КРД	0.70	0.70	+
3	Ригели	Балка	Н	3.00	3.00	3.00	+	0.30	0.40	Д 40 мм	0.00	КРД	0.00	0.00	-

ПЛАСТИНА

#	Название	Вид расч...	Теори...	Низ X ...	Верх X...	Низ Y ...	Верх Y...	1 кв.м...	II пре...	Продо...	Непро...	Шаг/...	Учит...	Высо...
Соз...														

БЕТОН

#	Название	Класс ...	f _{ck} ...	f _{ctk} ...	E _c ...	Диагра...	Относи...	Acc ...	Act K...	G _{c2} ...	G _{c3} ...	G Пр...	SEY ...	SEZ ...
2	Кроковьяна б...	C20/25	25.0	1.5	3000...	2-х лин...	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
3	Колонна	C25/30	30.0	1.8	3250...	2-х лин...	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00

АРМАТУРА

#	Название	RX П...	k=ftk...	E _{uk} ...	RY П...	k=ftk...	E _{uk} ...	RT П...	k=ftk...	E _{uk} ...	Карк...	S1, K...	S2, K...	D ...	N, ...	Pa...	Же
1		A400...	1.05	2.50	A400...	1.05	2.50	A240...	1.08	2.50	Влаз...	1.00	1.00	32	1	-	+

Название: Колонна

Вид расчета: Колонна

Армирование: Симметричное

Система: Статически неопределима

Учитывать конструктивные требования

Выделять угловые арматурные стержни

Располагать боковую арматуру в полке

Учитывать многоконтурность

Учитывать совместное действие усилий

Учитывать опестойкость

Учитывать поправки к п.3.52 Пособия к СП 52-101-2003

Нормативные характеристики материалов для особого/аварийного сочетания

Использовать модифицированный алгоритм

Трехосная работа бетона на сжатие

Учитывать пластичность

Точность расчета, %

Предварит. 20 Основного 1

% MAX Коэф. запаса несущей способности

10 MIN 0.9 MAX 1.5

Расстояние к ц.т. арматуры, мм

30 30 30

Расчет по предельным состояниям II группы

Трещины продолжительные, мм 0.3

Трещины непродолжительные, мм 0.4

Шаг арматурных стержней, мм 40

Диаметр арматурных стержней

Длина элемента, Расчетные длины

Длина элемента 0 м

Расчетная длина LY 0.7

Коэффициент LZ 0.7

При Ly=Lz=0 игнорируется N<0.

Рис. 5.13 Диалогове вікно “Матеріали для розрахунку з/б. конструкцій”

5.1.3 Задача завантаження на просторовий каркас цеху

Табл.Б Типи завантажень що діють на конструкцію

№ п/п.	Назва навантаження	Підзадача	Вид
1	Власна вага	1 основна задача	Постійне(П)
2	Снігове навантаження	-//-	Короткочасне(К)
3	Вітер зліва	-//-	Короткочасне(К)
4	Вітер зправа	-//-	Короткочасне(К)
5	Кран зліва максимальне	-//-	Кран(Кр)
6	Кран зправа максимальне	-//-	Кран(Кр)
7	Гальма зліва максимальне	-//-	Гальмо(Т)
8	Гальма зправа максимальне	-//-	Гальмо(Т)

Завантаження складається з восьми різних навантажень (табл. Б) за нормами

На кроквяну балку прикладено

- ❖ зосереджене навантаження від покрівлі по вузлах інтенсивністю 3,96 кН/ м² та 1,97 кН/ м² на торцях
- ❖ - рівномірно розподілене навантаження від власної ваги інтенсивністю 5,89 кН/ м² по всій довжині прольоту.(рис.5.14)

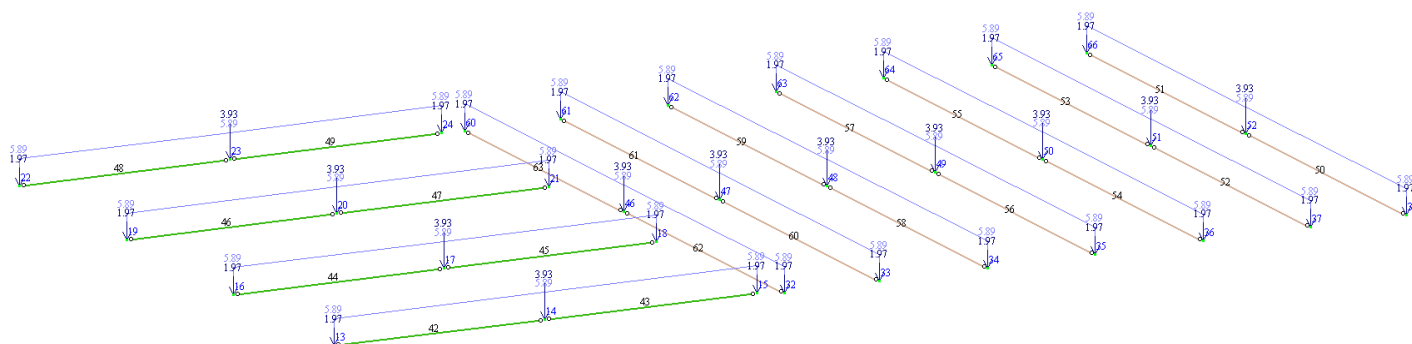


Рис.5.14 Навантаження від власної ваги елементів на кроквяну балку 18 м.
(завантаження 1)

❖ - зосереджене снігове навантаження $1,82 \text{ кН/м}^2$; $0,92 \text{ кН/м}^2$. (рис.5.15)

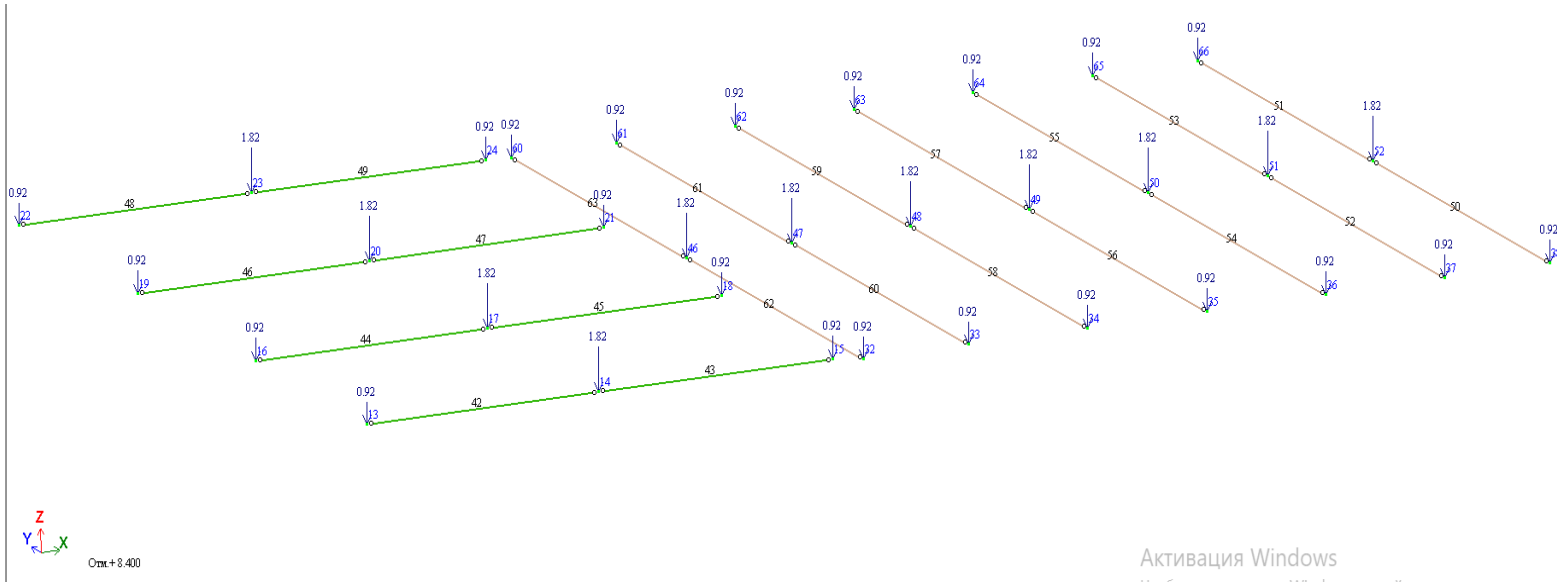


Рис.5.15 Снігове навантаження (завантаження 1)

На колони та консолі прикладено:

❖ рівномірно розподілене на стержні від власної, ваги навісних панелей $3,3 \text{ кН/м}^2$. (рис.5.16)

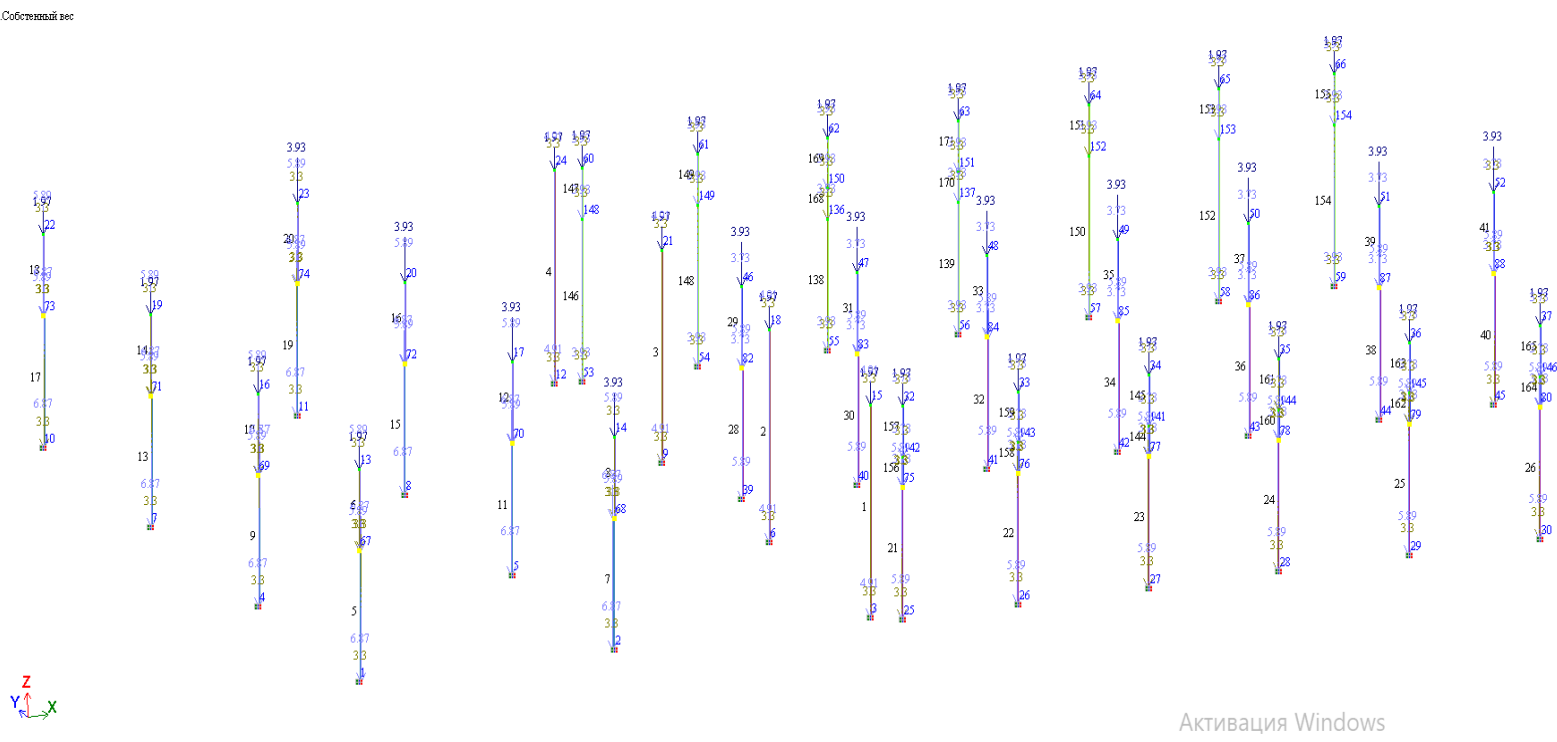


Рис.5.16 Навантаження власної ваги від елементів та навісних панелей (завантаження 1)

- ❖ трапецієподібна як зліва так і справа інтенсив. від 0,98 до 1,53 кН/м² та зосереджене у верхній вузол в ліву колону 2,36 та в праву колону 1,47.(рис.5.16)

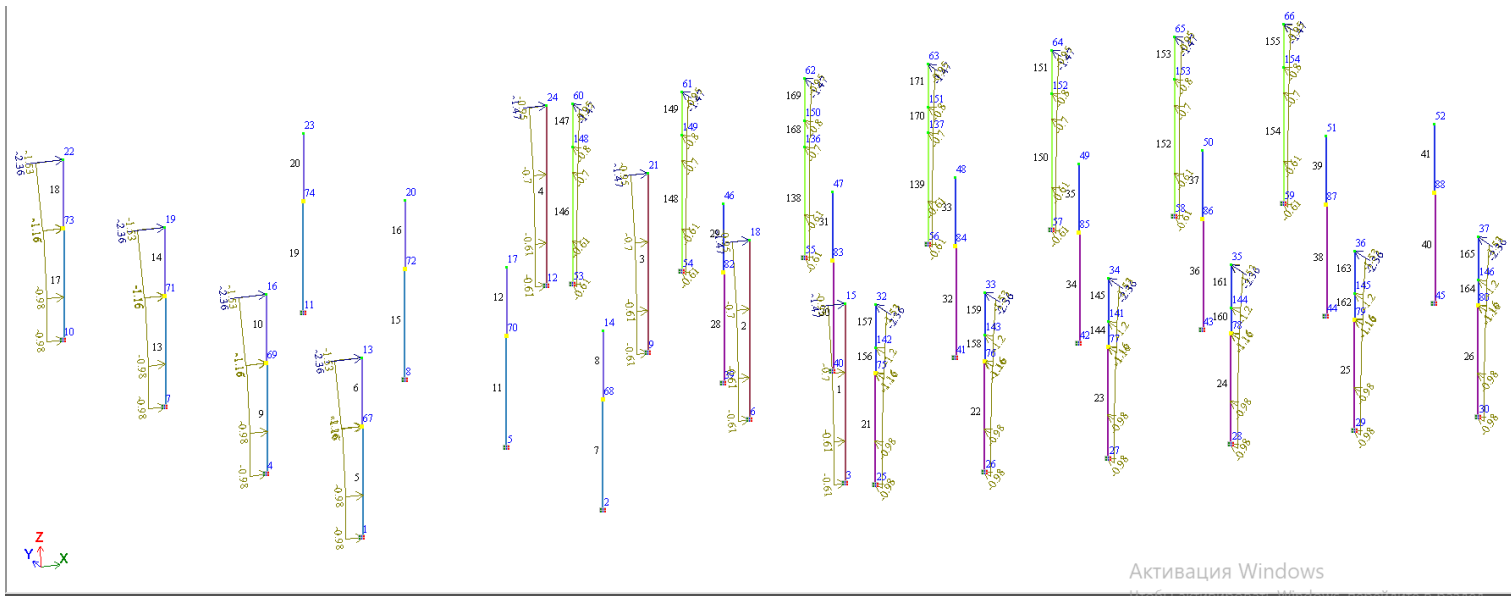


Рис.5.17 Вітрове навантаження зліва (завантаження 3)

На підкранові балки прикладено:

- ❖ - максимальне зосереджене навантаження від крану коли візок знаходиться в лівій частині прольоту інтенсивністю 162 кН/м², а на праву частину припадає 47,6 кН/м².(рис.5.18)

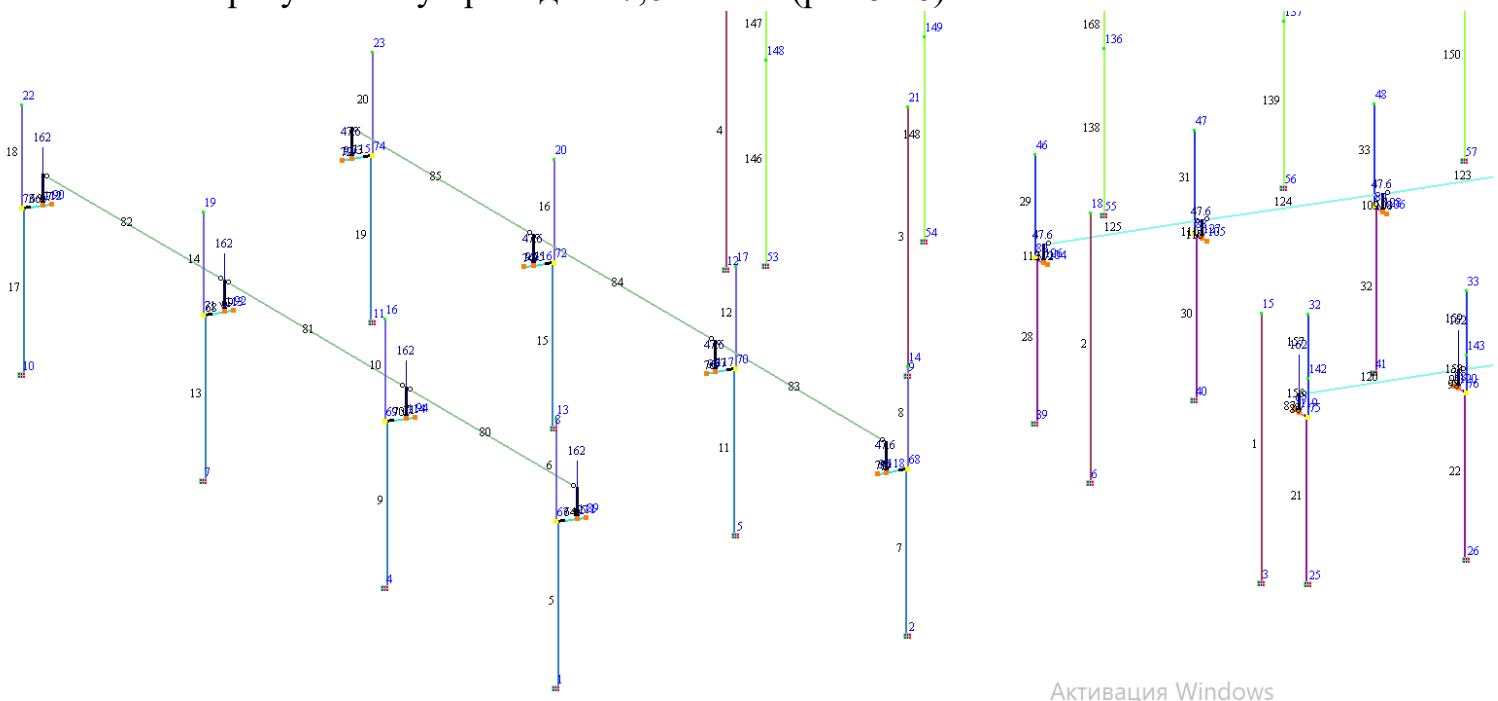


Рис. 5.18 Кранове навантаження на підкранову балку, максимальне зліва (завантаження 5; зліва фрагмент каркасу 1 частини та справа 2 частини)

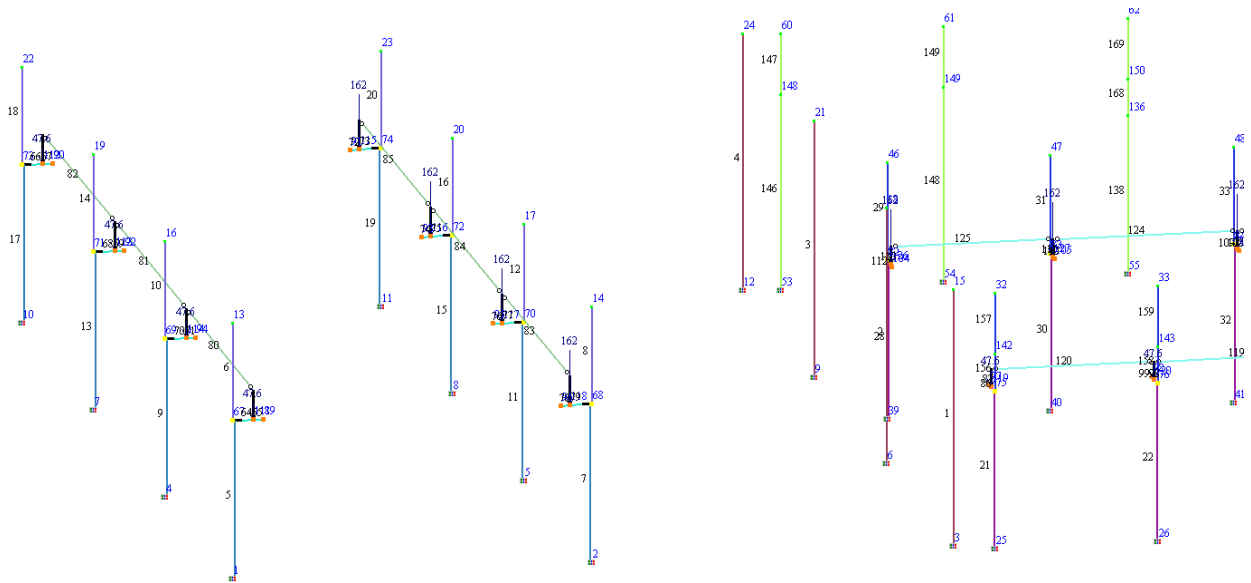


Рис. 5.19 Максимальне кранове навантаження на підкранову балку зправа (завантаження 6; з ліва фрагмент каркасу 1 частини та справа 2 частини)

- теж саме максимальне навантаження коли візок знаходиться в правій частині прольоту інтенсив. 162 кН/ м^2 , та на праву частину накладається $47,6 \text{ кН/ м}^2$.(рис.5.19)

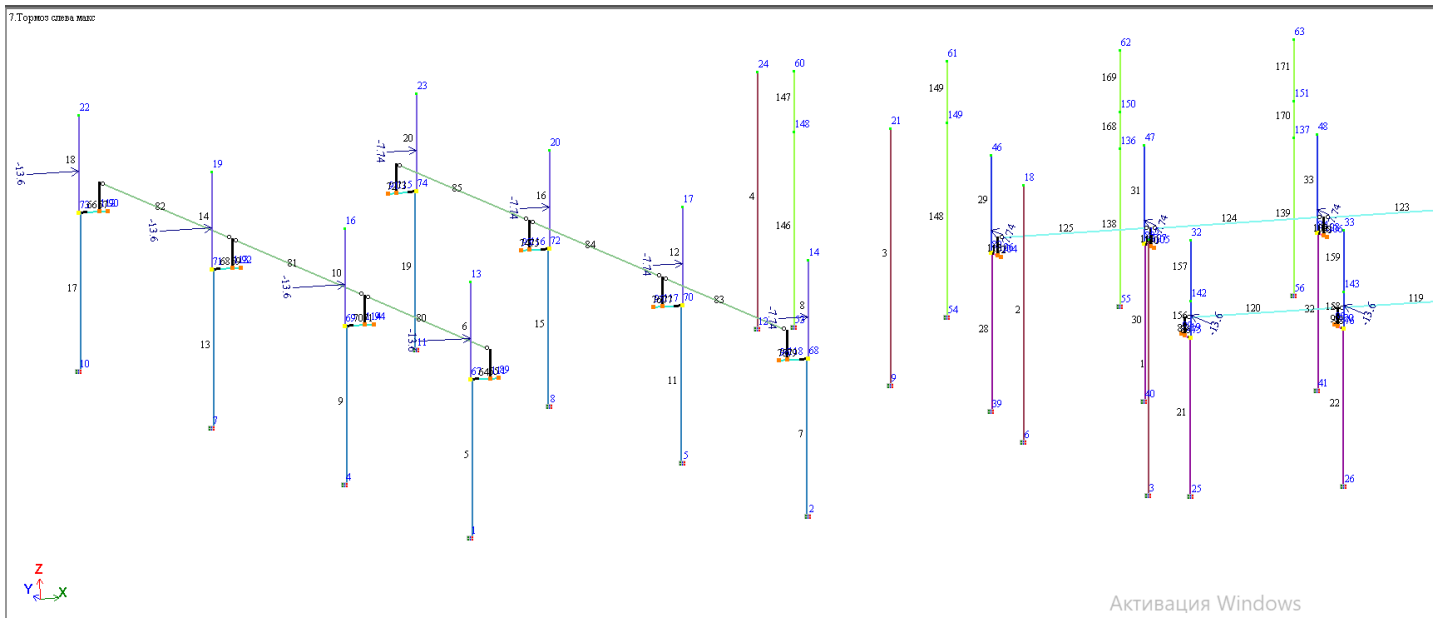


Рис.5,20 Навантаження від раптової зупинки крану коли кран гальмує справа на ліво (завантаження 7; зліва фрагмент каркасу 1 частини та справа 2 частини)

