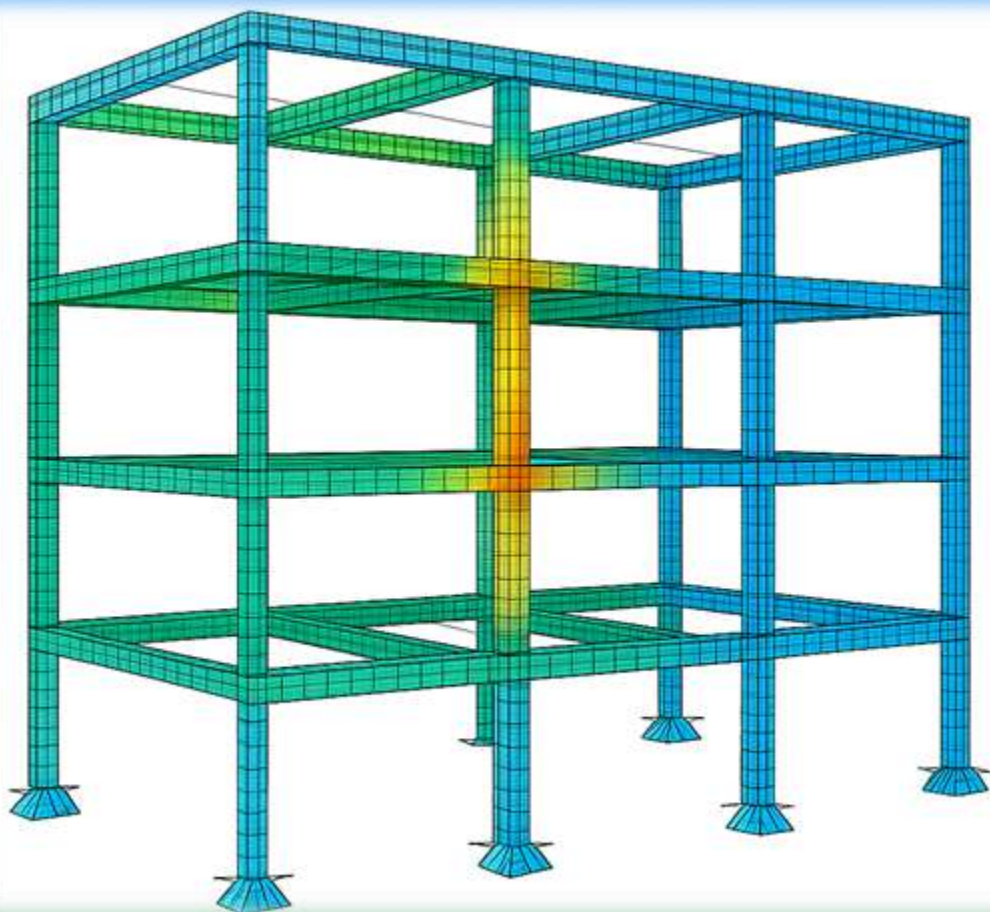




Антон ГАСЕНКО

Павло СЕМКО

Дмитро УСЕНКО

Дмитро ОВСІЙ

Ігор ОСТАПОВ

ЦИФРОВІ ДВІЙНИКИ

**РЕСУРСООЩАДНИХ КОНСТРУКТИВНИХ
ЕЛЕМЕНТІВ ПРИСКОРЕНОГО ВІДНОВЛЕННЯ
ПОШКОДЖЕНИХ БУДІВЕЛЬ**

ІЗ ВЛАШТУВАННЯ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ



Полтава – 2025

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Національний університет

«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

**Навчально-науковий інститут архітектури,
будівництва та землеустрою**

Антон ГАСЕНКО

Павло СЕМКО

Дмитро УСЕНКО

Дмитро ОВСІЙ

Ігор ОСТАПОВ

ЦИФРОВІ ДВІЙНИКИ

РЕСУРСООЩАДНИХ КОНСТРУКТИВНИХ

ЕЛЕМЕНТІВ ПРИСКОРЕНОГО

ВІДНОВЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БУДІВЕЛЬ

ІЗ ВЛАСНІВАННЯМ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ

Монографія

Полтава – 2025

УДК 004.942:624.9:620.19:69.059+72.025.1

ISBN

Гасенко А.В., Семко П.О., Усенко Д.В., Овсій Д.М., Остапов І.С. (2025). *Цифрові двійники ресурсоощадних конструктивних елементів прискореного відновлення пошкоджених будівель із влаштуванням захисних споруд цивільного захисту: монографія*. Полтава: ПП «Астроя». 252 с.