- ❖ горизонтальне навантаження. від раптового гальмування візка крану прикладене в над кранову частину колони на відмітці підкранової колії 5,35 м зліва максимальне, справа мінімальне інтенсивністю 7,74 кН/ м² та зліва максимальне 13,6кН/ м² .(рис.5.20)
- ❖ Теж саме навантаження тільки зліва мінімальне інтенсивністю 7,74 кН/ м² справа максимальне 13,6кН/ м².(рис.5.21)

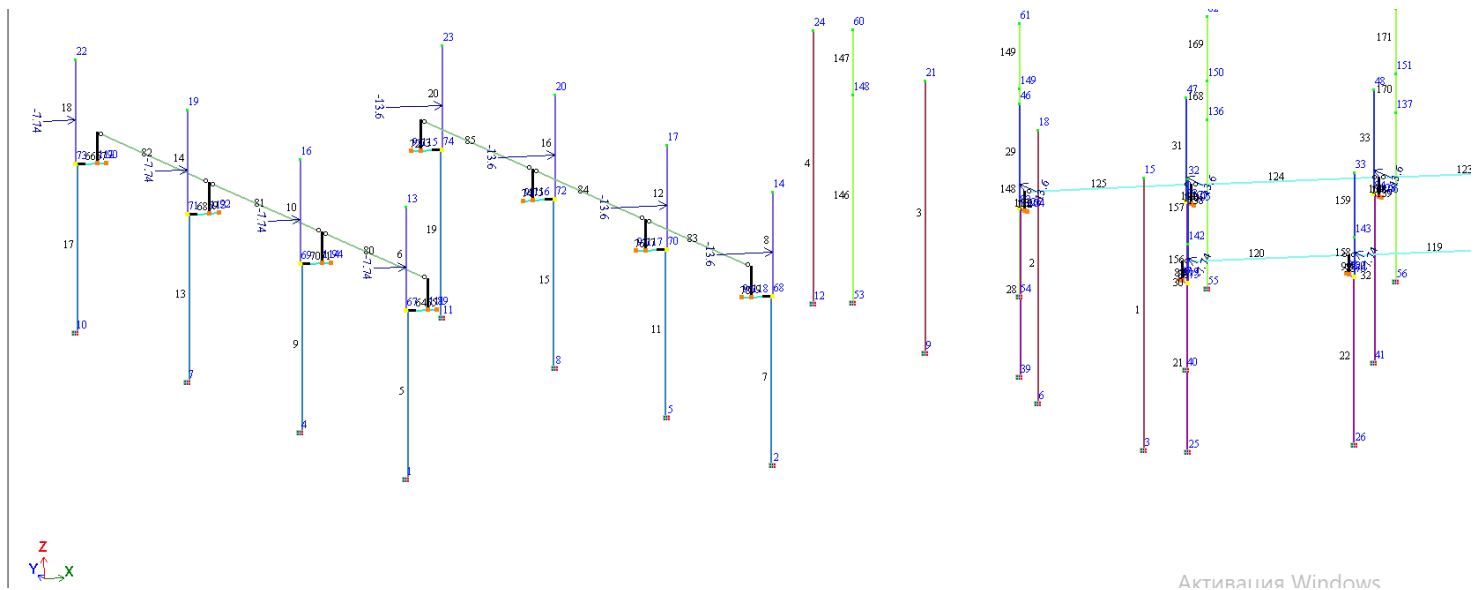


Рис. 5.21 Навантаження від раптової зупинки крану коли кран гальмує зліва направо (завантаження 8 завантаження 7; зліва фрагмент каркасу 1 частини та справа 2 частини)

5.1.4 Задача РСН та РСУ для лінійного розрахунку

Розрахункові сполучення навантажень (РСН) – спрямовані на виявлення вершин напруг, які виникають внаслідок комбінації різних навантажень. Знайдені піки у часі є взаємно незалежними, за винятком виявлень. (рис. 5.23)

Розрахункові сполучення зусиль (РСЗ) – формують картину зусиль від жорстко визначених комбінацій навантажень. Кожна комбінація представляє реально можливий стан елемента в часі з відповідною картиною зусиль (напруг) .(рис. 5.22)

Програмне забезпечення “ЛИРА” дозволяє автоматично знаходити найбільші навантаження в структурних елементах при різних комбінаціях навантажень, що формуються відповідно до нормативних документів. Для цього необхідно виконати розрахунок. Вибираючи опцію “розрахунок – РСЗ – генерація таблиць РСЗ” Під час генерації таблиці вказуються різні типи навантажень (постійні, короточасні, кранові та інші), супутні навантаження, групи взаємовиключних навантажень (які фізично неможливі), відношення коефіцієнтів надійності, частка квазіпостійних навантажень і так далі

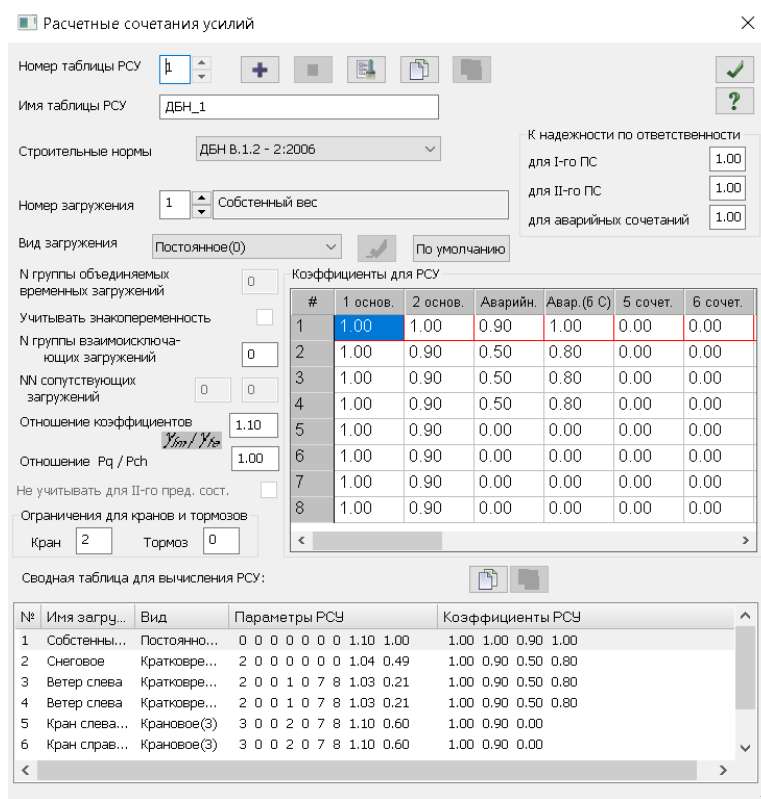


Рис. 5.22 Діалогове вікно “Розрахункові сполучення зусиль”

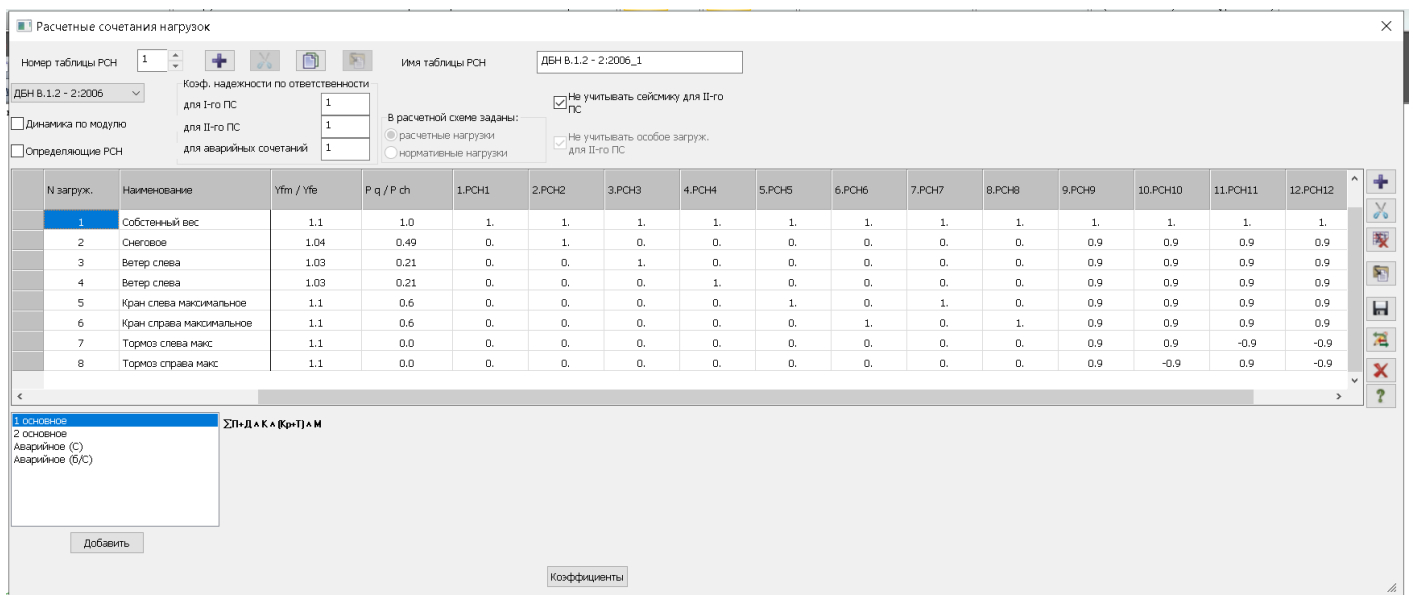


Рис. 5.23 Діалогове вікно “Розрахункові сполучення навантажень”

5.2 Статичний розрахунок просторового каркасу промислового цеху “Побутові меблі”

Розрахунок ведеться чотирма різними типами статичного розрахунку які пропонує ПК ЛИРА-САПР. Ці методики прийнято для порівняння результатів та знаходження реальних переміщень, зусиль, визначення ширини розкриття тріщин, в збірному залізобетонному каркасі промбудівлі.

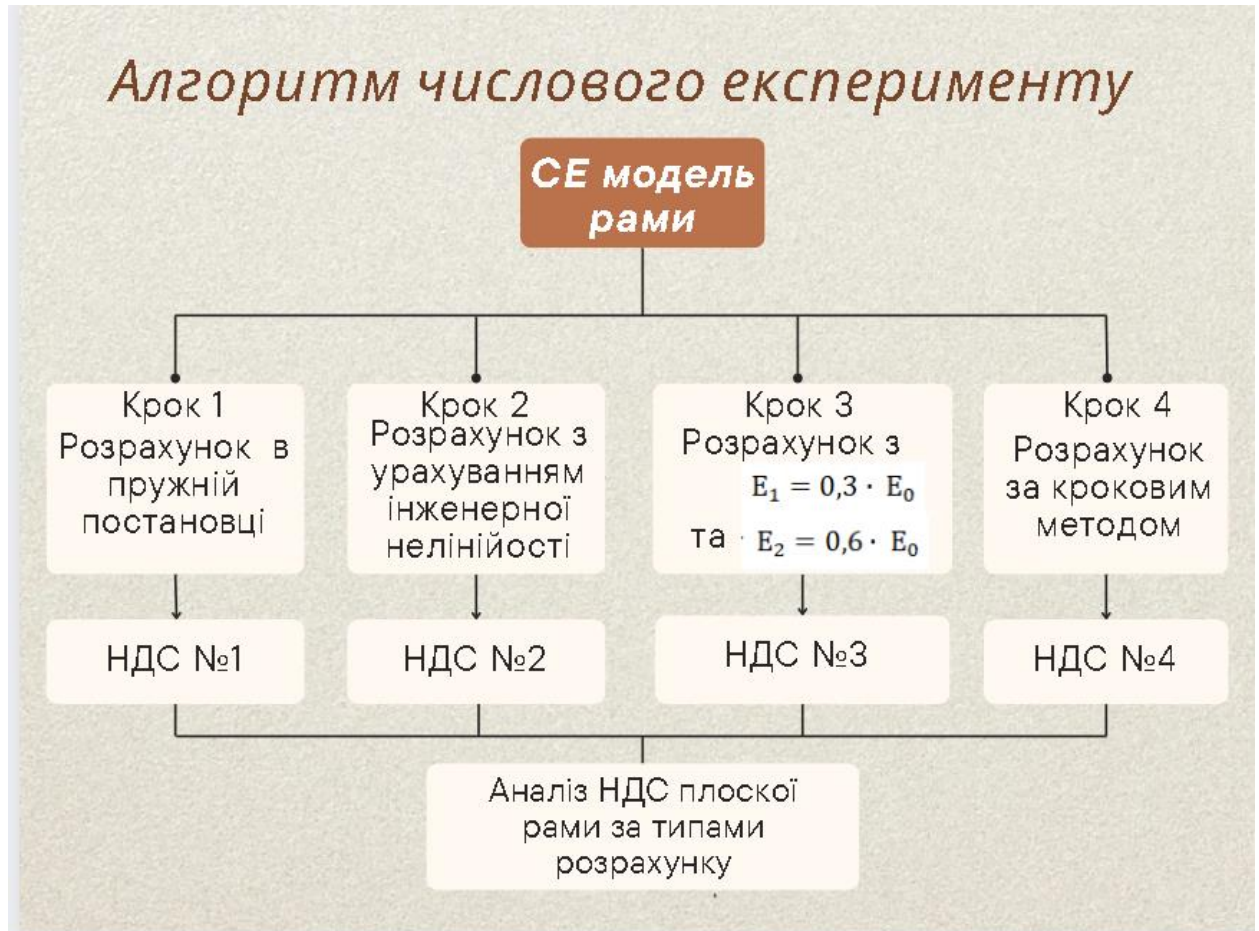


Рис. 5.24 Блок схема числового експерименту

Крок 1. Пружний розрахунок

Проводиться звичайний лінійний розрахунок в пружній постановці. Параметри жорсткості прийнято за табл. А. Розрахунок виконується як за РСН, так і за РСЗ зі створенням відповідних таблиць РСЗ та РСН та виконується підбір арматури. Передбачається виконати порівняльний аналіз результатів

Крок 2. Розрахунок з урахування інженерної нелінійності 1

Розрахунок проводиться з урахуванням всіх параметрів розрахунку
Виставляємо коефіцієнт одиницю по переліку навантажень

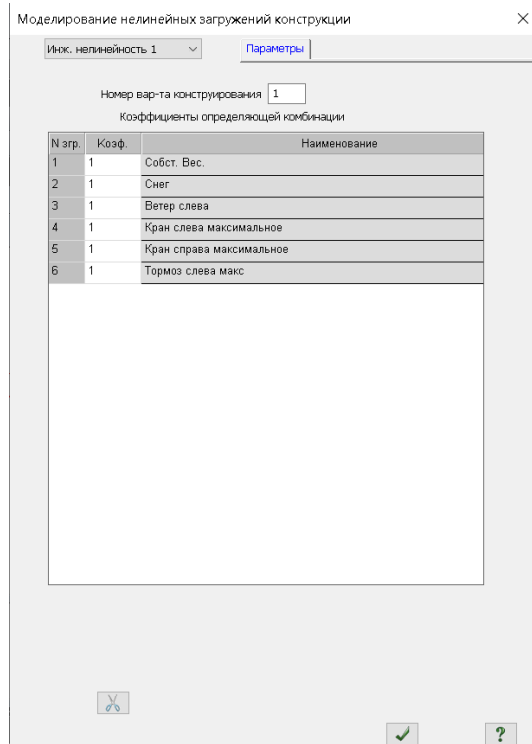


Рис. 5.25 Діалогове вікно “Модельовання нелінійних завантажень конструкції”

Крок 3. Розрахунок з пониженими значеннями початкового модуля пружності жорсткості E_0

В нормах [13] передбачено з інженерною метою “грубе” пониження E_0 для залізобетонних елементів будівлі: так, для горизональних елементів (балок, плит) понижують модуль пружності на 70 % тобто $E_1 = 0,3 \cdot E_0$ для для вертикальних елементів – на 40 %: $E_2 = 0,6 \cdot E_0$

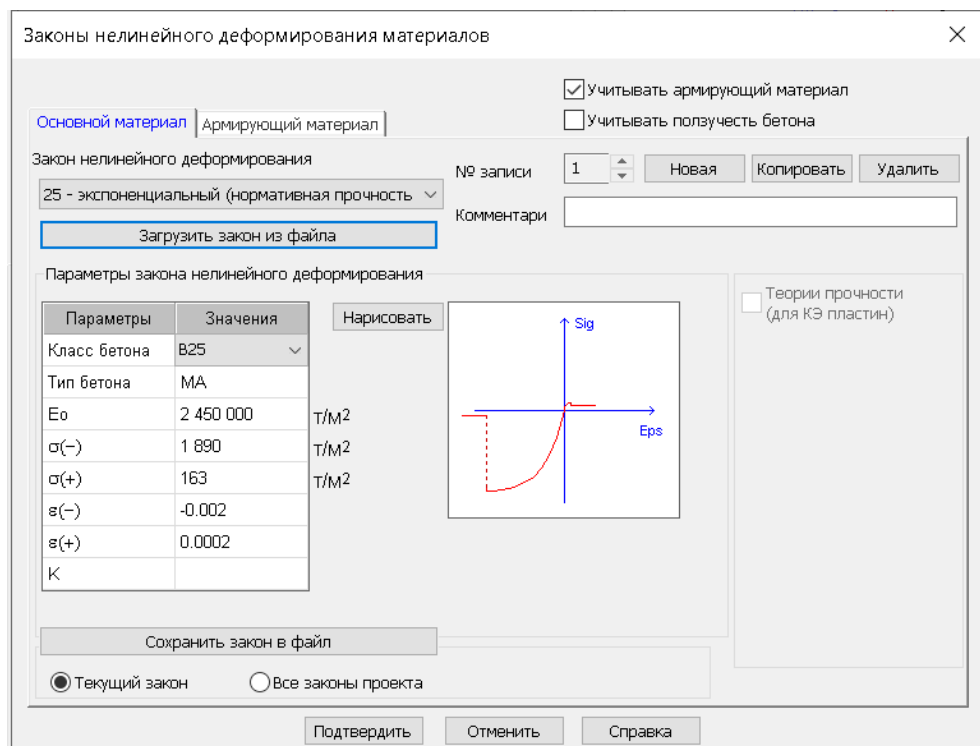
Грубим цей метод можна назвати оскільки не враховано ряд важливих факторів, як то: зниження жорсткості залежить від величини прикладених зусиль та характеру розподілених навантажень по перерізам. Щодо зниження

жорсткості розтягнутих елементів взагалі не висловлюється. Подібні рекомендації дозволяють лише оцінити загальний характер ситуації але не дають деталей

Крок 4. Розрахунок з використанням крокового методу

Процесор організовує крокове навантаження конструкції і забезпечує рішення лінеаризованої системи. рівнянь на кожному кроці для поточного збільшення вектора вузлових навантажень, сформованого для конкретного навантаження.

Виділяються всі елементи та їм призначається тип KE 210 – Фізично нелінійний універсальний просторовий стержневий KE. У діалоговому вікні “жорсткості та матеріали” вибираємо тип жорсткості “врахування нелінійності - кроковий” та задаємо параметри матеріалу



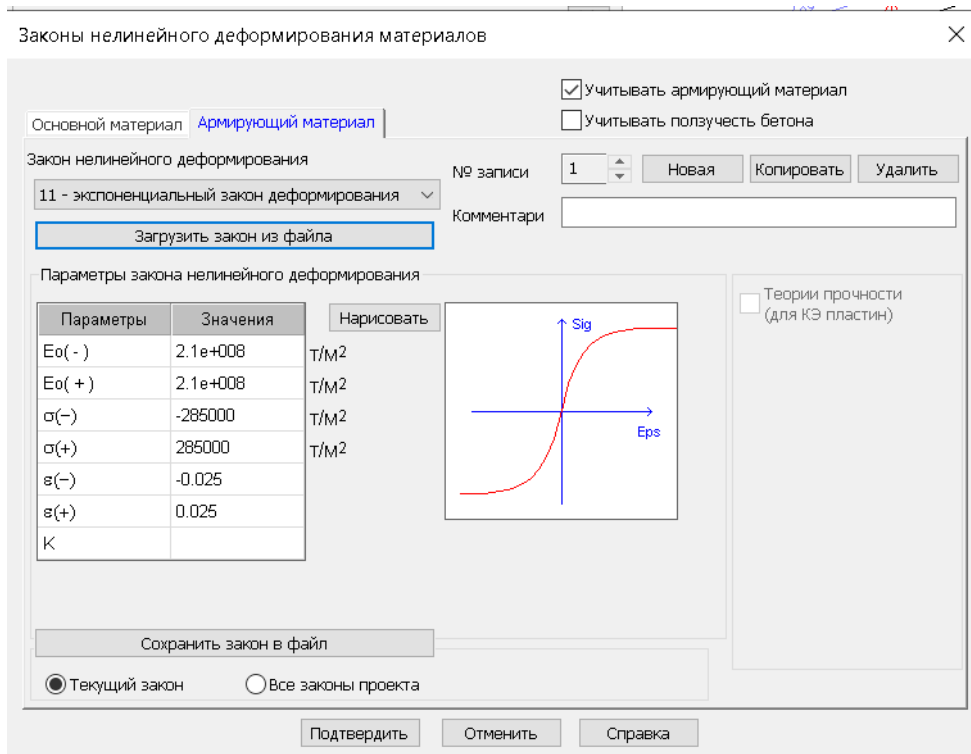


Рис. 5.26 Діалогове вікно “закони нелінійного деформування матеріалів” (для бетону, та арматури)

В діалоговому вікні “Задання стандартного перерізу” задаються параметри арматури вже по розрахованій арматурі. Задаємо тип доблення перерізу на смуги кількістю 10 та підтверджуємо

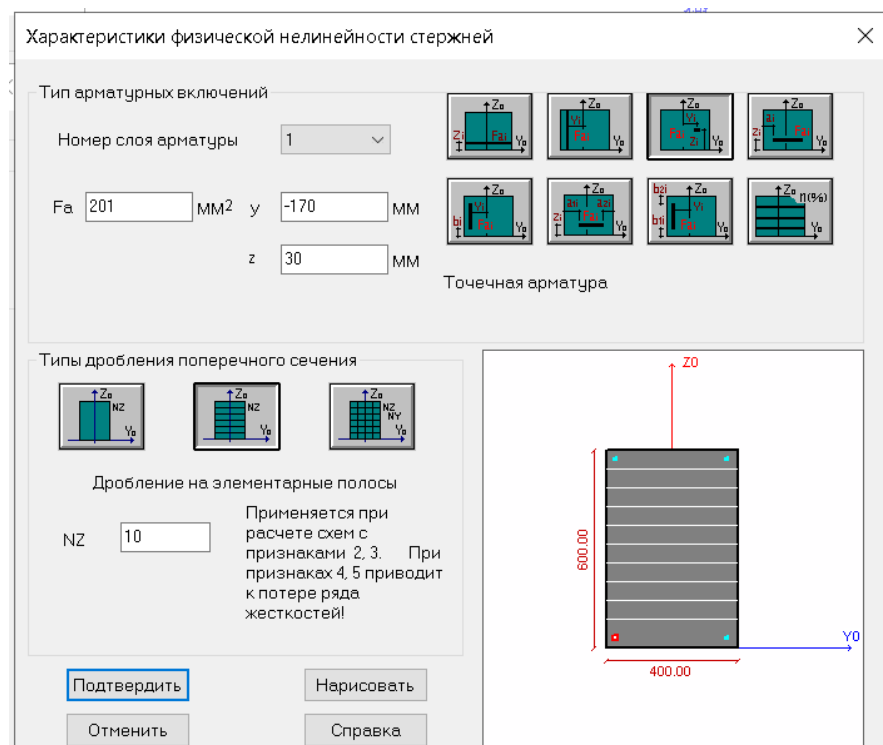


Рис.5.27 Діалогове вікно “Характеристики фізичної нелінійності стержнів”

Моделюючи нелінійні завантаження на стрічці “Розрахунок” натискаючи кнопку “Крокова нелінійність” Задається послідовність історії завантажень метод розрахунку та кількість ітерацій, та потрібний сумарний коефіцієнт

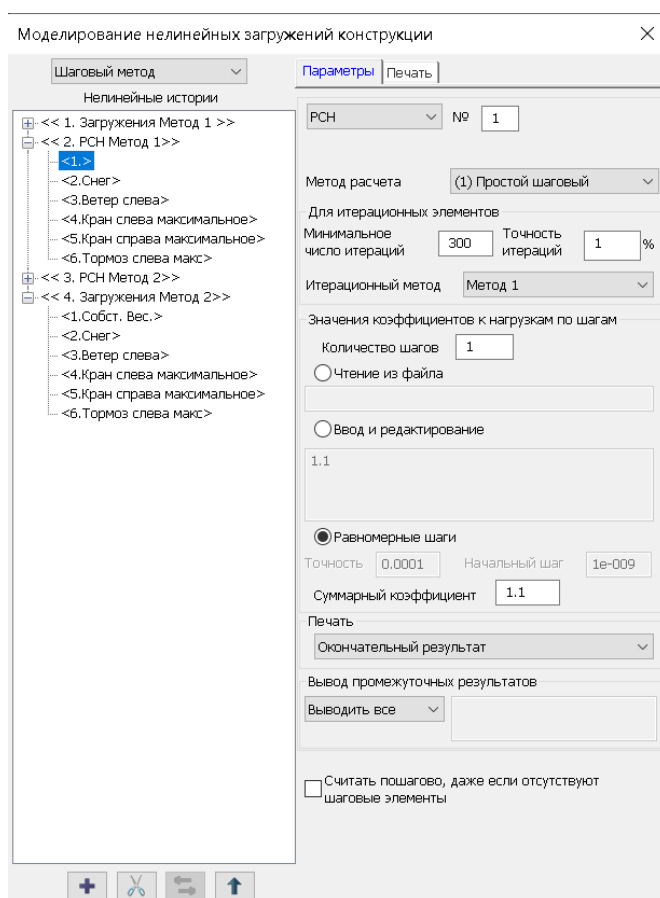


Рис. 5.28 Діалогове вікно “ Моделювання нелінійних завантажень конструкцій ”

Після чого виконується розрахунок та аналізується НДС

РОЗДІЛ 6

РЕЗУЛЬТАТИ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

Для зручності та спрощення аналізу в подальшому аналіз напружено-деформованого стану будемо виконувати на моделі плоскої поперечної рами, виокремленої із скінченоелементної схеми просторового каркасу, що було змодельовано раніше.