Монографія присвячена актуальній науково-технічній проблемі створення цифрових скінченно-елементних моделей ресурсоощадних конструктивних елементів прискореного відновлення пошкоджених будівель із влаштуванням захисних споруд цивільного захисту для аналізу за допомогою комп'ютерних програмних комплексів їх напружено-деформованого стану із врахуванням сумісної роботи компонентів утворених композитних конструкцій.

Монографія підготовлена в рамках виконання науково-технічної роботи «Ресурсоощадні технології прискореного відновлення пошкоджених будівель із влаштуванням захисних споруд цивільного захисту», яка фінансувалася за рахунок коштів державного бюджету України (державний реєстраційний номер: 0125U000895).

Книга розрахована для наукових та інженерно-технічних працівників проектних і будівельних організацій, аспірантів, магістрантів і студентів.

Рекомендовано до опублікування навчально-методичною радою Навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою (протокол №1 від 29.08.2025 року).

Рецензенти:

Єрмоленко Д.А., доктор технічних наук, професор кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»;

Яковенко І.А., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівництва Національного університету біоресурсів і природокористування України.

© Гасенко А.В., Семко П.О., Усенко Д.В., Овсій Д.М., Остапов І.С.

© 2025

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ЗАСАДИ СТВОРЕННЯ ЦИФРОВИХ СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНИХ МОДЕЛЕЙ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ	8
1.1 Основні положення методу скінченних елементів.....	8
1.2 Чисельне моделювання методом скінченних елементів за допомогою програмного комплексу Femap with NX Nastran	21
РОЗДІЛ 2 ІНДУСТРІАЛЬНІ СТАЛЕБЕТОННІ СТІЙКИ.....	25
2.1 Труبوبетонні стійки з оболонкою із прокатних профілів	25
2.2 Труبوبетонні елементи на високоміцних бетонах	46
2.3 Стики труبوبетонних елементів.....	68
2.4 Сталебетонні стійки із легких сталевих тонкостінних конструкцій та легких бетонів	84
РОЗДІЛ 3 ЗБІРНОМОНОЛІТНІ СТАЛЕБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ	106
3.1 Підбір та обґрунтування досліджуваного зразка.....	106
3.2 Аналіз напружено-деформованого стану балки під дією навантаження при монтажі плит з однієї сторони вздовж усієї балки	110
3.3 Аналіз напружено-деформованого стану балки під дією навантаження у замоноліченому стані.....	128
РОЗДІЛ 4 ВУЗЛИ СТАЛЕБЕТОННИХ РАМ	141
4.1 Створення моделей вузлів примикання сталезалізобетонного ригеля до труبوبетонних колон	141
4.3 Моделювання напружено-деформованого стану безфасонного вузла з'єднання колони із балками зі швелерів.....	185
4.4 Моделювання напружено-деформованого стану вузла з'єднання колони із монолітним залізобетонним перекриттям	200
РОЗДІЛ 5 АРМОЦЕГЛЯНІ КОНСТРУКЦІЇ	208
5.1 Підсилення цегляних конструкцій сталеву обіймою	208
5.2 Армоцегляна кладка відновлення огороження	223
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	248

ІНФОРМАЦІЯ ПРО АВТОРІВ

Антон ГАСЕНКО



доктор технічних наук, доцент, професор кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»,
Лауреат премії Президента України для молодих вчених 2024 року, дійсний член Академії будівництва України
E-mail: ab.hasenko_av@nupp.edu.ua
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1045-8077>
ResearchGate: <https://www.researchgate.net/scientific-contributions/Anton-Hasenko-2163363589>
ID Scopus: <https://www.scopus.com/authid/detail.uri?authorId=57202626311>
Researcher ID: <https://www.webofscience.com/wos/author/record/B-7081-2017>

Павло СЕМКО



кандидат технічних наук, доцент кафедри будівництва та цивільної інженерії Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»,
Лауреат премії Президента України для молодих вчених 2024 року
E-mail: pavlosemko@nupp.edu.ua
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5915-3082>
ResearchGate: <https://www.researchgate.net/profile/Pavlo-Semko>
ID Scopus: <https://www.scopus.com/authid/detail.uri?authorId=57215914941>