Для аналізу всіх деформованих станів відповідно методам розрахунків потрібно зайти у вкладку “Аналіз” та переглянути епюри максимальних сил та переміщення по РСНб, також проаналізувати наявність та розкриття тріщини в ригелях та колонах.

Виконую позначення елементів схеми для кращого розуміння де знаходиться елемент Щоб показати розкриття тріщин, напруг арматури та деформацію бетону в елементах по розрахунку та аналізу НДС №4

Р-1; Р-2 – ригель в першому прольоті та другому

КН-1; КН-2 – колони надкранові перша та друга

КП-1; КП-2 – колона підкранова 1 та 2

К-1 – колона в крайньому прольоті

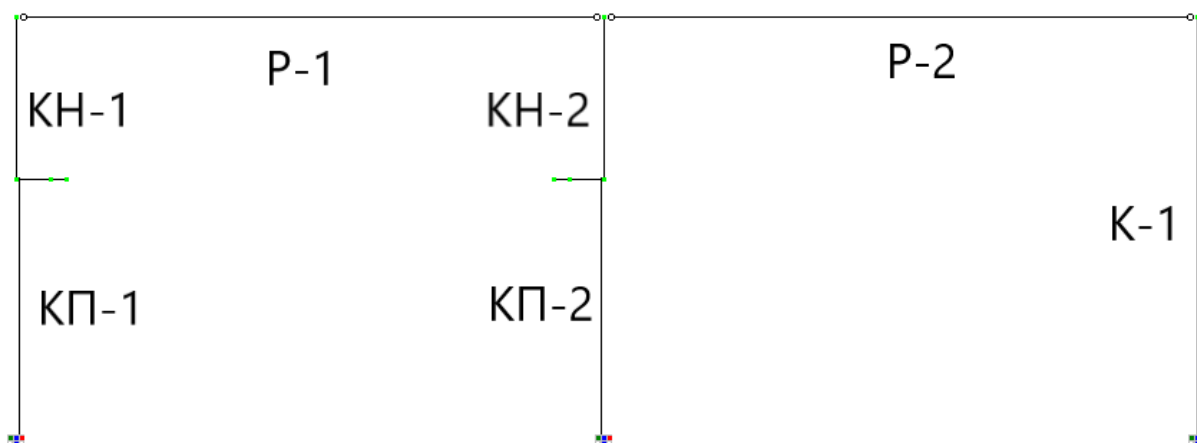


Рис. 6.1 Позначення елементів схеми

6.1 Аналіз напруженого стану

На рис. 6.2 наведено епюри осьових зусиль N в елементах колон плоскої рами, виділеної для подальшого аналізу, по за РСН6 типами розрахунку.

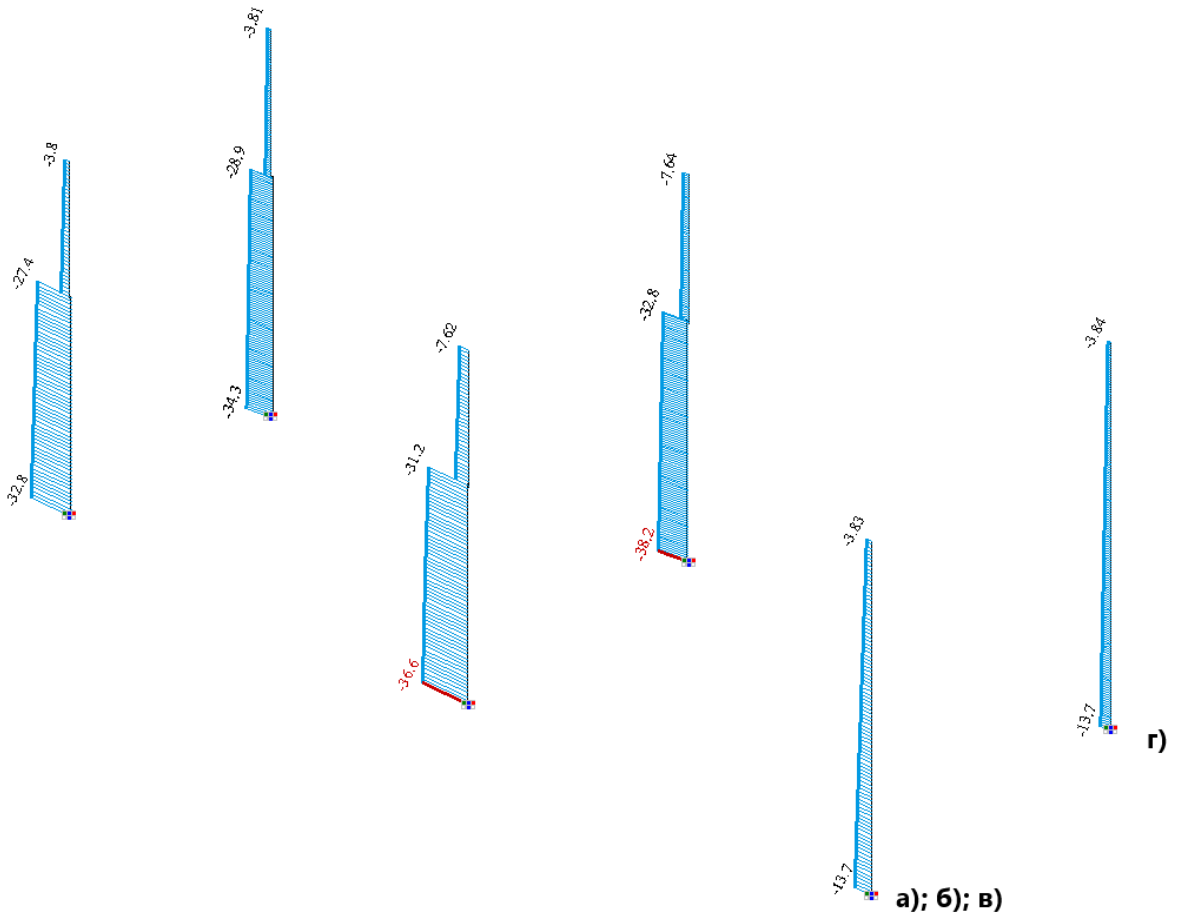


Рис. 6.2 Епюра N (по РСН6) а) для 1-го типу розрахунку, б) для 2-го типу розрахунку; в) для 3-го типу; г) для 4-го типу.

Таблиця 6.1 Максимальні сили N в колонах від РСН6

№	Вид розрахунку	Макс. зусилля N т	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_{1-1}} \cdot 100\%$
1	Лінійний розрахунок	-36,6	-
2	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	-36,6	-
3	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	-36,6	-
4	Кроковий метод	-38,2	4,37

З табл.6.1 ми бачимо, що в порівнянні з пружним розрахунком розбіжності зусиль по епюрам N не перевищує 5-15 %, а інші значення не відлічаються. Тому порівняльний графік можна не будувати.

На рис. 6.3 наведено епюри осьових зусиль M_y в елементах колон плоскої рами, по РСНб за типами розрахунку.

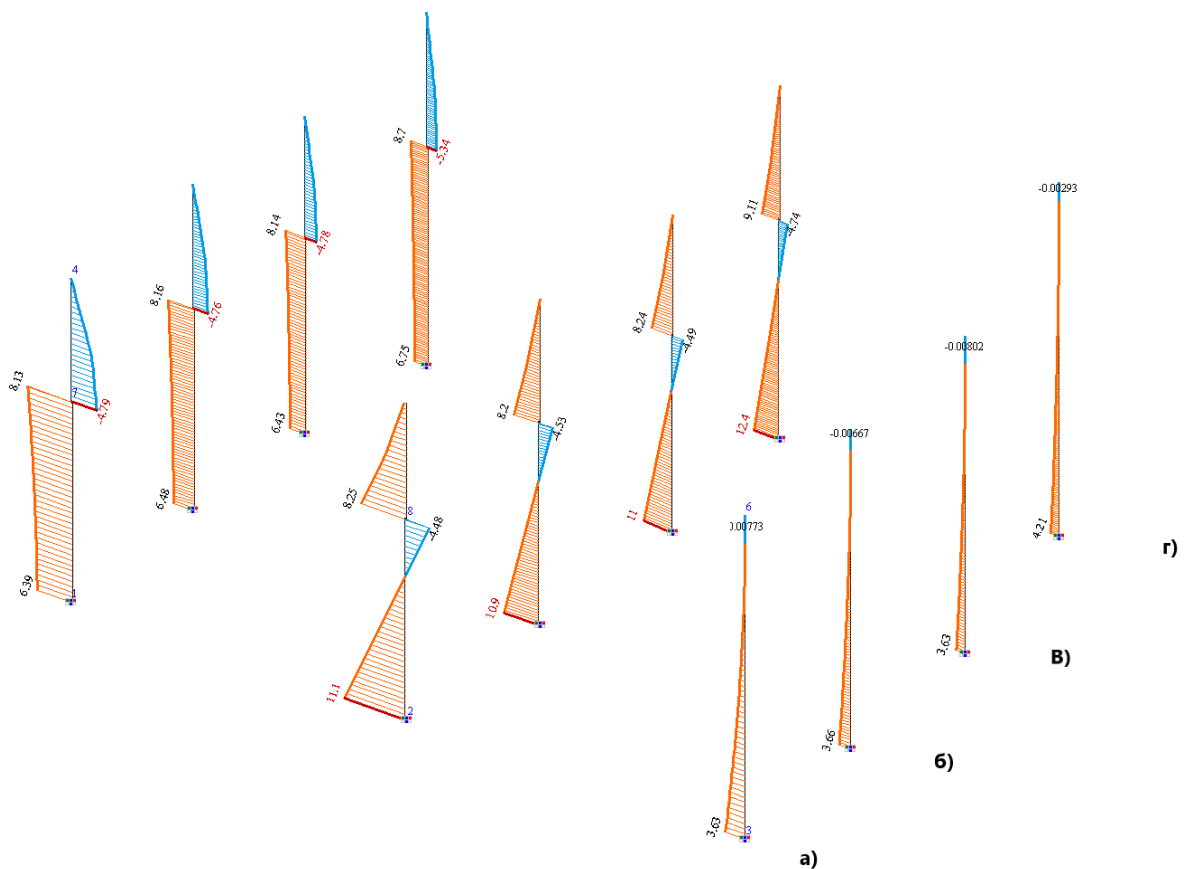


Рис. 6.3 Епюри M_y (по РСН б) а) для 1-го типу розрахунку, б) для 2-го типу розрахунку, в) для 3-го типу, г) для 4-го типу.

Табл. 6.2 Максимальні моменти M_y від (РСН6)

№	Вид розрахунку	Макс. зусилля M_y Т*М	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_{i-1}} \cdot 100 \%$
1	Лінійний розрахунок	11,1	-
2	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	10,9	-1,8
3	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	11	-0,91
4	Кроковий метод	12,4	11,71

Відповідно таблиці 6,2 видно що максимальні моменти знаходяться в середині прольоту на опорі та вони не перевищують від 5 до 15 відсотків тому діаграму не будуюмо

На рис. 6.4 наведено епюри осьових зусиль Q_z в елементах колон плоскої рами, по РСН6 за типами розрахунку.

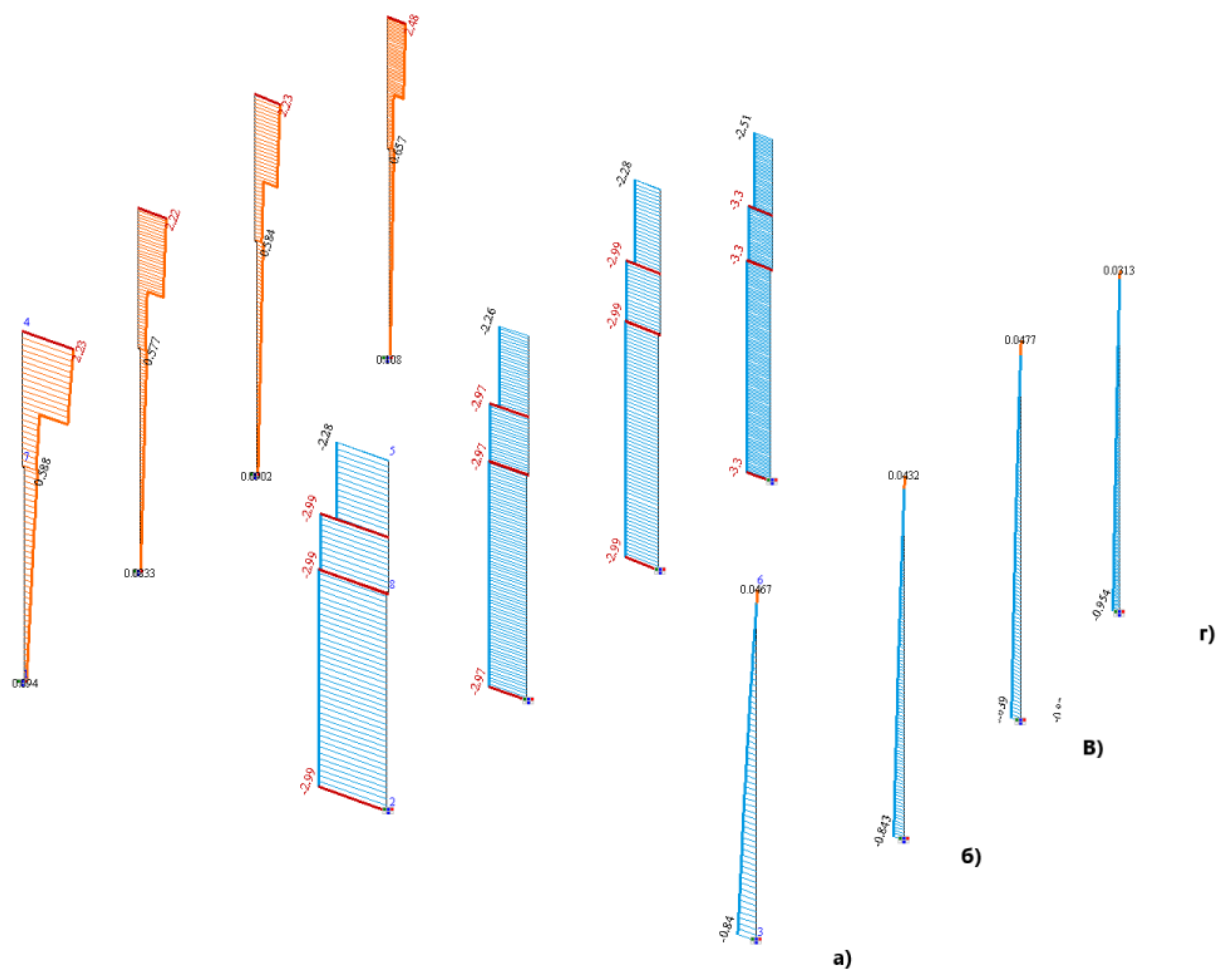


Рис.6.4 Епюра Q_z (по РСНб) а) для 1-го типу розрахунку, б) для 2-го типу

Таблиця 6.3 Максимальні сили Q_z в колонах від РСНб

№	Вид розрахунку	Макс. зусилля Q_z т	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_{i-1}} \cdot 100\%$
1	Лінійний розрахунок	-2,99	-
2	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	-2,97	-0,67
3	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	-2,99	-
4	Кроковий метод	-3,3	10,36

Спостерігаючи в таблиці 6,3 видно що максимальні сили також знаходяться в середині прольоту та вони не перевищують від 5 до 15 відсотків тому діаграму не будемо

На рис. 6.5 наведено епюри осьових зусиль M_y в елементах ригелів Р-1 та Р-2 плоскої рами, виокремленої для подальшого аналізу, по РСНб за типами розрахунку.

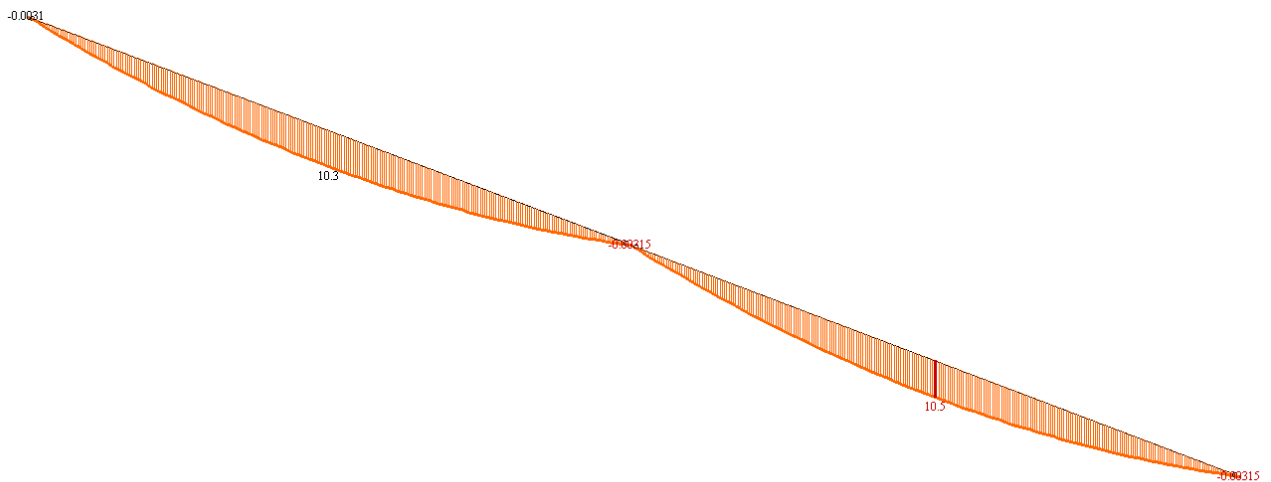
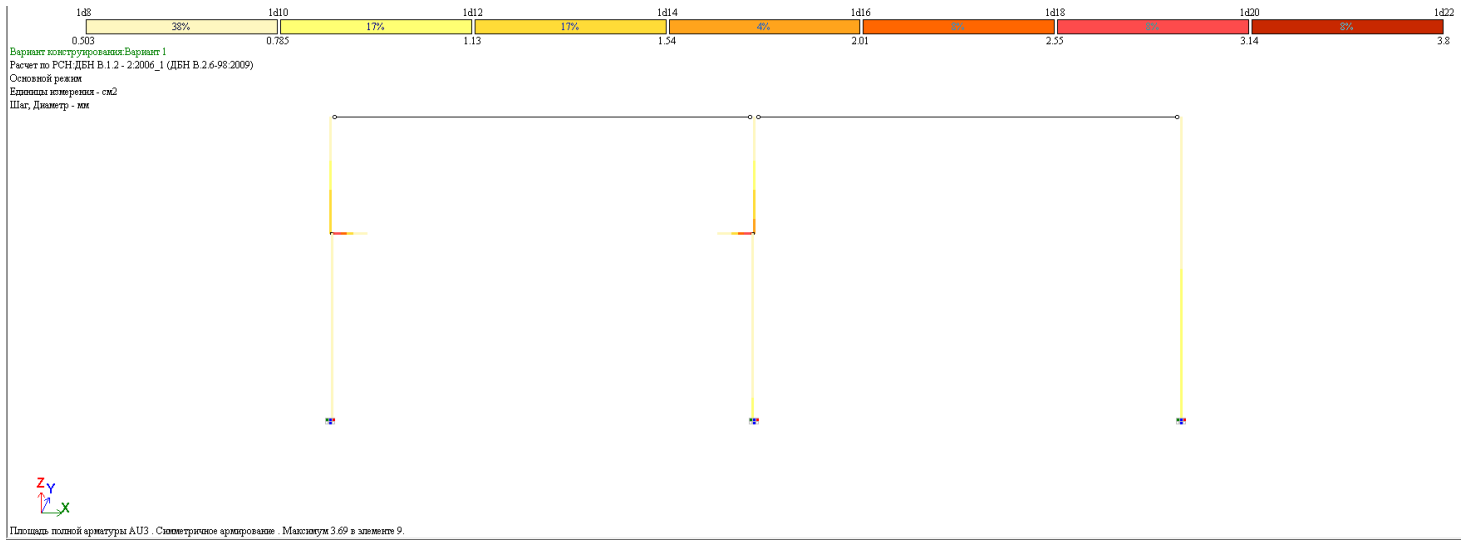


Рис. 6.5 Епюра M_y (по РСНб) для ригелів Р-1 та Р-2

Так як в ригелях та колонах всі зусилля майже не відлічаються, це підтверджує теорію, що принципово різниці в зусиллях немає

Проводимо розрахунок на підбір арматури для колон та ригелів за



допомогою діалогових панелей “залізобетон”

Рис. 6.6 Підбір арматури в колонах

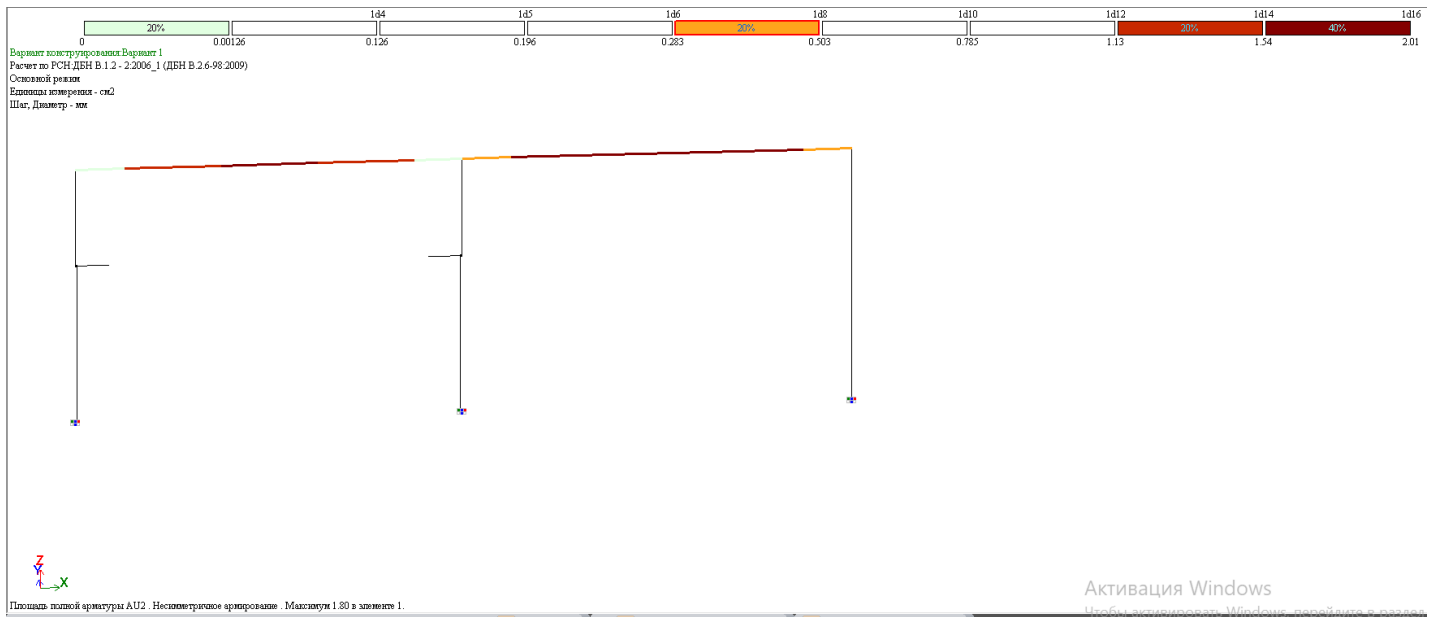


Рис. 6.7 Підбір арматури несиметричної в ригелях нижня (розтягнута зона)

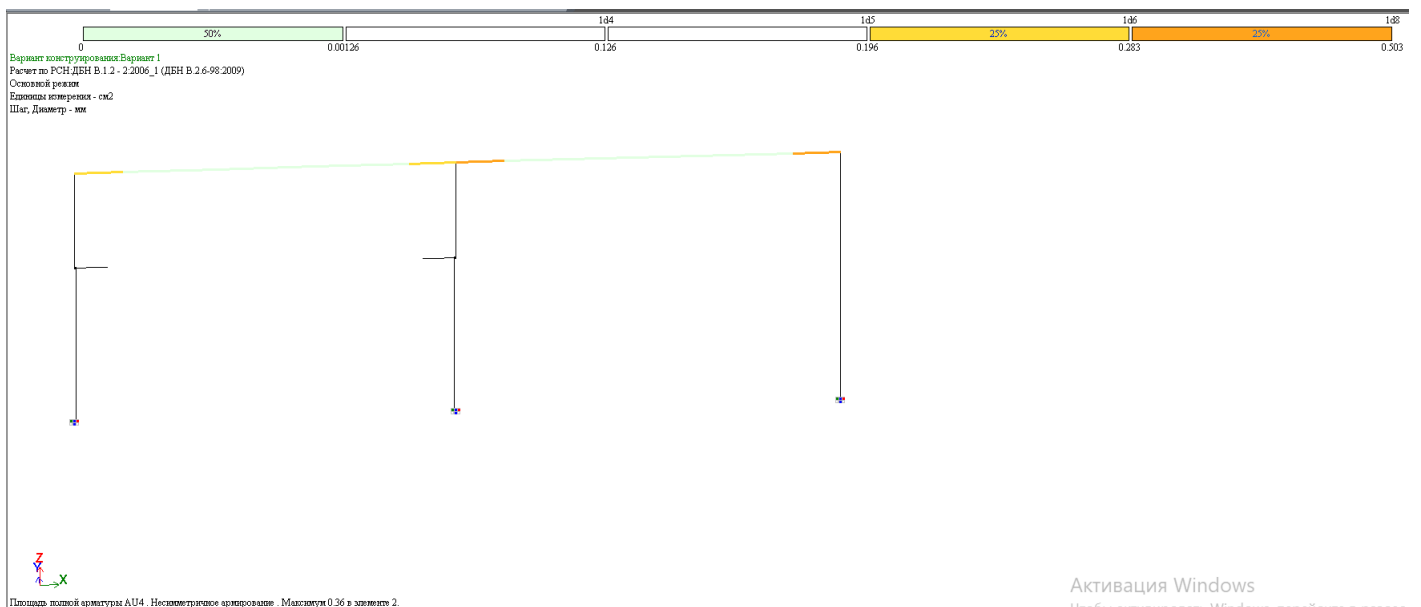


Рис. 6.8 Підбір арматури несиметричної в ригелях верхня (стиснута зона)

Отже, для колон площа симетричної арматури становить 3.8 см²(рис. 6.6), а для ригелів несиметрична арматура у верхній зоні 0,53 см² (рис. 6.7), у нижній 2,01 см² (рис. 6.8),

6.2 Аналіз деформованого стану

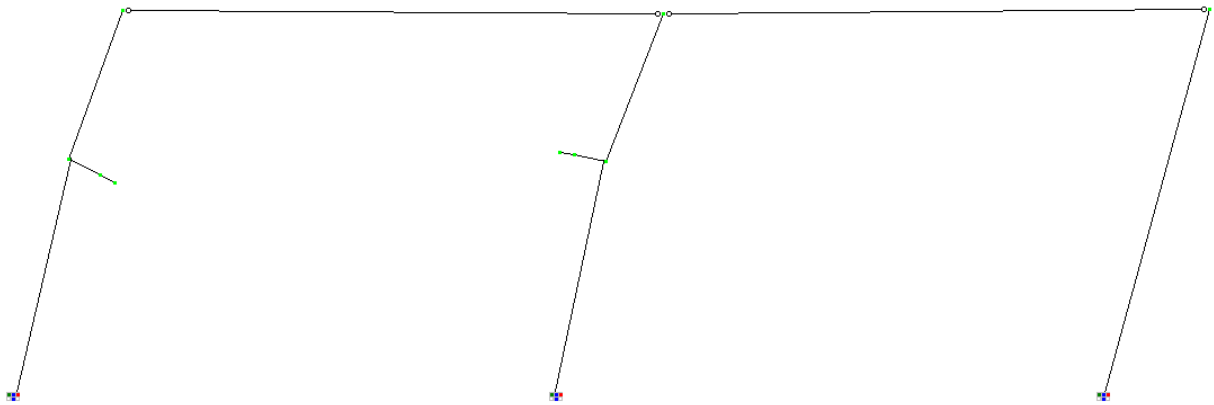


Рис. 6.9 Плоска рама Деформована схема меблевого цеху фабрики “
Побутові меблі ”

Таблиця 6.4 Максимальні переміщення в середині прольоту Р-1 по
РСН6

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100 \%$
1	Р-1	Лінійний розрахунок	2,32	-
2	Р-1	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	2,55	9,91
3	Р-1	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	7,22	211,2
4	Р-1	Кроковий метод	5,01	115,95

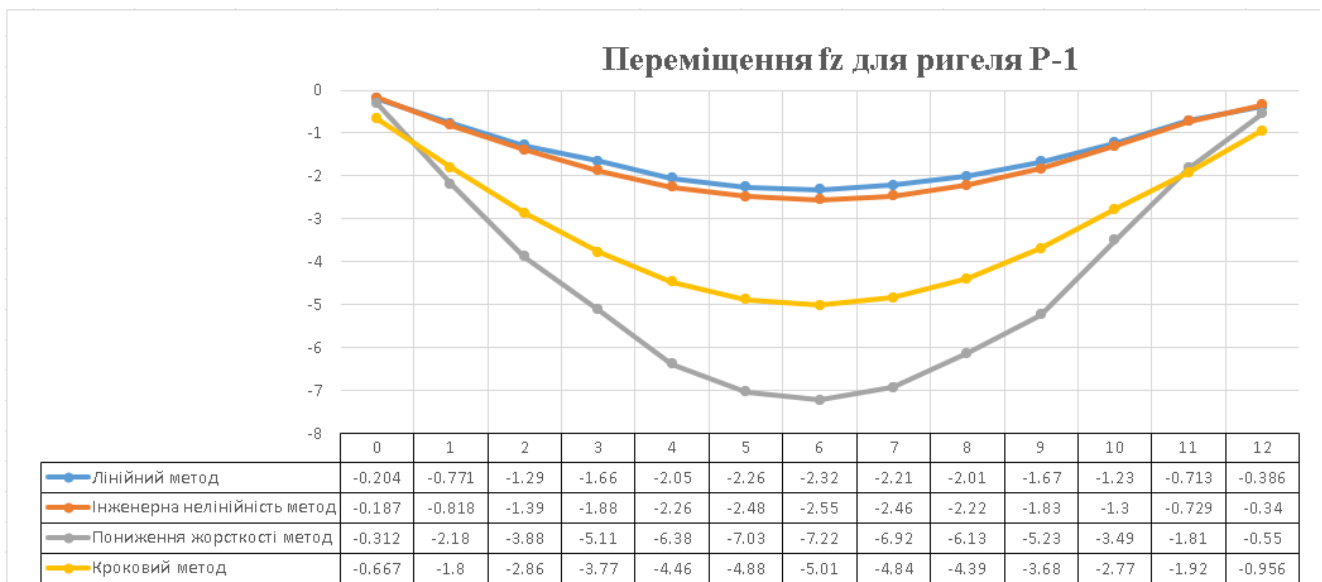


Рис. 6.10 Графіки максимальних переміщень ригеля Р-1 (в вузлах по вертикалі)

Таблиця 6.5 Максимальні величини переміщень в середині прольоту Р-2 по РСН6

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100\%$
1	Р-2	Лінійний розрахунок	2,37	-
2	Р-2	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	2,80	18,14
3	Р-2	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	7,42	213,08
4	Р-2	Кроковий метод	5,11	115,61

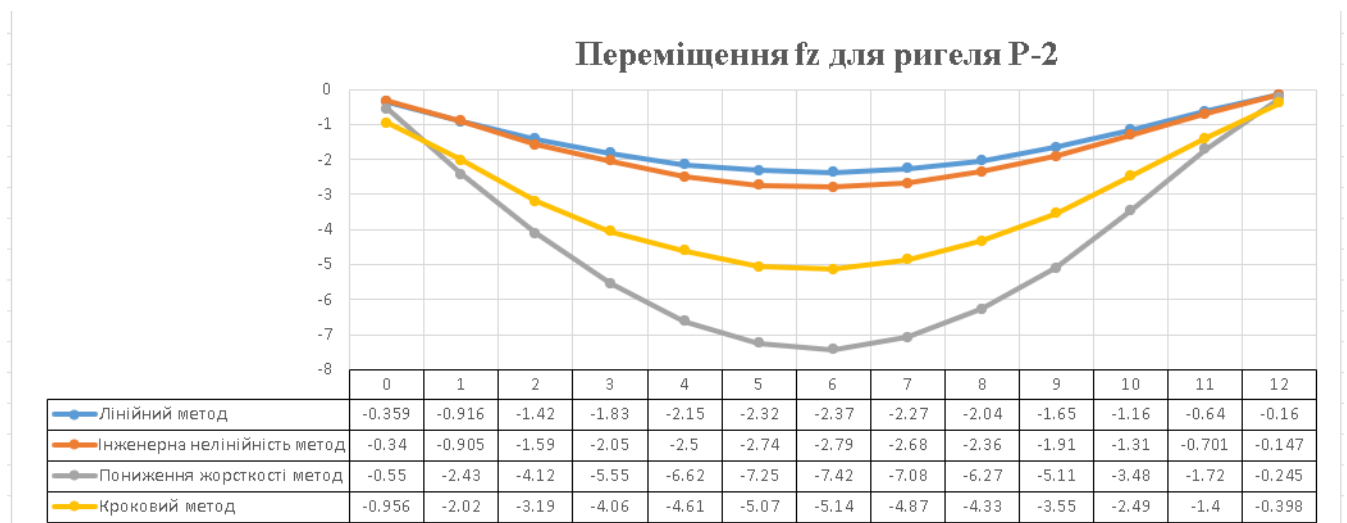


Рис. 6.11 Графіки максимальних переміщень ригеля Р-2 (в вузлах по вертикалі)

Таблиця 6.6 Максимальні переміщення надкранової частині колони КН-1 по РСН6

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100 \%$
1	КН-1	Лінійний розрахунок	6,76	-
2	КН-1	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	6,29	-6,95
3	КН-1	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	10,4	53,84
4	КН-1	Кроковий метод	8,15	20,56

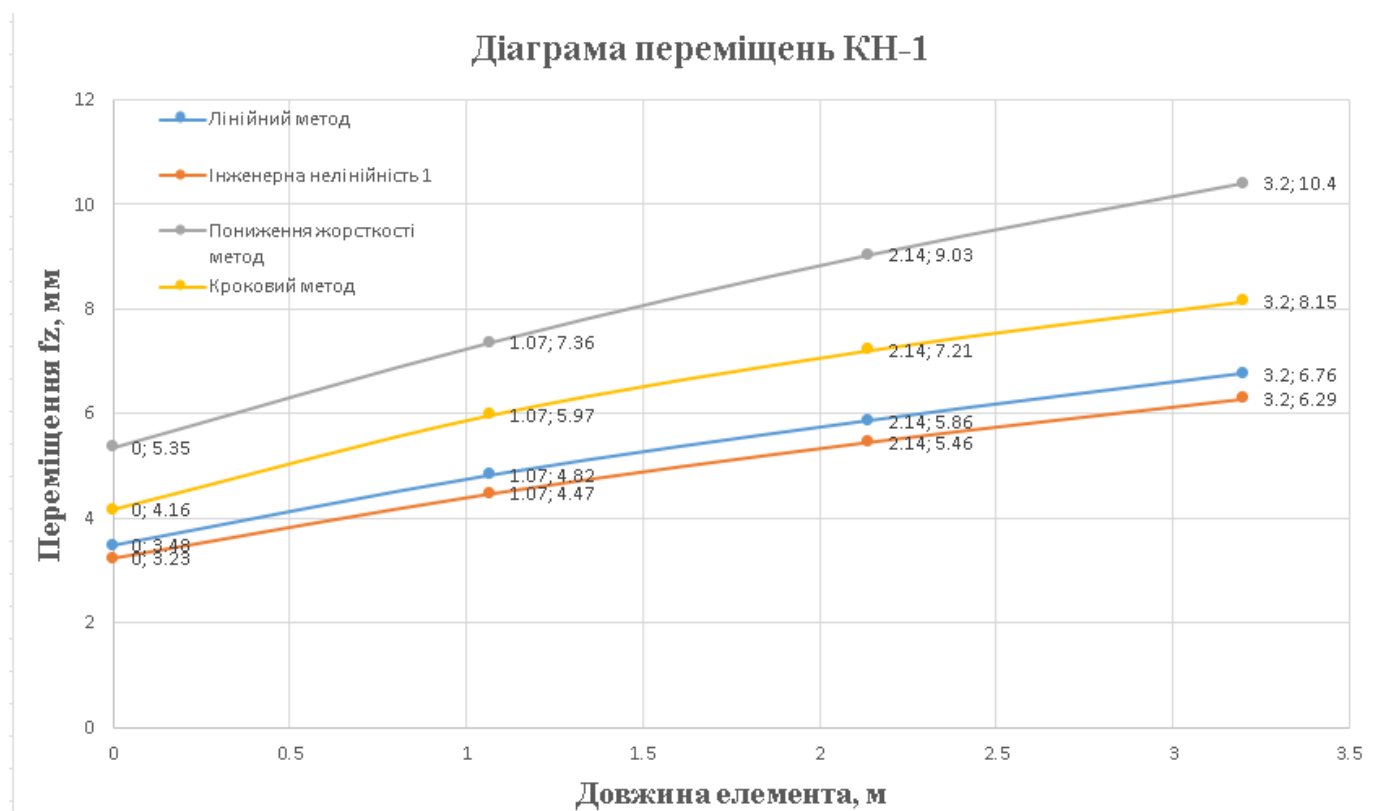


Рис. 6.12 Діаграма максимальних переміщень надкранової частини колони КН-1 по РСН(в вузлах по горизонталі)

Таблиця 6.7. Максимальні переміщення надкранової частини колони КН-2 по РСН6

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y + f_z)_i}{(f_y + f_z)_1} \cdot 100\%$
1	КН-2	Лінійний розрахунок	6,71	-
2	КН-2	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	6,24	-7,00
3	КН-2	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	10,3	53,5
4	КН-2	Кроковий метод	7,87	17,28

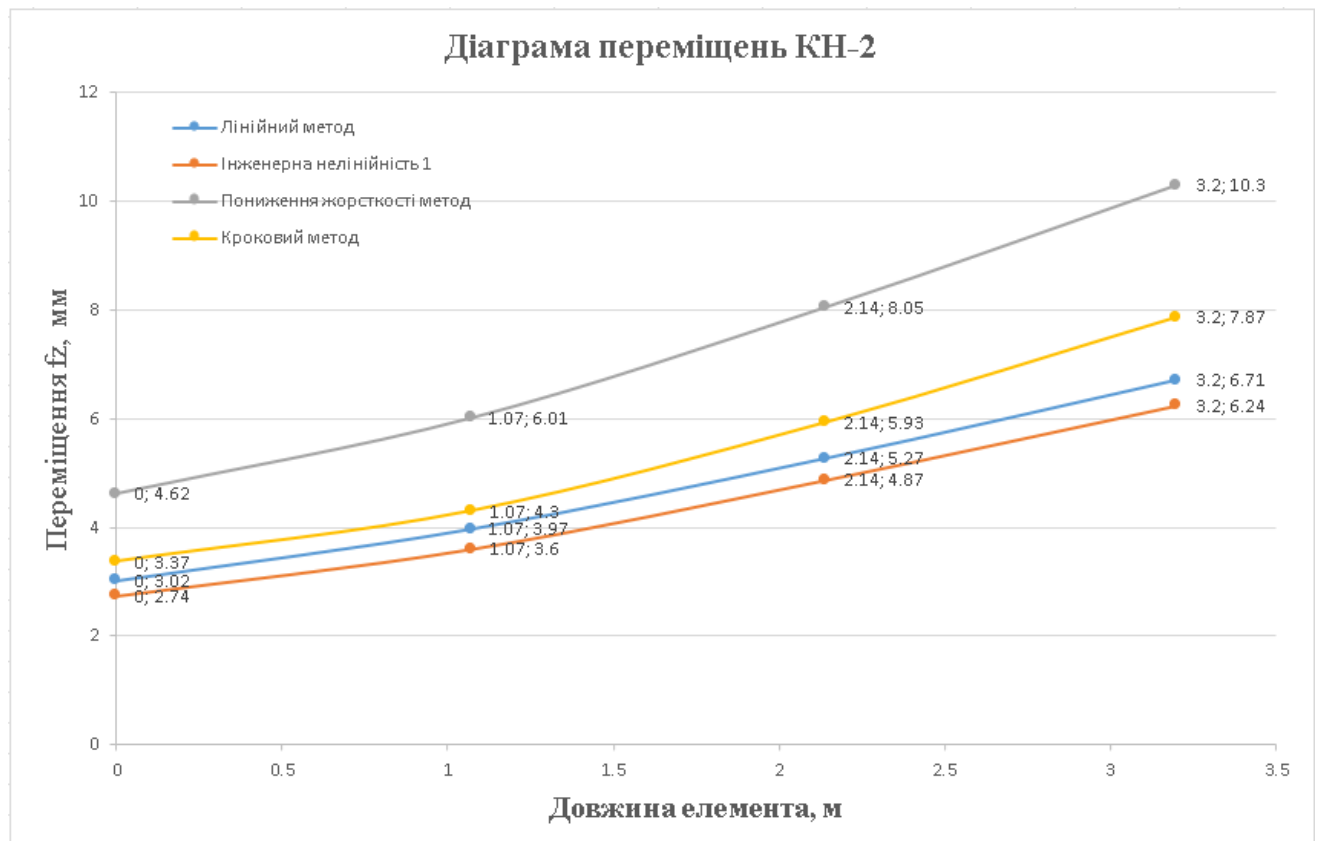


Рис. 6.13 Діаграма максимальних переміщень надкранової частини колони КН-2 по РСН(в вузлах по горизонталі)

Таблиця 6.8 Максимальні переміщення колони К-1 по РСН6

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100 \%$
1	К-1	Лінійний розрахунок	6,71	-
2	К-1	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	6,24	-7,00
3	К-1	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	10,3	53,3
4	К-1	Кроковий метод	7,76	15,64

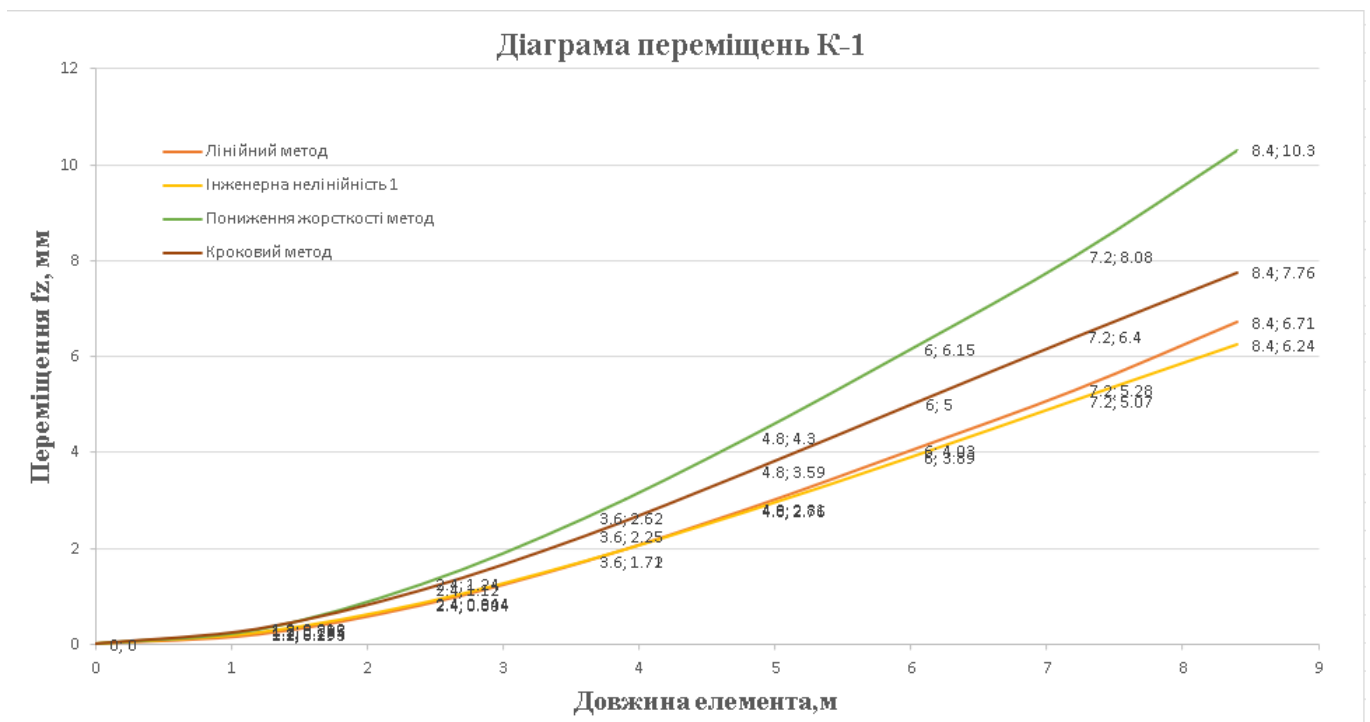


Рис. 6.14 Діаграма максимальних переміщень колони К-1 (в вузлах по горизонталі)

Таблиця 6.9 Максимальні переміщення підкрановій частині колони КП-1 по РСН6

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100\%$
1	КП-1	Лінійний розрахунок	3,48	-
2	КП-1	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	3,23	-7,18
3	КП-1	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	5,35	53,73
4	КП-1	Кроковий метод	4,16	19,54

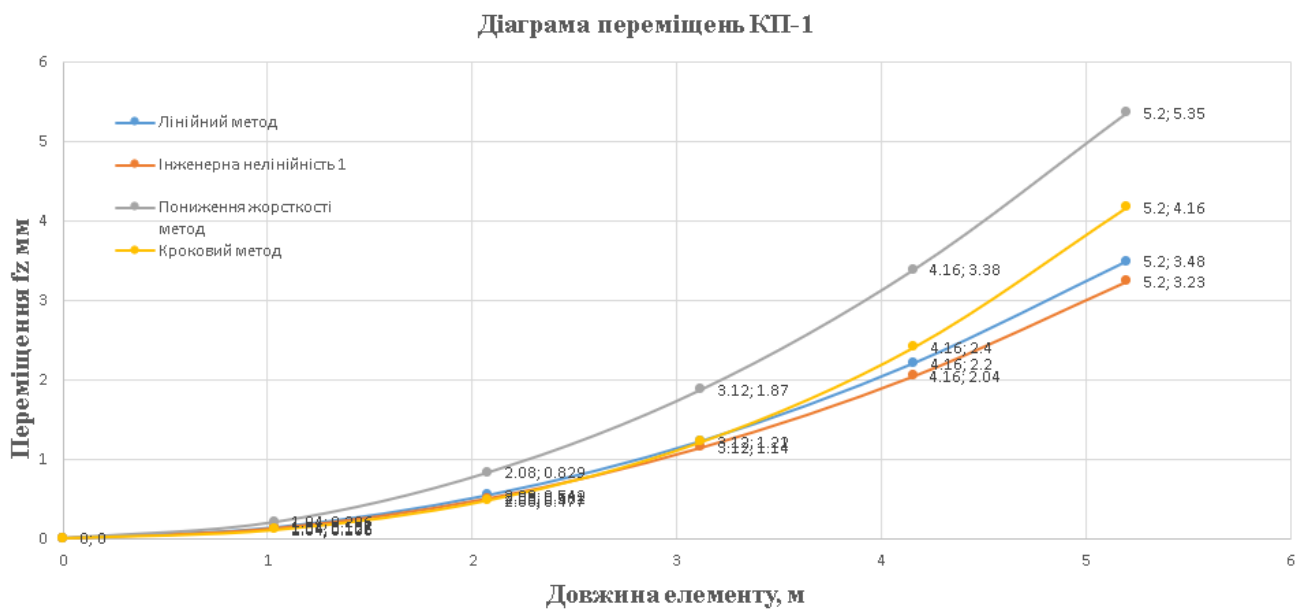


Рис. 6.15 Діаграма максимальних переміщень підкрановій частині колони КП-1 (в вузлах по горизонталі)

Таблиця 6.10 Максимальні переміщення підкрановій частині колони КП-2 по РСН6

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100\%$
1	КП-2	Лінійний розрахунок	3,02	-
2	КП-2	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	2,74	-9,27
3	КП-2	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	4,62	52,98
4	КП-2	Кроковий метод	3,37	11,58

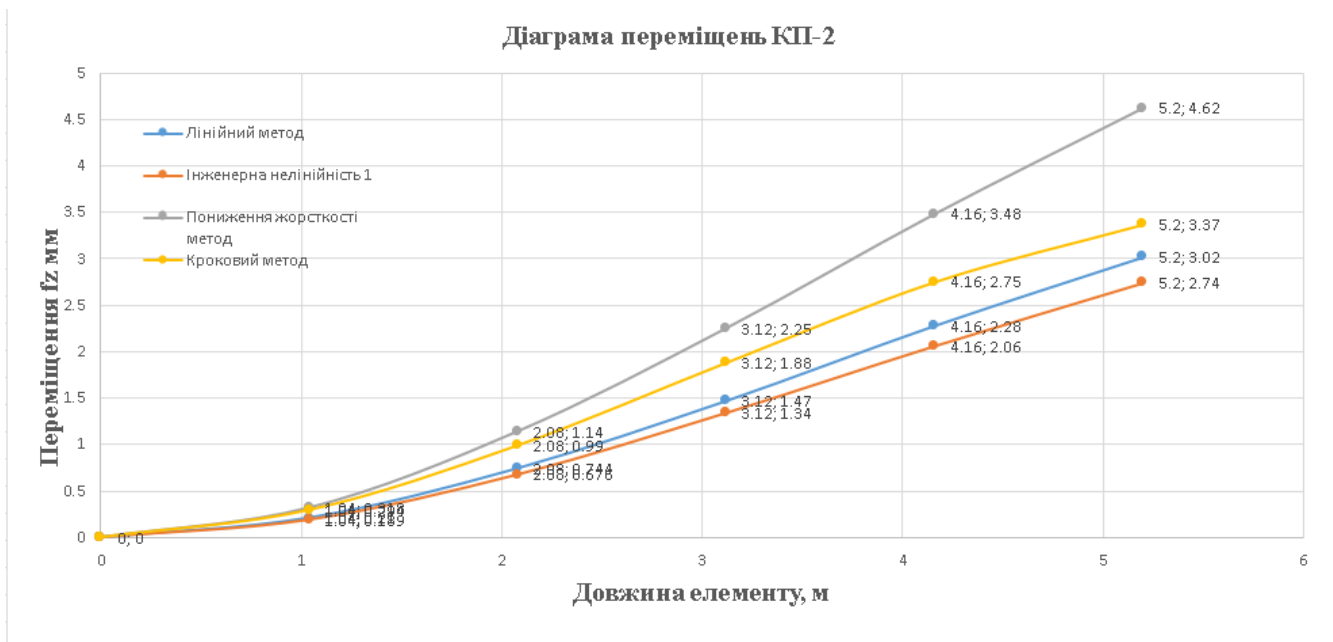


Рис. 6.16 Діаграма переміщень підкранової частини колони КП-2 (в вузлах по горизонталі)

Порівнявши максимальні переміщення всіх елементів приходимо до висновку, що самі точні та реальні переміщення вийшли по кроковому методу №4, також зрівнявши розкриття тріщин можна прийти до виводу що закладена та запропонована програмою арматура підходить та проходить по напругам.

6.3 Аналіз тріщиноутворення

В ригелях ми бачимо наступну картину. На опорах напруги мінімальні від $-9,05 \text{ т/м}^2$ до $-174,13 \text{ т/м}^2$ в середині прольоту потім напруги повертаються

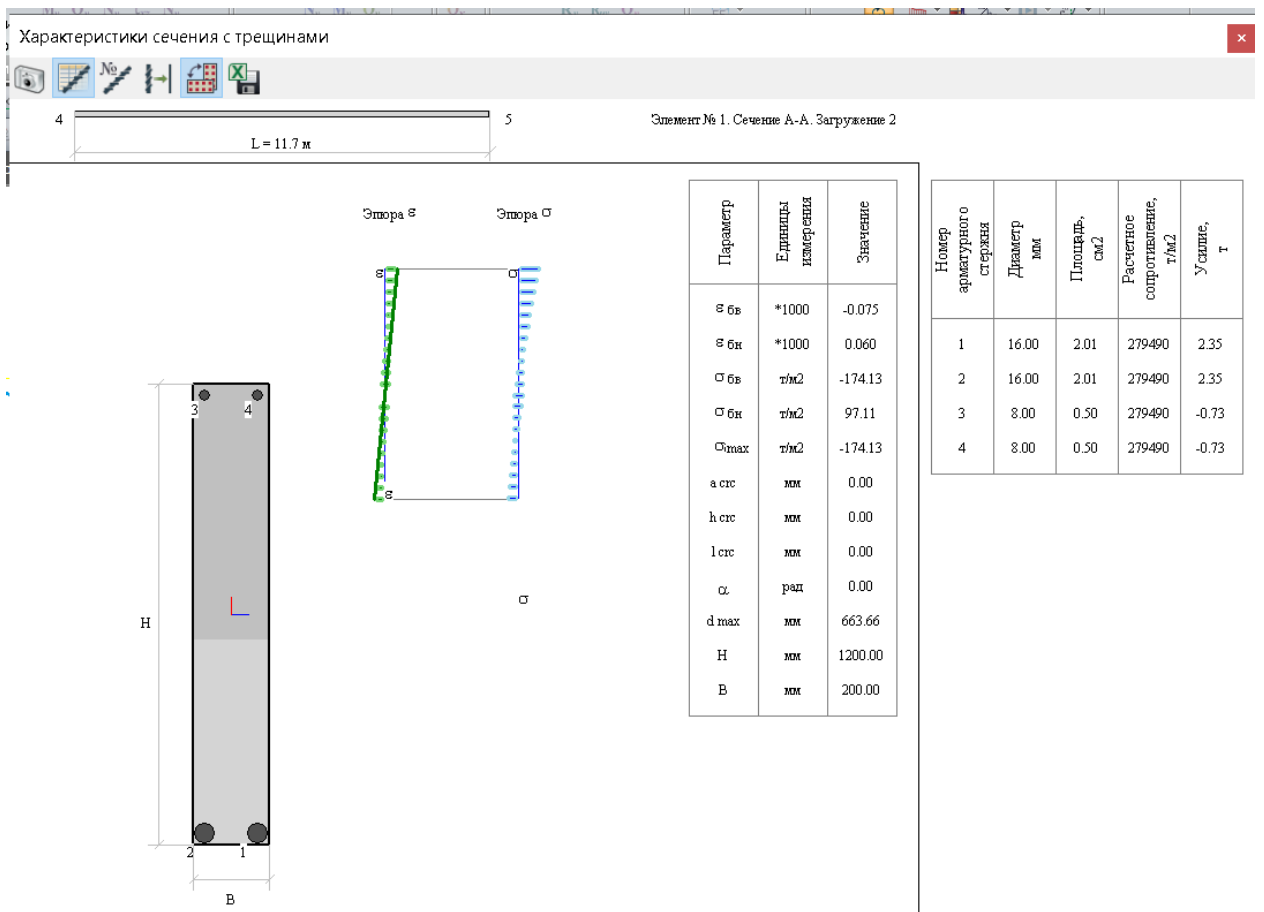


Рис . 6.17 Диалогове вікно “Характеристика сечень з тріщинами ” (Тріщини в Р-1 в середині прольоту)

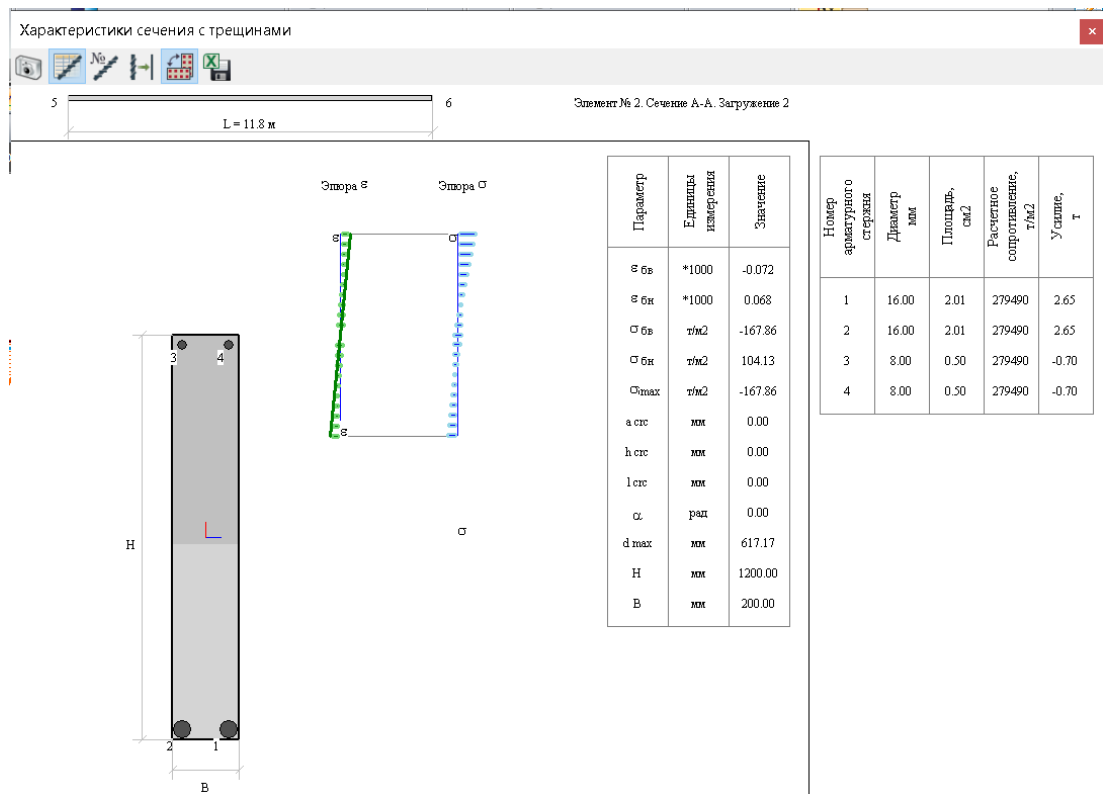


Рис. 6.18 Трещины в середине прольоту Р-2

В крайній колоні прольоту напруги арматури максимальні на опорі - $234,75 \text{ т/м}^2$ та спадають до верху колони до $-16,95 \text{ т/м}^2$

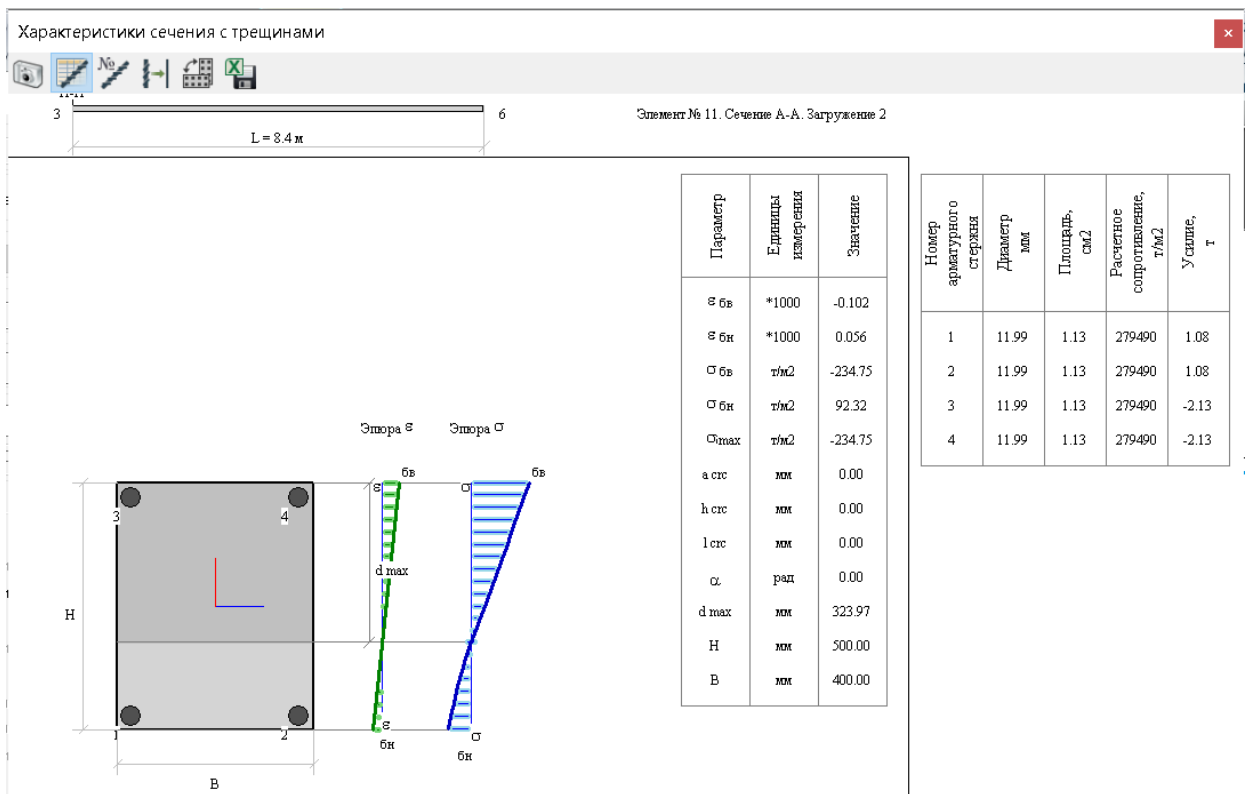


Рис. 6.19 Трещины в К-1 (на опори)

В колонах підкранової частини КП-1 бачу що в опорі бетон стиснутий та має напруги арматури $-261,24 \text{ т/м}^2$ та з'являється розтягнута зона яка починається в першому січенні розміром d_{max} - 592,52 мм та в підкрановій частині претворюється в σ_{max} - 289,65 т/м² та розмір стиснутої зони 501,98 мм

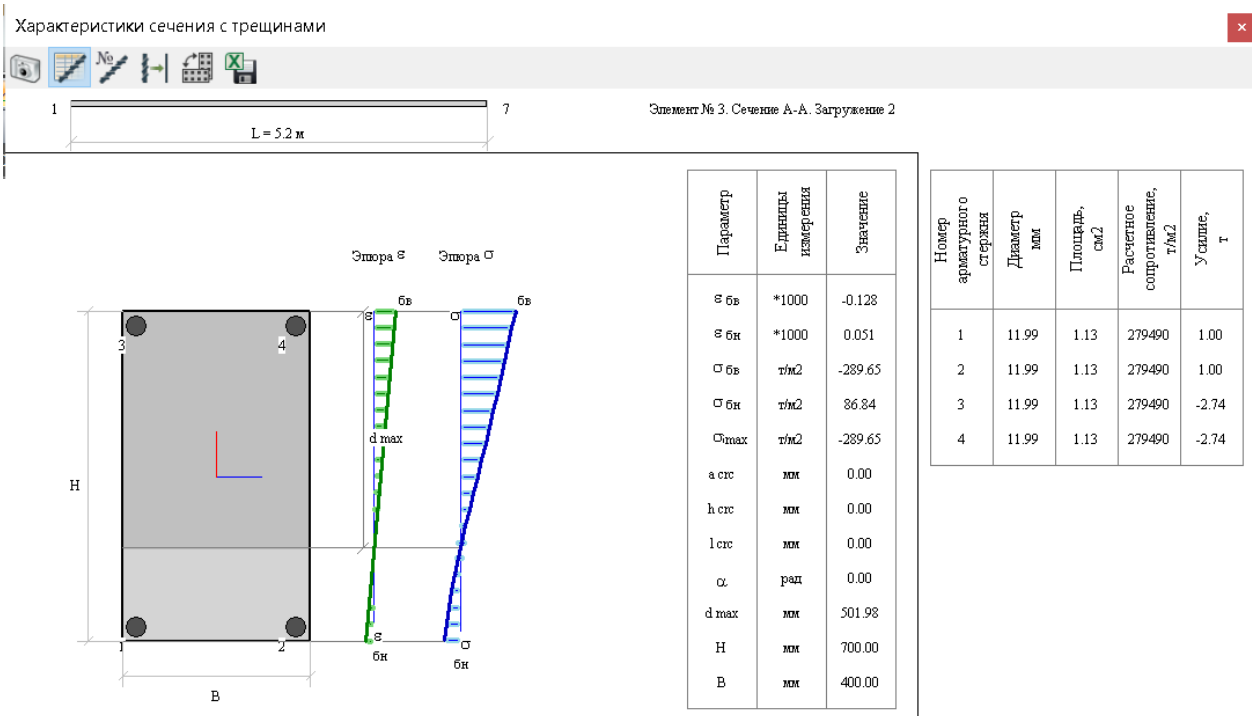


Рис. 6.20 Розкриття тріщин в КП-1 (біля консолі)

В центральній колоні КП-2 Видно що вже на опорі бетон працює на стиск та арматура на розтяг максимальна висота стиснутої приопорної зони становить 483,93 мм та максимальні напруги – $-402,85 \text{ т/м}^2$. Потім бетон поступово зменшує свої напруження та висоту стиснутої зони в середині привівши до практично всього стиснутого тіла бетону з максимальною напругою в $-222,56 \text{ т/м}^2$. Проглядаючи наступні перерізи стиснута зона бетону змінює своє положення починаючи з іншої сторони її розмір та характеристики можна побачити на (Рис. 6.21)

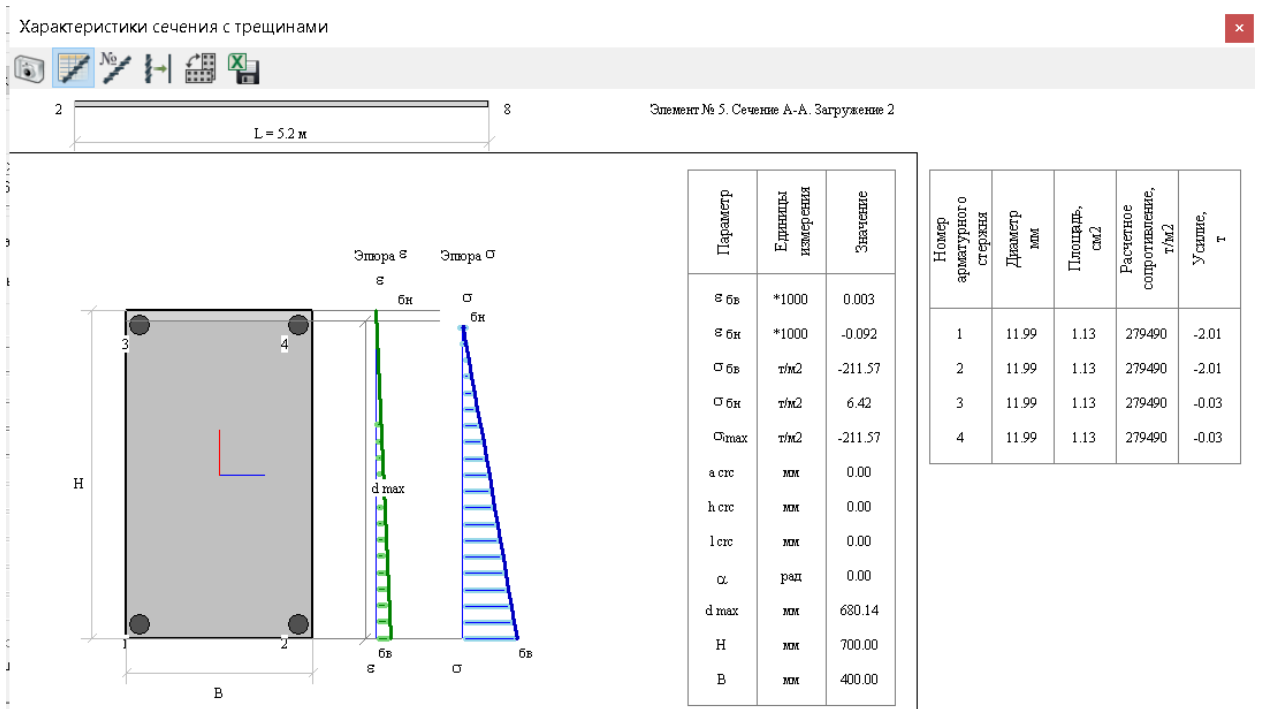


Рис. 6.21 Тріщини в КП-2 (Біля консолі)

На колонах КН-1 та КН-2 видно що в консольній частині у них знаходяться максимальні напруження для КН-1 вони дорівнюють $-156,68 \text{ т/м}^2$ та максимальна висота стиснутої зони $339,66 \text{ мм}$ В КН-2 ці навантаження більші – $265,10$ та висота стиснутої зони – $326,95 \text{ мм}$ це не призводить до руйнування бетону. Захисний шар підібраний вірно, розкриття тріщин допустиме, підвищувати площу арматури не потрібно.

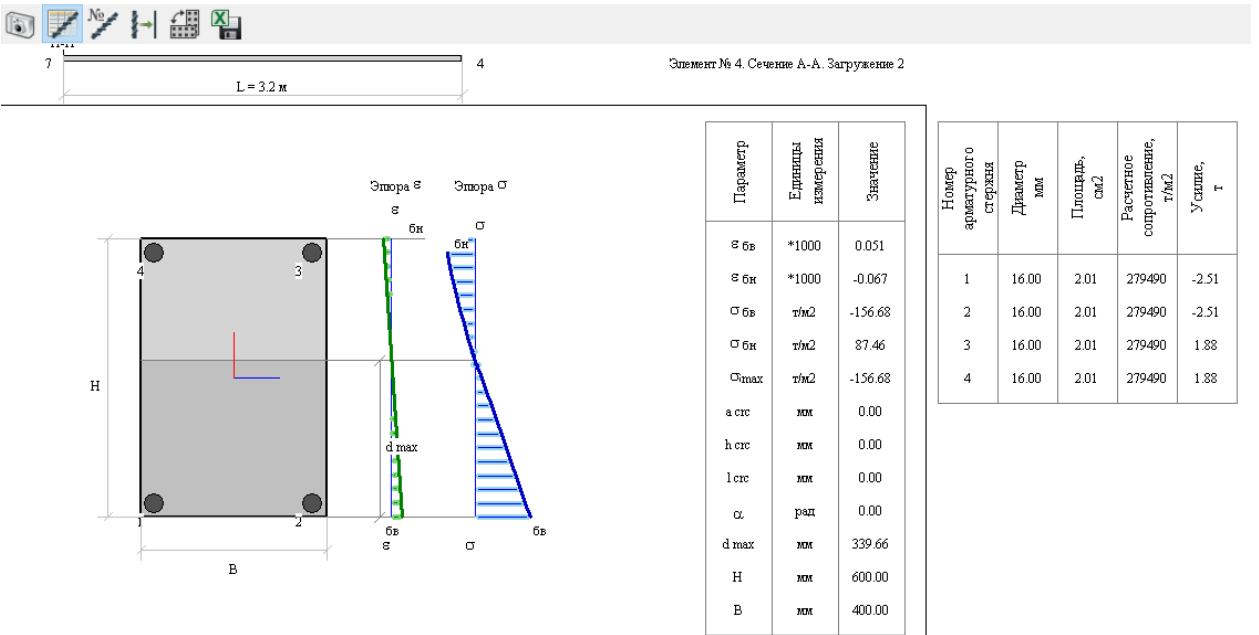


Рис. 6.22 Розкриття тріщин в КН-1(Біля консолі)

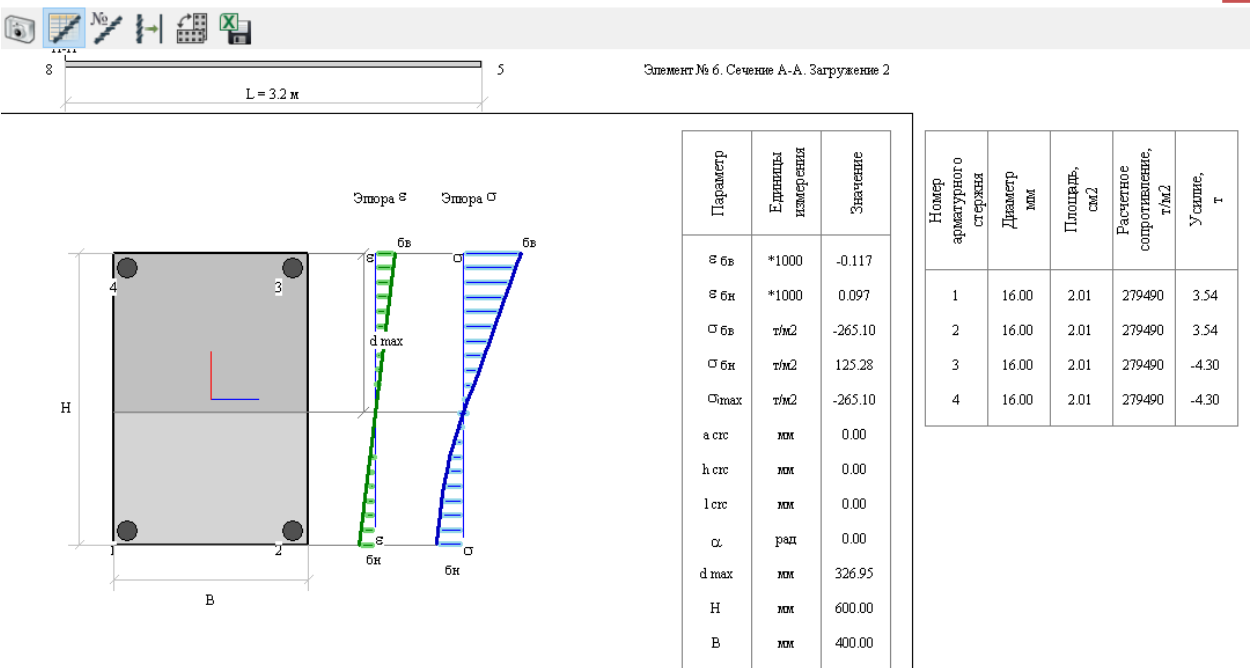


Рис. 6.23 Розкриття тріщин в КН-2(Біля консолі)

ВИСНОВКИ ПО ПРОВЕДЕНІЙ РОБОТІ

Виконавши в цій роботі дослідження конструкції промислової будівлі, що складається з окремих елементів, які з'єднуються між собою за допомогою болтів, зварювання, задавши розрахункову схему, за допомогою різних підходів було встановлене наступне:

1. Визначив найбільш реалістичні переміщення елементів з/б. каркасу на нашу думку дає кроковий спосіб прикладення навантаження та моделювання стержневих елементів розрахункової схеми фізично нелінійними стержньовими елементами SE210. За цим методом величини прогинів розрахунку найбільш наближені до результатів розрахунку за рекомендаціями норм [22]

Практика реального проектування вказує на спосіб «грубого» пониження початкового модуля пружності, як такий, параметри деформативності за яким найбільше відповідають емпіричним значенням прогинів плит (балок).

Метод №4- метод покрокового завдання на конструкцію є більш точним та базується на врахуванні фізично нелінійної роботи матеріалу

3. Одержані результати показали, що необхідно для коректного аналізу результатів за 2 ГС виконувати статичний розрахунок елементів каркасу з урахування фізично нелінійної роботи бетону.

4. Перспективою майбутніх досліджень є виконання натурного есперименту з визначення переміщень (в тому числі й прогинів) елементів залізобетонного каркасу, що експлуатується. Порівняння експериментальних переміщень з теоретичними, обчисленими за методиками ПК Ліра-САПР, що наведені вище.

CONCLUSIONS ON THE CARRIED OUT ROBOTIC RESEARCH

Having carried out in this work a study of the structure of an industrial building consisting of individual elements that are connected to each other with the help of bolts, welding, setting the calculation scheme, using different approaches the following was established:

1. Determined the most realistic movements of elements of the s/b. frame, in our opinion, provides a step-by-step way of applying the load and modeling the rod elements of the calculation scheme with physically non-linear rod elements CE210. According to this method, the values of calculated deflections are the closest to the results of the calculation according to the recommendations of the norms [22]

The practice of real design indicates a way to "roughly" lower the initial modulus of elasticity, as such, the parameters of deformability according to which most closely correspond to the empirical values of deflections of plates (beams).

Method №. 4 - the step-by-step design task method is more accurate and is based on taking into account the physically non-linear operation of the material.

3. The obtained results showed that it is necessary to perform a static calculation of frame elements taking into account the physically non-linear operation of concrete for the correct analysis of the results for 2 GS.

4. The prospect of future research is to carry out a field experiment to determine the movements (including deflections) of the elements of the reinforced concrete frame in operation. Comparison of experimental displacements with theoretical displacements calculated by PC Lear-CAD methods given above.

Література

1. Евсеев Н.А. Учет физической нелинейности железобетонных конструкций при численных расчетах конструктивных систем // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 5 (64). С. 66–70. <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2017-14-5-66-70>
2. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Учет физической нелинейности при расчете железобетонных монолитных конструкций высотных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. 2005. № 1. С. 4–8.
3. Теплых А.В. Применение оболочечных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 6. С. 49–52.
4. Теплых А.В. Применение оболочечных и объемных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 3. С. 4–20. <https://doi.org/10.18720/MCE.21.4>
5. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. Киев: Факт, 2004. 106 с.
6. Фиалко С.Ю. Четырехузловой конечный элемент для моделирования поведения тонкостенных железобетонных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5 (49). С. 27–36. <https://doi.org/10.5862/MCE.49.3>
7. Фиалко С.Ю. Применение метода конечных элементов к анализу прочности и несущей способности тонкостенных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности. М.: АСВ, 2018. 192 с.
8. Корсун В.И., Недорезов А.В., Макаренко С.Ю. Сопоставительный анализ критериев прочности для бетонов // Современное промышленное и гражданское строительство. 2014. № 1. С. 65–78.
9. Теплых А.В. Применение оболочечных и объемных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 3. С. 4–20. <https://doi.org/10.18720/MCE.21.4>
10. Клованич С.Ф., Мироненко И.Н. Метод конечных элементов в механике железобетона. Одесса: ОНМУ, 2007. 110 с.
11. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Учет физической нелинейности при расчете железобетонных монолитных конструкций высотных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. 2005. № 1. С. 4–8.

12. Блохина Н.С. Проблема учета физической нелинейности при расчете строительных конструкций // Вестник МГСУ. 2011. № 6. С. 384–387.
13. Fialko S.Yu., Karpilovskyi V.S. Triangular and quadrilateral flat shell finite elements for nonlinear analysis of thin-walled reinforced concrete structures in SCAD software // Proceedings of the 11th International Conference “Shell Structures: Theory and Applications”, (SSTA 2017), October 11–13, 2017. Gdansk, Poland, 2017. Vol. 4. P. 367–370. <https://doi.org/10.1201/9781315166605-83>
14. Hagsten L.G., Rasmussen A.B., Fisker J. Strain capacity of reinforced concrete members subjected to uniaxial tension // Procedia engineering. 2017. № 172. P. 338–346. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.038>
15. ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.»
16. Рудых О.Л., Соколов Г.П., Пахомов В.Л. Введение в нелинейную строительную механику. М.: АСВ, 1998. 103 с.
17. Tur V., Nadolski V. A first attempt to determine the partial factors according to Eurocodes for the verification of ULS of steel elements for conditions of the Republic of Belarus // Journal of Sustainable Architecture and Civil Engineering. 2016. №1/14. P. 44–50. <https://doi.org/10.5755/j01.sace.14.1.15066>
18. Руководство по выбору проективных решений фундаментов М. 1984.
19. СНиП 2,02.01-83 Основание зданий и сооружений М 1984.
20. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування.-К: Мінбуд України, 2006, 75 с.
21. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель та споруд. Теплова ізоляція будівель.-К: Мінбуд України, 2006.
22. ДБН В.2.2-9-99. Будинки та споруди. Громадські будівлі.
23. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 202.01-83) М 1986.
24. СНиП 2.02.03-85 свайные фундаменты М.1986.
25. П.П. Мандриков. Примеры расчета железобетонных конструкций М.1989.
26. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и к СНиП 2.02.01-83) М. 1989.
27. Л.Н. Шутенко Курсова и дипломное проектирование. Основание и фундаменты К.1989.
28. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. М.1985.
29. Серия 1.412.1-6. Фундаменты монолитные железобетонные на естественном основании под типовые одноэтажных и многоэтажных производственных зданий. В 0,12,3 ЦИТП. Госстроя СССР. М.1988.
30. Методические указания 053-10 и программа выбора на ЭВМ оптимального варианта свайных фундаментов. Ровно 1983.

31. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного натяжения арматуры М.1978.
32. Инженерные решения по охране труда в строительстве. Под ред Г.Г. Орловак М.1985.
33. Санитарные нормы проектирования промышленных предприятий СН 245-71. М.1971.
34. Указания по определению категории производства по взрывной, взрывопожарной и пожарной опасности СН 463-74 М.1975.
35. Перечин предприятий, зданий и помещений бытового обслуживания населения, подлежащих оборудованию автоматическими средствами пожаротушения. МинБЫТ УССР.1986г.
36. СНиП III-4-80*. Техника безопасности в строительстве. М.1980.
37. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83).
38. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика под ред. Е.А. Сорочана. М.1985.
39. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М. Металеві конструкції. – Львів, видавництво «Світ», 1994 – 280с.
40. Шерешевський І. А. Конструирование гражданських зданий и сооружений. – Л.: Стройиздат, 1979.

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.

ВРАХУВАННЯ ФІЗИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПРИ РОЗРАХУНКУ ПЛОСКОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ РАМИ З ВИКОРИСТАННЯМ ОБЧИСЛЮВАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ ПК ЛИРА

Митрофанов В.В., студент 2м курсу, спец. «Будівництво та цивільна інженерія», ФБТ
Науковий керівник: к.т.н., доцент Н.М. Срібняк
Сумський НАУ

В даний час при проектуванні будівельних конструкцій в основному використовується лінійна постановка. Це дозволяє суттєво скоротити складність розрахунків та витрати часу на їх проведення. Для більш детального дослідження роботи споруд потрібно враховувати нелінійну поведінку конструкції при виконання розрахункових процедур. При розрахунку залізобетонних конструкцій з використанням нелінійних діаграм де формування бетону і сталі вдається отримати більш точну картину напружено-деформованого стану будівельних конструкцій, що дає можливість ефективного використання можливостей конструкційних матеріалів при розрахунку елементів конструкцій на міцність, жорсткість по другій групі граничних станів або на стійкість.

Для врахування фізичної нелінійності необхідно вибрати модель деформування для матеріалу. Особливістю розрахунку залізобетону є те, що дані задаються як для бетону, так і для арматури. Робота бетону описується на основі деформаційної теорії пластичності, теорії пластичної течії Друкера-Прагера або теорії пластичної течії Генієва.

Для оцінки впливу фізичної нелінійності на величину переміщень і зусиль була створена тестова модель, якої проведено лінійний розрахунок, розрахунки з використанням різних варіантів нелінійних теорій, а також розрахунок, у якому для обліку нелінійної роботи матеріалу використовувалися понижувальні коефіцієнти для модуля пружності матеріалу відповідно до DBN B.2.6-218:2019. Розрахункова модель створювалася в системі міцнісного аналізу та проектування конструкцій системи ПК ЛИРА-САПР (версія 2022.) Об'єктом вивчення була обрана збірна залізобетонна рама пролітом $l = 24$ м, висотою $h = 8,4$ м, перетином колон 400 мм \times 400 мм та перетином ригеля 400 мм \times 600 мм, з жорстким затисканням баз колон. На ферму прикладено розподілене навантаження інтенсивністю 3 т/м по всій довжині прольоту та зосереджене навантаження 5 т на відстані 2 м від правого краю ферми. На колони діє розподілене навантаження (зліва направо) інтенсивністю 7 т/м по всій висоті.

Лінійний розрахунок проводиться у двох варіантах. Перший варіант передбачає постійне значення модуля пружності бетону. У другому варіанті модуль пружності бетону змінюється відповідно до рекомендацій B.2.6-218:2019 що імітує нелінійний розрахунок. Після виконання лінійного розрахунку схема перетворюється для виконання розрахунку з урахуванням фізичної нелінійності. Елементом призначається тип № 405 (просторовий стрижень з урахуванням фізичної нелінійності).

Вибір розрахункової теорії відбувається на етапі створення розрахункової моделі при заданні жорсткості елементам. Нелінійний режим розрахунку викликається установкою прапорця «Фізична нелінійність» у діалоговому вікні «Жорсткість». Після встановлення прапорця з'являється діалогове вікно «Матеріали», в якому можна вказати фізико-механічні характеристики матеріалу та вибрати варіант теорії. Програма забезпечує два варіанти пластичної поведінки матеріалу: відповідно до деформаційної теорії пластичності та теорії пластичного перебігу. За умовчанням використовується деформаційна теорія пластичності. Після завдання характеристик матеріалів є можливість візуалізувати діаграму «Напряга – деформація».

Далі задається схема армування залізобетонних елементів та ці елементи включаються до групи конструктивних залізобетонних елементів. Розв'язання нелінійної задачі програмними комплексами проводиться кроковим методом. Процесор організовує крокове навантаження конструкції і забезпечує рішення лінеаризованої системи рівнянь на кожному кроці для поточного збільшення вектора вузлових навантажень, сформованого для конкретного навантаження. Параметри крокового процесу були сформовані у вкладці «Моделювання нелінійних навантажень».

У реальній практиці будівельного проектування розрахунок частіше проводять без обліку фізичної нелінійності роботи матеріалу, і застосування нелінійного розрахунку може здатися зайвою процедурою. Оскільки при врахуванні фізичної нелінійності максимальна напруга в конструкціях може не тільки зменшитися, а й зрости в порівнянні з лінійним розрахунком, запас міцності по лінійному розрахунку в одних місцях конструкції (наприклад, на опорах балок перекриттів) виявляється зайвим, а в інших місцях є недостатнім. Крім цього, лінійний розрахунок недооцінює величину переміщень елементів конструкцій. Тому застосування нелінійних розрахунків має стати стандартною процедурою при розрахунку конструкцій будівель, їх варто використовувати і в тих випадках, коли застосування простих стандартних методів розрахунку перерізів є недостатнім і не дає повної інформації про поведінку конструктивної системи.

Нелінійний розрахунок може виявитися корисним при оцінці міцності вже готової конструкції, при розрахунку елементів конструкцій на жорсткість по другій групі граничних станів або на стійкість. Різносторонність отриманих результатів вимагає додаткових верифікаційних перевірок.

Жаріков Е.С., Волошко Т.П. РОЛЬ АВТОМОБІЛЬНОГО ТРАНСПОРТУ У СІЛЬСЬКОМУ ГОСПОДАРСТВІ.....	72
Жогло Д.О., Бородай А.С. ДО АНАЛІЗУ ПРОБЛЕМИ ЗБЕРЕЖЕННЯ ПАМ'ЯТОК КУЛЬТУРНОЇ СПАДЩИНИ В СУМСЬКІЙ ОБЛАСТІ В УМОВАХ ВІЙСЬКОВОЇ АГРЕСІЇ.....	73
Забуга О.О., Срібняк Н.М. КЛАСИФІКАЦІЯ УКРИТТІВ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ	74
Заворотько Є.О., Бородай Д.С. ФАКТОРИ І ПРИНЦИПИ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА ПРОЄКТУВАННЯ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ.....	75
Загорулько І.Ю., Циганенко Л.А., Циганенко Г.М. ВРАХУВАННЯ ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ НА КАРКАС БУДІВЛІ НА ПРИКЛАДІ ТОРГОВО-ОФІСНОГО ЦЕНТРУ У М. ПОЛТАВА	76
Іваній А. В. ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ ПОКРИТТЯ ПРИ ЗМІНІ НАВАНТАЖЕННЯ ДЛЯ МОНТАЖУ СЕС.....	77
Кизим К.Р., Бородай Д.С. КРИТЕРІЇ ДЛЯ СТВОРЕННЯ ІНФРАСТРУКТУРИ ДЛЯ ВІДПОЧИНКУ У КАРПАТАХ.....	78
Клименко В.О., Бородай Д.С. АНАЛІЗ МЕРЕЖІ ГОТЕЛІВ В СТРУКТУРІ МІСТА СУМИ	79
Кравченко А.В., Савченко О.С., Савченко Л.Г. ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛЕЖНОСТІ ОПОРНИХ ЗГИНАЛЬНИХ МОМЕНТІВ В ЗАЦЕМЛЕНИХ БАГАТОПУСТОТНИХ ПЛИТАХ ПЕРЕКРИТТЯ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМУВАННЯ ВІД ЖОРСТКОСТІ ОСНОВИ.....	80
Кручик А.М., Андрух С.Л. ГІДРОІЗОЛЯЦІЯ СТАРОЇ ЗАБУДОВИ	81
Кулик В.Ю., Срібняк Н.М., Галушка С.А. МЕТОД РЕГУЛЯЦІЇ ЗУСИЛЬ В СТРУКТУРНІЙ ПЛИТІ.....	82
Кучерявенко С.В., Андрух С.Л. ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ ПОЛІКАРБОНАТНИХ СИСТЕМ В БУДІВНИЦТВІ	83
Лампак В.М., Рудіченко О.І., Роговий С.І. МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОМПОЗИТНИХ МАТЕРІАЛІВ	84
Левицький А.О., Новицький О.П. СУМІСНА РОБОТА ТРУБОБЕТОННИХ КОЛОН ІЗ СТАЛЕВИМ ПЕРЕКРИТТЯМ	85
Левікова А.І., Бородай Д.С. ОСОБЛИВОСТІ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОГО ВИРІШЕННЯ ДИТЯЧИХ САДКІВ	86
Левікова А.І., Бородай Я.О. ОСОБЛИВОСТІ ТА ПРИЙОМИ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОГО ВИРІШЕННЯ БУДІВЕЛЬ ДИТЯЧИХ САДКІВ.....	87
Лимаренко Р., Сохошко В., Циганенко Л.А., Циганенко Г.М. ПИТАННЯ ЗАХИСНИХ УКРИТТІВ	88
Лихицький Ю.В., Горлач Т.Л. УМОВИ ПЕРЕВЕЗЕНЬ ЗЕРНОВИХ ВАНТАЖІВ	89
Лихицький Ю.В., Горлач Т.Л. ХАРАКТЕРИСТИКА ТА ВЛАСТИВОСТІ ЗЕРНА ЯК ВАНТАЖУ, ЩО ПЕРЕВОЗИТЬСЯ.....	90
Лобанов В.В., Бородай А.С. ОСОБЛИВОСТІ ФОРМУВАННЯ СУЧАСНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ В УМОВАХ СЬОГОДЕННЯ	91
Лободін В.М., Новицький О.П. АНАЛІЗ МЕТОДІВ ЗАКРІПЛЕННЯ ОСНОВ ПРИ ЗВЕДЕННІ БУДІВЕЛЬ БІЛЯ РІЧОК.	92
Лузан Є.А., Бородай А.С. ПРОБЛЕМИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАКЛАДІВ ДЛЯ ВІДПОЧИНКУ І ОЗДОРОВЛЕННЯ В УКРАЇНІ.....	93
Макаренко В., Циганенко Л.А. ФОРМОУТВОРЕННЯ СТРУКТУРНИХ ГРАТОК.....	94
Макаров Ю.Ю., Сирота М.М., Срібняк Н.М. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЦИЛІНДРИЧНОЇ ОБОЛОНКИ В ЗАЛЕЖНОСТІ СТРИЛИ ПІДЙОМУ"	95
Мельниченко Ю.М., Саржанов О.А. ЗЕРНОВА КРИЗА ТА НАВІГАЦІЯ: ВИКЛИКИ ДЛЯ ГЛОБАЛЬНОЇ ПРОДОВОЛЬЧОЇ БЕЗПЕКИ.....	96
Митрофанов В.В., Срібняк Н.М. ВРАХУВАННЯ ФІЗИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПРИ РОЗРАХУНКУ ПЛОСКОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ РАМИ З ВИКОРИСТАННЯМ ОБЧИСЛЮВАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ ПК ЛИРА.....	97
Мірошник М.О., Бородай А.С. СИМВОЛІЗМ АРХІТЕКТУРИ СОБОРУ ПАРИЗЬКОЇ БОГОМАТЕРІ.....	98
Надеїна О.В., Срібняк Н.М., Галушка С.А. ВПЛИВ ТРИЩИНОУТВОРЕННЯ НА ПЕРЕРОЗПОДІЛ ЗУСИЛЬ В ПЕРЕКРИТТЯХ.....	99
Надтачєєв О.М., Новицький О.П. ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ПОРІВНЯННЯ МАТЕРІАЛІВ ТА МЕТОДІВ НАЙШВИДШИХ ВАРИАНТІВ УТЕПЛЕННЯ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ З УРАХУВАННЯМ ЯКОСТІ ВИКОНАННЯ РОБІТ	100
Нежинський Д.П., Новицький О.П. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ТА ЕКОЛОГІЧНОЇ ПРИДАТНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ЗОВНІШНЬОГО УТЕПЛЕННЯ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ В ПОРІВНЯННІ З ВНУТРІШНІМ УТЕПЛЕННЯМ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ В СИСТЕМАХ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	101
Нежинський Д.П., Новицький О.П. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ТА ЕКОЛОГІЧНОЇ ПРИДАТНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ НАБРИЗНОГО УТЕПЛЮВАЧА ПІНОПОЛІУРЕТАНУ НА ВІДМІНУ ВІД МІНЕРАЛЬНОЇ ВАТИ В СИСТЕМАХ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	102
Петрова С.М., Бородай Д.С. ОСНОВНІ ЕТАПИ ПРОЄКТУВАННЯ ТА ФОРМУВАННЯ ВНУТРІШНЬОГО ПРОСТОРУ ВЕТЕРИНАРНИХ КЛІНІК.....	103

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Меблевий цех фабрики “Побутові Меблі” в м.Коростень Житомирської обл.

Магістерська робота

Магістрант – Митрофанов Владислав Володимирович

Керівник – к.т.н., доцент Срібняк Наталія Миколаївна

Суми 2023

Актуальність розрахунку з/б каркасу, мета

Актуальність теми:

Як свідчить практичний досвід обстеження будівель, реальні прогини залізобетонних несучих горизонтальних елементів (плит, крокв'яних балок, ригелів каркасу) значно (в 2,5-3 рази) відрізняються від прогинів, обчислених теоретично в програмах, що реалізують метод скінчених елементів. Аналітичні формульні залежності, що базуються на передбаченні, що бетон є умовно пружним матеріалом, також надають занижену величину прогину.

Отже, саме в питанні реальної оцінки деформативності залізобетонних несучих елементів в експлуатаційній стадії слід теоретично обчислювати прогини таких конструкцій з урахуванням реальної фізично нелінійної роботи бетону.

Метою роботи є оцінка напружено-деформованого стану елементів просторового залізобетонного каркасу виробничої будівлі меблевого цеху при пружних жорстостях бетону та за різних методик, що враховують реальну нелінійну роботу бетону.

Завдання досліджень та об'єкт дослідження

Завдання

- ▶ - аналіз досвіду обстежень щодо деформативності елементів каркасу, особливостей роботи елементів каркасу під навантаженням, аналіз методик, що існують, які не враховують фізично нелінійну роботу матеріалу;
- ▶ - створити кінцевоелементну схему каркасу виробничої будівлі меблевого цеху в м. Коростень Житомирської області;
- ▶ - сформулювати етапів числового експерименту (створення алгоритму його проведення);
- ▶ - проаналізувати результати числового експерименту, створення результатів числового експерименту у вигляді графічної та табличної інформації за допомогою Excel, переглянути результати числового експерименту та сформулювати загальні висновки та рекомендації.

Об'єкт дослідження є каркас виробничої будівлі меблевого цеху “Побутмеблі” в м. Коростень Житомирської області.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан елементів каркасу будівлі виробничого цеху

Практичне значення одержаних результатів, апробація та публікація результатів роботи:

Теоретичним шляхом дозволяє отримати підтвердження передбачення, що реальна деформативність несучих горизонтальних залізобетонних елементів суттєво відрізняється від теоретичного пружного розрахунку.

Апробація роботи була здійснена на науково-практичній студентській конференції.

- Митрофанов В.В, Срібняк Н.М, Врахування фізичної нелінійності при розрахунку плоскої залізобетонної рами з використанням обчислювального комплексу ПК ЛИРА // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13 – 17 листопада 2023 року) – Суми, 2023.
- ***Структура роботи***
- Робота складається з основної частини та додатків

Архітектурно-планувальне та конструктивне рішення

В рамках комплексного проекту, спрямованого на реконструкцію та розширення цілої фабрики, в даний час розробляється новий меблевий цех на підприємстві “Побутові меблі”. Цей проект передбачає будівництво нового побутового корпусу, що відповідає баченню інтегрованого та модернізованого об'єкту.

Промислова будівля відноситься до класу наслідків (відповідальності) – СС2; Будівля відноситься до 2-го ступеня довговічності та вогнестійкості.

Головний корпус будівлі зорієнтований на схід для забезпечення кращої інсоляції та економії електроенергії

В склад комплексу об'єкта входять: адмінбудівля, побутові приміщення, прохідна, бесідки, автостоянка.

Опорядження будівлі – декоративні навісні панелі.

Конструкція будівлі має форму прямокутника з 2-ма взаємно перпендикулярними прольотами розділеними деформаційним швом.

Розмір будівлі в осях 60,30 x 36,00 м.

Будівля 4-х пролітна з величиною прольотів 18 і 12 м. Одноповерхова з висотою поверху 8,4 м. Загальна висота будівлі 10,8 м.

Будівля обладнана 2-ма мостовими кранами вантажопідйомністю - 10 т

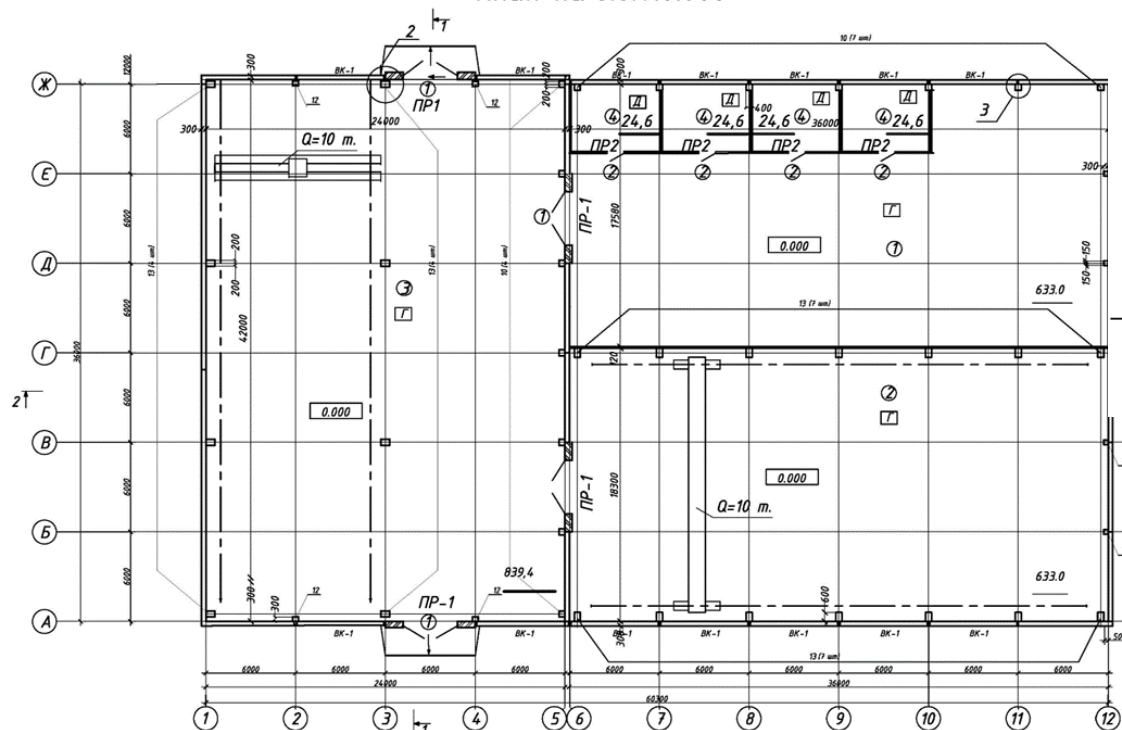
Каркас будівлі залізобетонний.

Будівля має 3 виробничих цехи та 4 допоміжних приміщення.

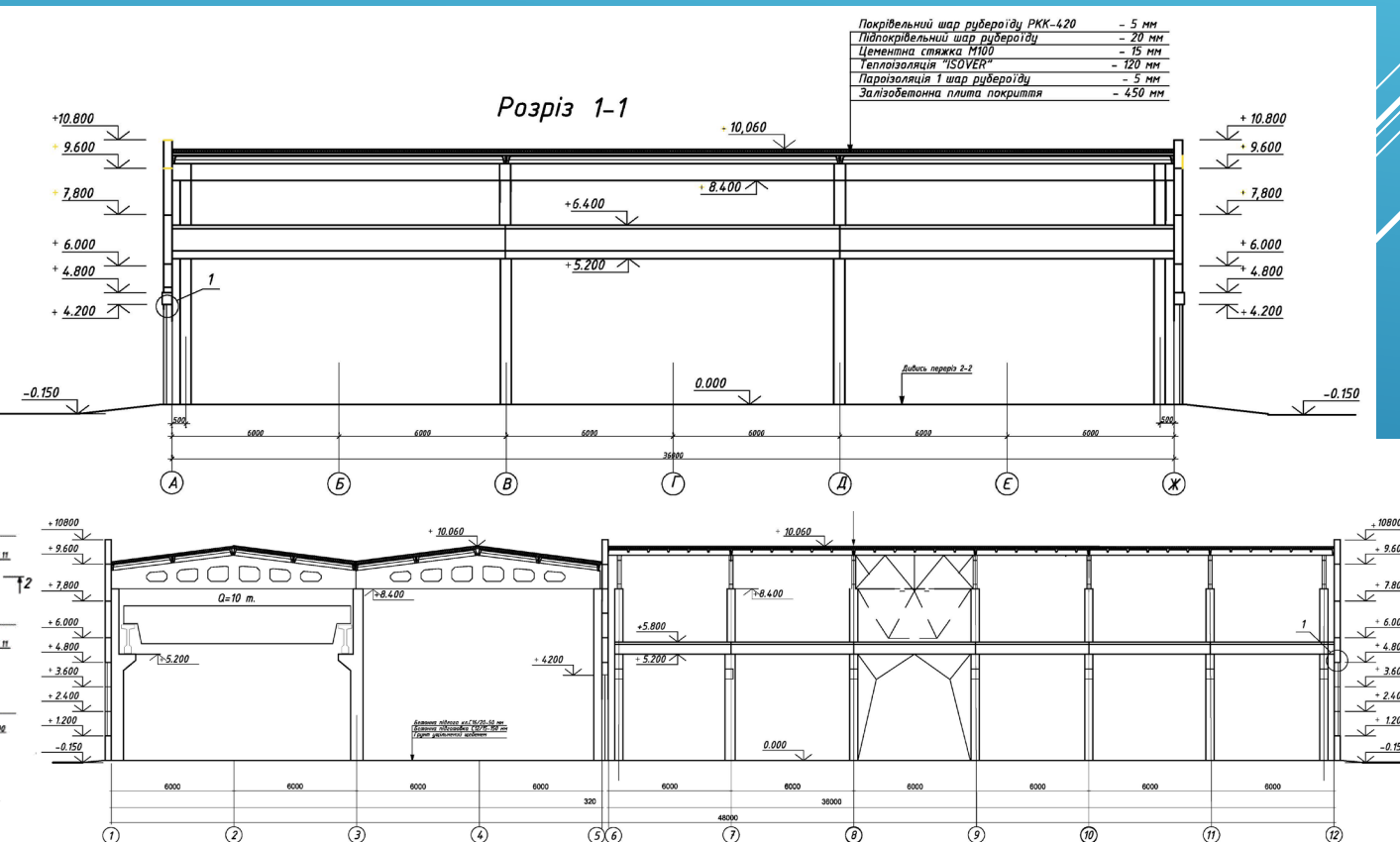
Конструктивне рішення

- ▶ Крок колон 6 і 12 м
- ▶ Колони в осях 1-3 крайнього та середнього ряду висотою 9,4 м., січенням 700 x 400 мм. для 1 частини каркасу
- ▶ Колони в вісі 5 та в вісі Ж крайніх рядів висотою 9,4 м. січенням 400x400мм; та 500x400 (для 2 частини каркасу) .
- ▶ Колони в осях А-Г крайнього та середнього ряду висотою 9,4 м., січенням 400 x 600 мм. для 2 частини каркасу
- ▶ Перегородки із звичайної глиняної цегли товщиною 120 мм. на цементно-піщаному розчині. Висотою 3 м.
- ▶ Фундаменти пальові з ступеневою плитною частиною стаканного типу

План на відм. 0.000

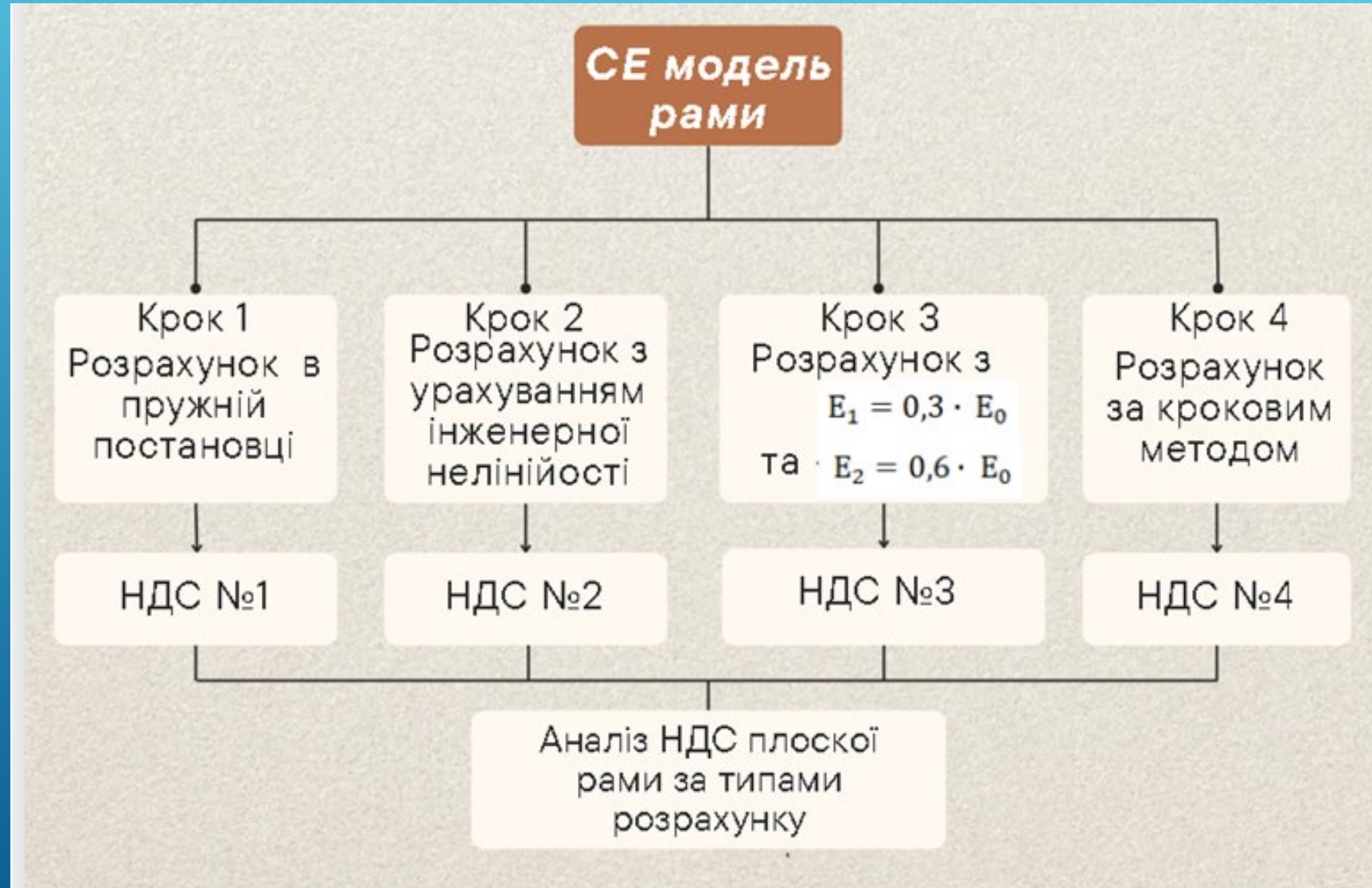


Розріз 1-1



Алгоритм числового експерименту

Створення та виконання числового експерименту даної магістерської роботи по конструюванню з/б каркасу можна відобразити у вигляді блок-схеми:

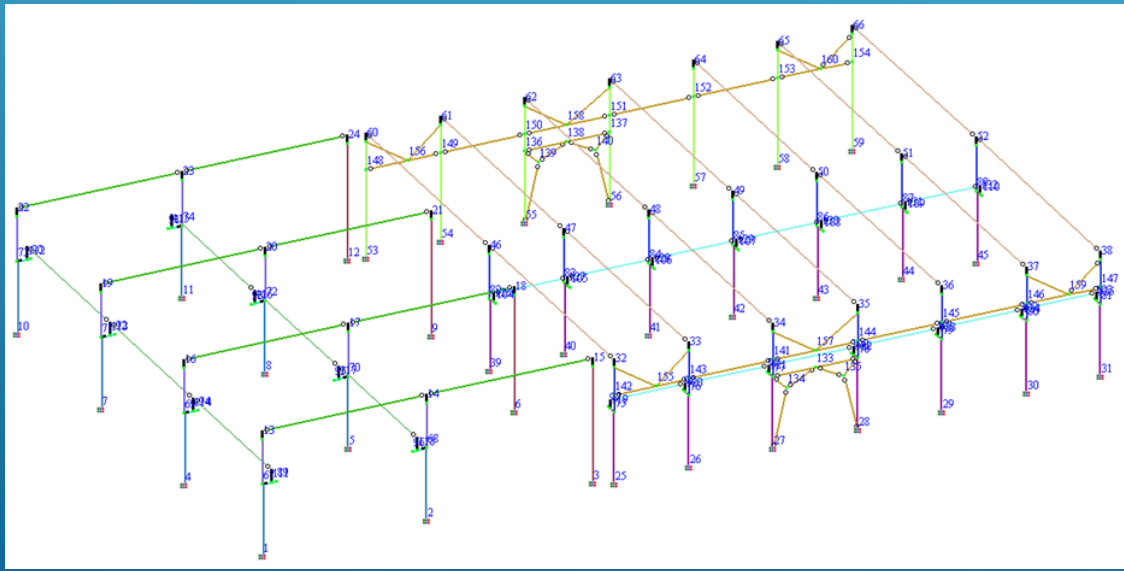


Особливості створення кінцевоелементної схеми

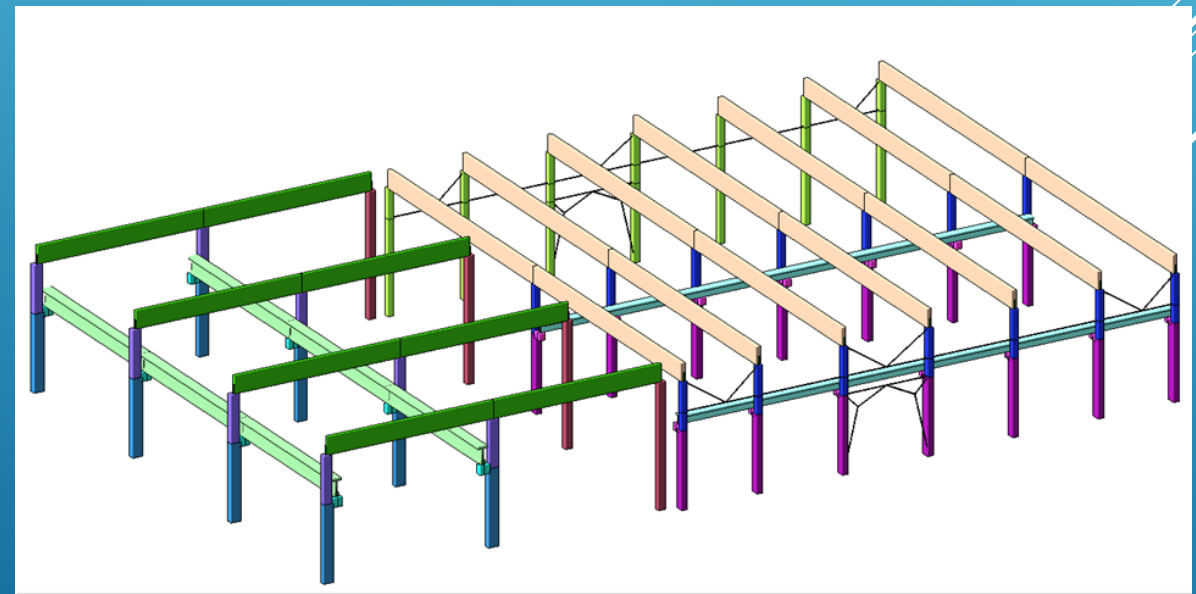
Створення моделі виконується в програмному комплексі ПК ЛИРА-САПР версією 2022 R2.

На початку створюється сітка колон за допомогою генерації просторових рам та копіювання:

- видаляються зайві колони,
- вводяться вузли для відділення підкранової та надкранової частин колон, та вводяться жорсткі вставки в колонах для врахування ексцентриситету
- вводяться шарніри в з'єднанні ригеля та колони для передачі реальних переміщень; також шарніри вводяться в з'єднанні підкранових балок
- задаються параметри РСУ та РСН, жорсткості та матеріали, завантаження схеми.



Кінцевоелементна схема



3D модель просторового каркасу цеху фабрики "Побутмеблі"

Методи досліджень, які використовувались при розрахунках

Розрахунок ведеться чотирма різними типами статичного розрахунку які пропонує ПК ЛИРА-САПР. Ці методики прийнято для порівняння результатів та знаходження реальних переміщень, зусиль, визначення ширини розкриття тріщин, в збірному залізобетонному каркасі промбудівлі.

Лінійний (пружний) метод - Проводиться звичайний лінійний розрахунок в пружній постановці, досліджувалися переміщення по головним кроквяним балкам, підкрановим балкам, колонам.

Метод розрахунку в нелінійній постановці - вівся за допомогою метода інженерна нелінійність один та досліджувалася близька до реальності пластичність бетону та його повзучість.

Метод пониження жорсткості - для вертикальних та горизонтальних елементів за допомогою норм ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.». передбачене так зване “грубе” пониження початкового модуля Е0 на 70 відсотків (Ригелі, плити) і 40 відсотків (колони).

Кроковий метод - програма організовує покрокове завантаження системи та реалізує систему рівнянь на кожному кроці, для поточного збільшення вектора вузлових навантажень, сформованого для конкретного навантаження.

Метод аналізу з використанням Excel - за допомогою програмного комплексу Excel можна аналізувати епюри сил та переміщень побудувавши графіки заносячи данні розрахунку.

Результати статичного розрахунку

Для зручності та спрощення аналізу переміщень було виконано на **моделі плоскої поперечної рами, виокремленої із скінченоелементної схеми просторового каркасу**, що був змодельований раніше.

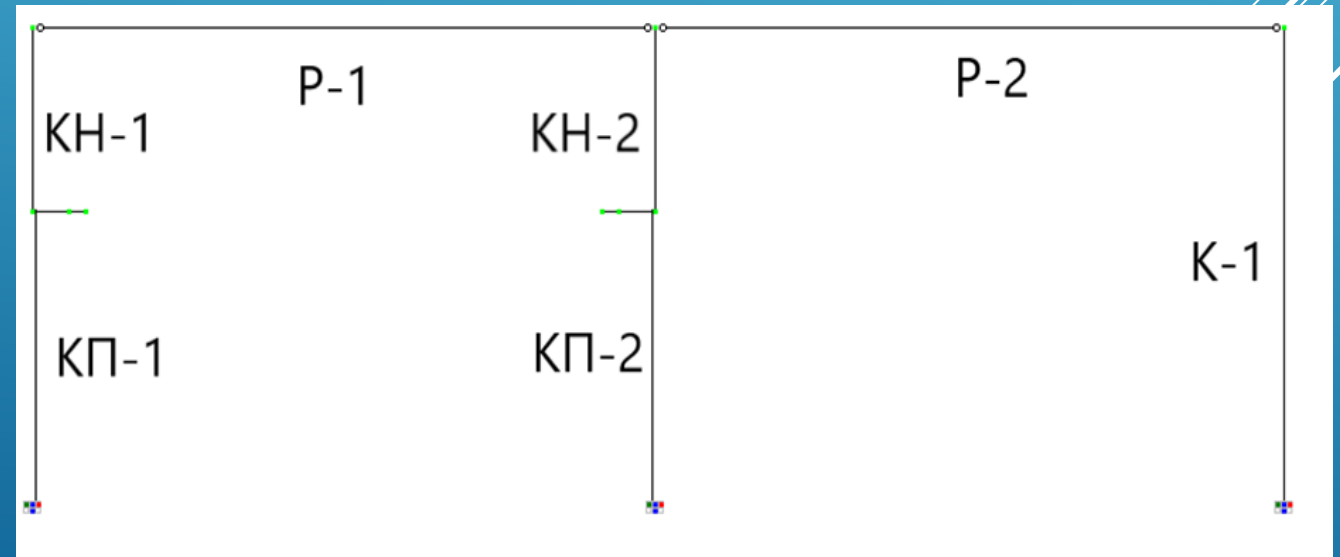
Спостерігаючи за зусиллями в колонах та ригелях видно що всі зусилля майже не відлічаються це підтверджує теорію, що принципово різниці в зусиллях не має, різниця має місце тільки в переміщеннях. Тому тільки для переміщень будуються порівняльні графіки та складаються таблиці

Позначення елементів на схемі

Для покращення аналізу, та де знаходиться елементи на схемі виконую позначення елементів схеми

- ▶ Р-1; Р-2 – ригель в першому прольоті та другому
- ▶ КН-1; КН-2 – колони надкранові перша та друга
- ▶ КП-1; КП-2 – колона підкранова 1 та 2
- ▶ К-1 – колона в крайньому прольоті

Позначення конструктивних елементів плоскої рами



Аналіз максимальних переміщень за методами розрахунку

Максимальні переміщення в середині прольоту P-1 по РСН6

Максимальні переміщення в середині прольоту P-2 по РСН6

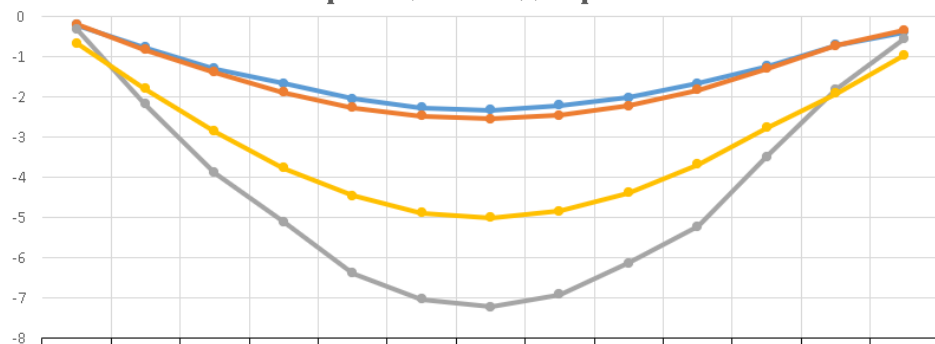
№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100\%$
1	P-1	Лінійний розрахунок	2,32	-
2	P-1	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	2,55	9,91
3	P-1	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	7,22	211,2
4	P-1	Кроковий метод	5,01	115,95

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100\%$
1	P-2	Лінійний розрахунок	2,37	-
2	P-2	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	2,80	18,14
3	P-2	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	7,42	213,08
4	P-2	Кроковий метод	5,11	115,61

Графіки переміщень ригеля P-1 по РСН6 (по вертикалі)

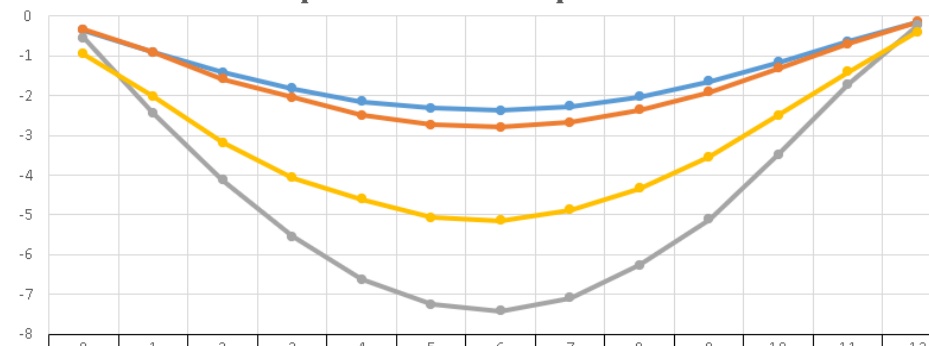
Графіки переміщень ригеля P-2 по РСН6 (по вертикалі)

Переміщення f_z для ригеля P-1



	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Лінійний метод	-0.204	-0.771	-1.29	-1.66	-2.05	-2.26	-2.32	-2.21	-2.01	-1.67	-1.23	-0.713	-0.386
Інженерна нелінійність метод	-0.187	-0.818	-1.39	-1.88	-2.26	-2.48	-2.55	-2.46	-2.22	-1.83	-1.3	-0.729	-0.34
Пониження жорсткості метод	-0.312	-2.18	-3.88	-5.11	-6.38	-7.03	-7.22	-6.92	-6.13	-5.23	-3.49	-1.81	-0.55
Кроковий метод	-0.667	-1.8	-2.86	-3.77	-4.46	-4.88	-5.01	-4.84	-4.39	-3.68	-2.77	-1.92	-0.956

Переміщення f_z для ригеля P-2

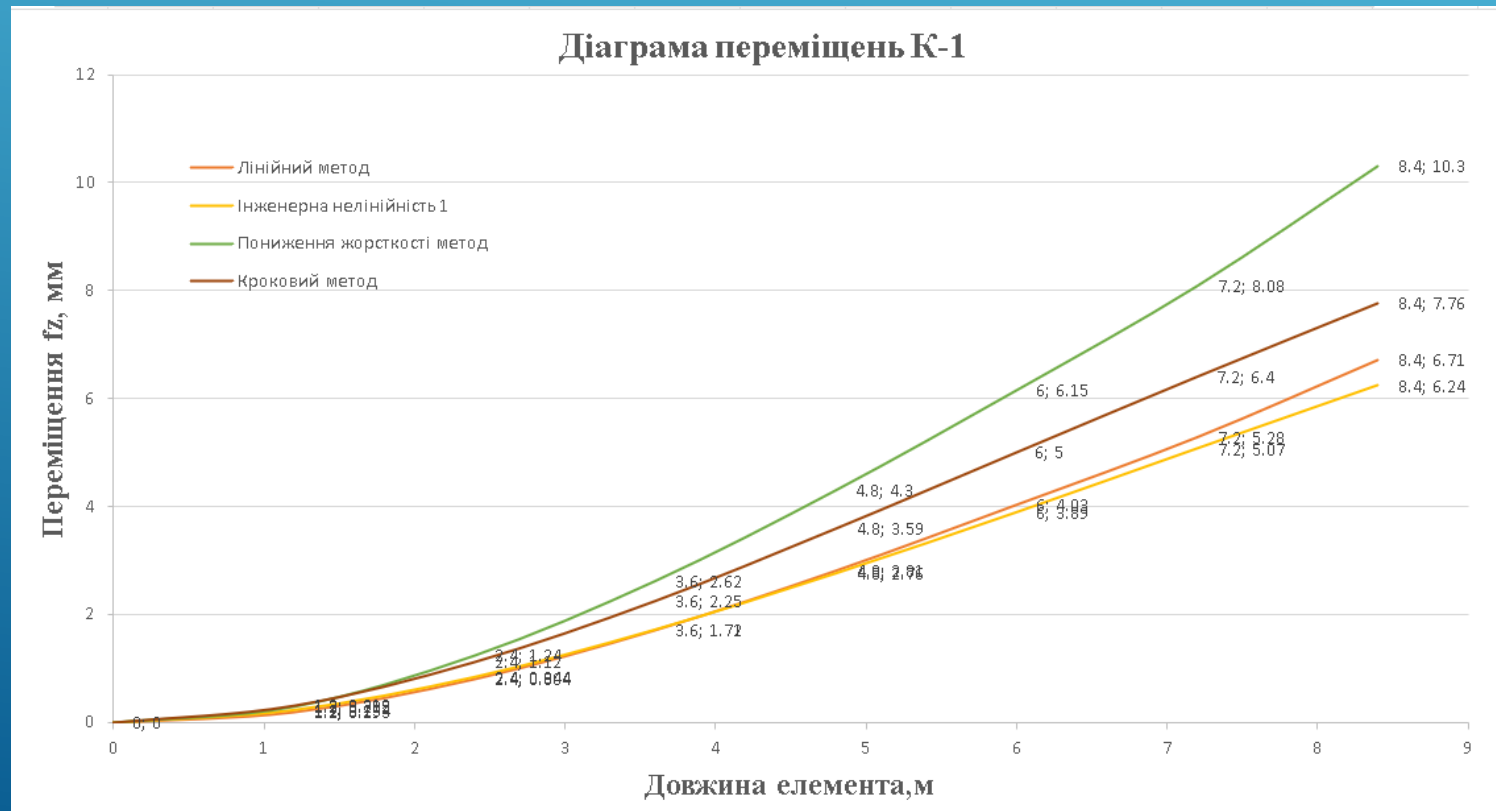


	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Лінійний метод	-0.359	-0.916	-1.42	-1.83	-2.15	-2.32	-2.37	-2.27	-2.04	-1.65	-1.16	-0.64	-0.16
Інженерна нелінійність метод	-0.34	-0.905	-1.59	-2.05	-2.5	-2.74	-2.79	-2.68	-2.36	-1.91	-1.31	-0.701	-0.147
Пониження жорсткості метод	-0.55	-2.43	-4.12	-5.55	-6.62	-7.25	-7.42	-7.08	-6.27	-5.11	-3.48	-1.72	-0.245
Кроковий метод	-0.956	-2.02	-3.19	-4.06	-4.61	-5.07	-5.14	-4.87	-4.33	-3.55	-2.49	-1.4	-0.398

Максимальні переміщення колони К-1 по РСН6

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100 \%$
1	КН-1	Лінійний розрахунок	6,76	-
2	КН-1	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	6,29	-6,95
3	КН-1	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	10,4	53,84
4	КН-1	Кроковий метод	8,15	20,56

Діаграма максимальних переміщень в крайній колоні К-1 по РСН(в вузлах по горизонталі)



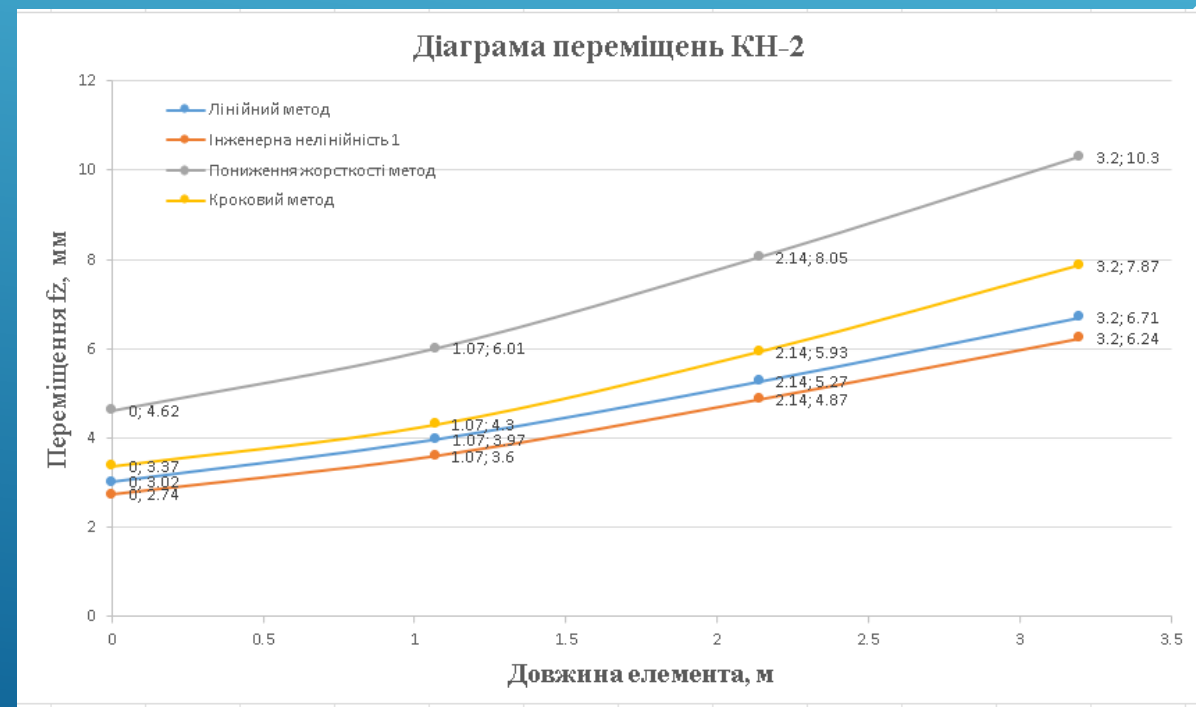
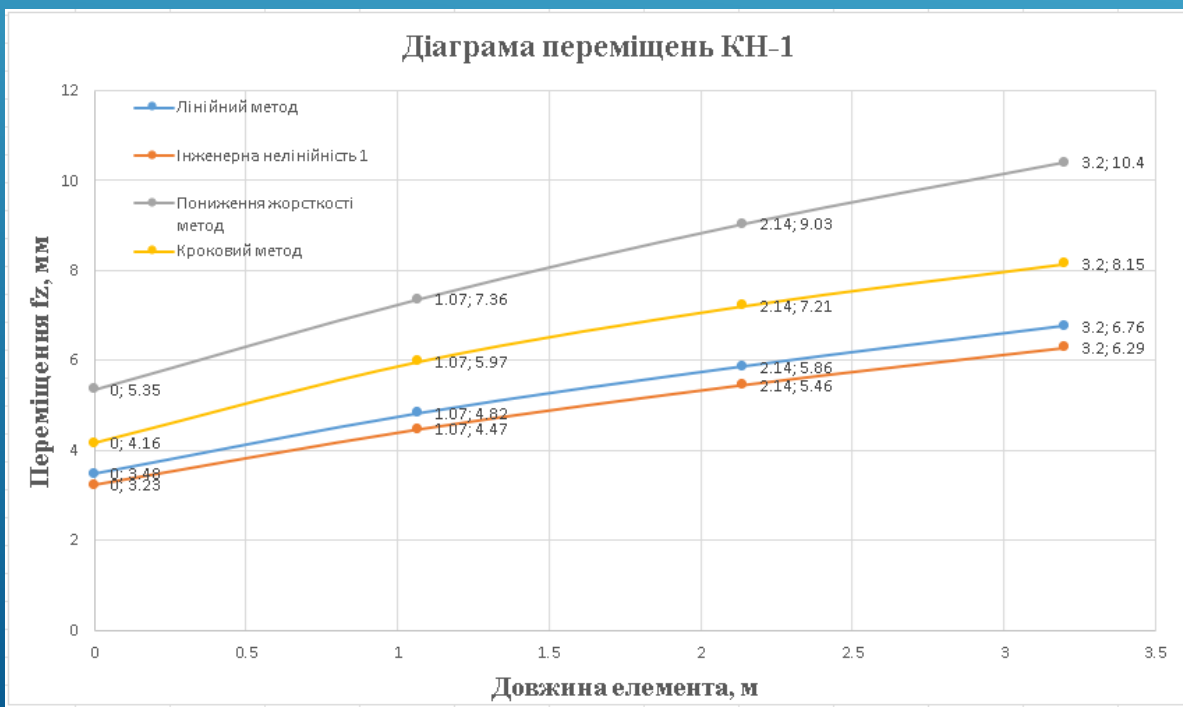
Аналіз максимальних переміщень за методами розрахунку

Максимальні переміщення в надкрановій частині колони КН-1 та КН-2 по РСН6

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100\%$
1	КН-1	Лінійний розрахунок	6,76	-
2	КН-1	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	6,29	-6,95
3	КН-1	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	10,4	53,84
4	КН-1	Кроковий метод	8,15	20,56

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100\%$
1	КН-2	Лінійний розрахунок	6,71	-
2	КН-2	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	6,24	-7,00
3	КН-2	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	10,3	53,5
4	КН-2	Кроковий метод	7,87	17,28

Діаграми максимальних переміщень надкранової частини колони КН-2 по РСН(в вузлах по горизонталі)



Аналіз максимальних переміщень за методами розрахунку

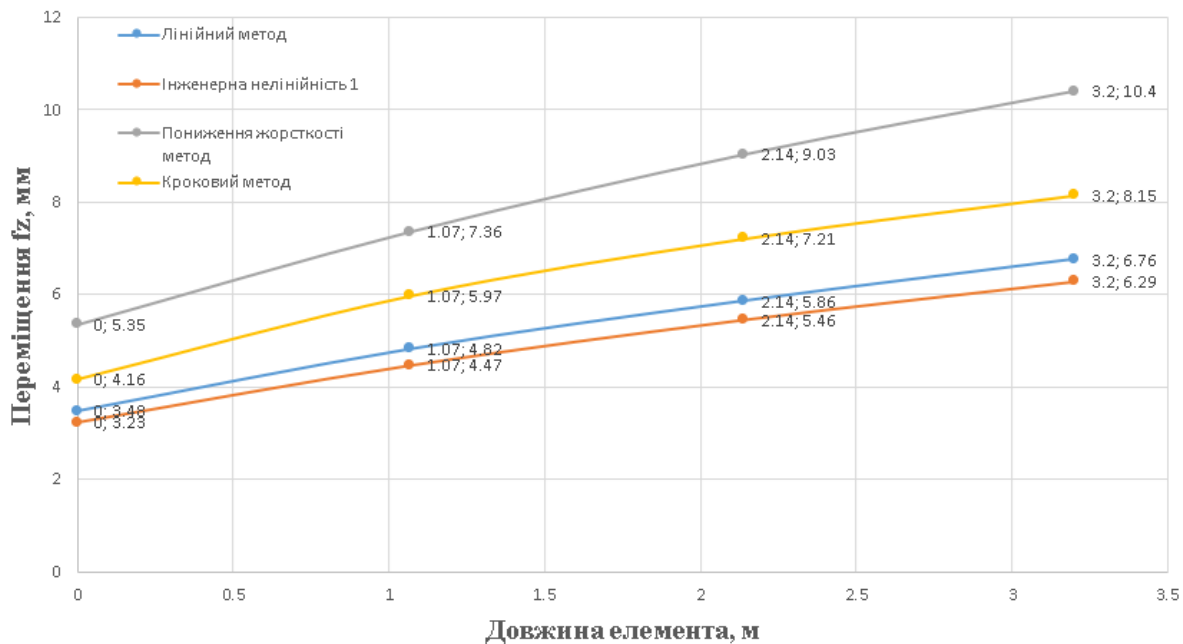
Максимальні переміщення підкранової частини колони КП-1 та КП-2 по РСНБ

№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100\%$
1	КП-1	Лінійний розрахунок	3,48	-
2	КП-1	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	3,23	-7,18
3	КП-1	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	5,35	53,73
4	КП-1	Кроковий метод	4,16	19,54

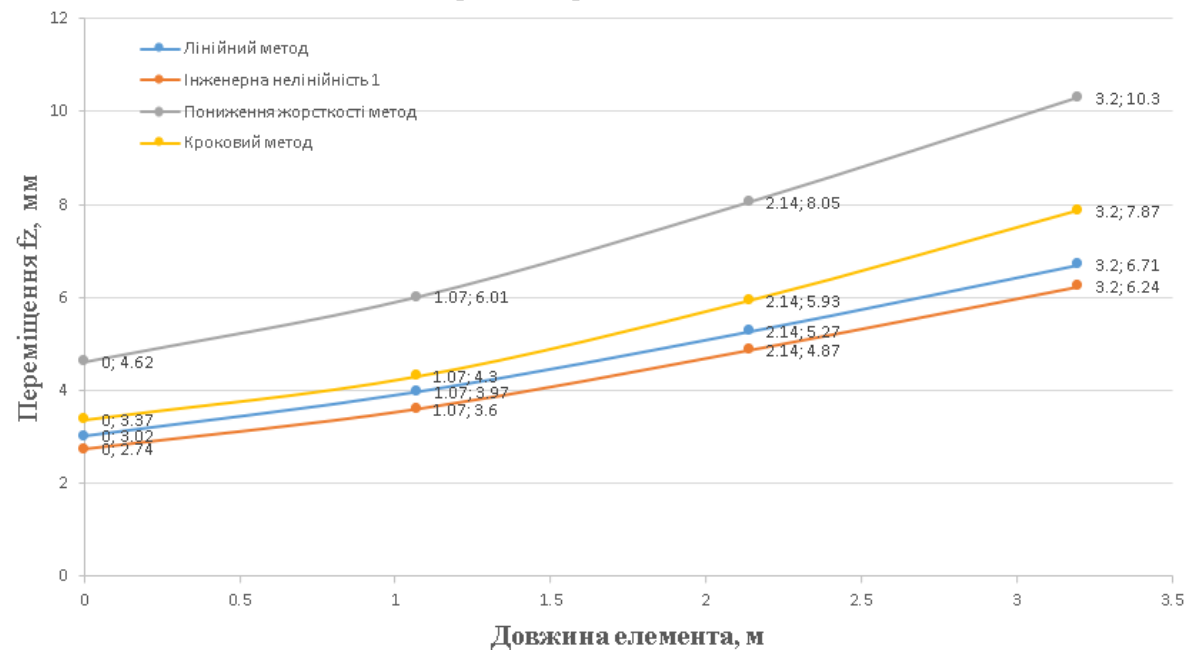
№	Номер елемента	Вид розрахунку	Прогин, $f_y + f_z$, мм	Розбіжність $\frac{(f_y+f_z)_i}{(f_y+f_z)_1} \cdot 100\%$
1	КП-2	Лінійний розрахунок	3,02	-
2	КП-2	Розрахунок за допомогою інженерної нелінійності 1	2,74	-9,27
3	КП-2	Пониження жорсткості за ДБН В.2.6-98:2009	4,62	52,98
4	КП-2	Кроковий метод	3,37	11,58

Діаграма переміщень підкранової частини колони КП-1 та КП-2 (в вузлах по горизонталі)

Діаграма переміщень КН-1



Діаграма переміщень КН-2



Висновки та перспективи майбутніх досліджень

Виконавши в цій роботі дослідження конструкції промислової будівлі, що складається з окремих елементів, які з'єднуються між собою за допомогою болтів, зварювання, задавши розрахункову схему, за допомогою різних підходів було встановлене наступне:

1. Визначив найбільш реалістичні переміщення елементів з/б. каркасу на нашу думку дає кроковий спосіб прикладення навантаження та моделювання стержневих елементів розрахункової схеми фізично нелінійними стержньовими елементами SE210. За цим методом величини прогинів розрахунку найбільш наближені до результатів розрахунку за рекомендаціями норм [22]

Практика реального проектування вказує на спосіб «грубого» пониження початкового модуля пружності, як такий, параметри деформативності за яким найбільше відповідають емпіричним значенням прогинів плит (балок).

Метод №4- метод покрокового завдання на конструкцію є **більш точним** та базується на врахуванні фізично нелінійної роботи матеріалу

Висновки та перспективи майбутніх досліджень

2. Значення переміщень вузлів становлять для першого ригеля Р-1 5,01 та 2,55 мм; для другого 5,11 та 2,80 мм. Максимальна розбіжність з лінійним розрахунком є для ригеля Р-1 – по кроковому методу 115,95%; по інженерній нелінійності дорівнює 9,91 %. по ригелю Р-2 такі значення 115,61 %; за методом інженерної нелінійності – 18,19%

3. Одержані результати показали, що необхідно для **коректного аналізу** результатів за 2 ГС виконувати статичний розрахунок елементів каркасу з урахування фізично нелінійної роботи бетону.

4. Перспективою майбутніх досліджень є виконання натурного есперименту з визначення переміщень (в тому числі й прогинів) елементів залізобетонного каркасу, що експлуатується та порівняння експериментальних переміщень з теоретичними, обчисленими за методиками ПК Ліра-САПР, що наведені вище. Це дозволить експериментальним шляхом визначити, яка з трьох методик нелінійного розрахунку є більш точною та достовірною.



ДЯКУЮ!