Дмитро УСЕНКО



доктор філософії з будівництва та цивільної інженерії, доцент, доцент кафедри хімії та фізики Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», Лауреат премії Президента України для молодих вчених 2024 року
E-mail: nning.usenko@nupp.edu.ua
ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7133-0638>
ID Scopus: <https://www.scopus.com/authid/detail.uri?authorId=57202630040>
Researcher ID: <https://www.webofscience.com/wos/author/record/15894623>

Дмитро ОВСІЙ



доктор філософії з будівництва та цивільної інженерії,
старший викладач кафедри будівництва та цивільної
інженерії Національного університету «Полтавська
політехніка імені Юрія Кондратюка»

E-mail: dmytro@nupp.edu.ua

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7007-1857>

ResearchGate:

<https://www.researchgate.net/profile/Dmytro-Ovsii>

ID Scopus: [https://www.scopus.com/authid/](https://www.scopus.com/authid/detail.uri?authorId=57215915266)

[detail.uri?authorId=57215915266](https://www.scopus.com/authid/detail.uri?authorId=57215915266)

Ігор ОСТАПОВ



аспірант кафедри будівництва та цивільної інженерії
Національного університету «Полтавська політехніка
імені Юрія Кондратюка»

E-mail: i.s.ostapov@gmail.com

ORCID: <https://orcid.org/0009-0005-2561-4644>

ВСТУП

Під час експлуатації будівель і споруд під впливом зовнішніх і внутрішніх чинників будівельні конструкції зношуються. Тобто відбувається погіршення їхніх фізико-механічних параметрів. Зазвичай таке погіршення експлуатаційних показників несучих будівельних конструкцій недопустиме, оскільки може спричинити втрату стійкості та аварійні ситуації. Унаслідок позапроєктних впливів на будівлі чи споруди, що виникають у мирний час (вибухи газу чи вибухових елементів, землетруси, паводки та ін.) будівельні конструкції пошкоджуються та потребують комплексного ремонту або заміни. У разі комплексного ремонту необхідно відновити як фізико-механічні показники, так і геометричні параметри конструкцій з подальшим їх підсиленням. Під час воєнних дій десятки тисяч будівель та споруд тяж піддаються дії позапроєктних впливів. До них можливо віднести вплив вибухової хвилі, попадання засобів ураження (наприклад осколків, що рухаються на великій швидкості), термічного впливу, вібрацій тощо. При цьому будівлі та споруди пошкоджуються як на лінії зіткнення, так і в глибокому тилу. За час війни в Україні пошкоджено великий відсоток будівель та споруд. Ще до завершення бойових дій постає питання швидкого відновлення пошкоджених житлових будинків і це стає одним із найважливіших завдань для країни [5].

Таким чином, пошук, дослідження та розробка методів відновлення експлуатаційної придатності пошкоджених будівельних конструкцій є на сьогодні надактуальними завданнями. Вони вимагають комплексного підходу як до вирішення великої кількості питань, так і до формування рішень для розв'язання конкретного завдання. Ці рішення мають враховувати не лише ефективність відновлення, а й безпеку для людей, які працюють чи проживають на об'єктах, що підлягають відновленню. Розробка зазначених ефективних методів відновлення експлуатаційної придатності пошкоджених будівельних конструкцій можлива лише на основі проведення дослідження стану пошкоджених та зруйнованих будівель, що однозначно доводить актуальність даного напрямку досліджень.

Використання комп'ютерного моделювання за допомогою пакетів комерційних програм дозволяє зменшити кількість натурних випробувань конструкцій та детально дослідити напружено-деформований стан будівельних конструкцій, в тому числі у місцях утворення концентрації напружень чи деформацій. При зіставленні експериментальних даних з чисельними можна судити про достовірність отриманих результатів. Результати моделювання напружено-деформованого стану чисельних моделей в програмних комплексах скінченно-елементного моделювання свідчать про добру збіжність із результатами натурних випробувань [40-49].

Монографія підготовлена в рамках науково-технічної роботи «Ресурсоощадні технології прискореного відновлення пошкоджених будівель із влаштуванням захисних споруд цивільного захисту», яка фінансується за рахунок коштів державного бюджету України: державний реєстраційний №0125U000895.

Автори щиро вдячні рецензентам Дмитру Єрмоленку, доктору технічних наук, професору кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» та Ігорю Яковенку, доктору технічних наук, професору, завідувачу кафедри будівництва Національного університету біоресурсів і природокористування України за конструктивні поради та рекомендації щодо структури і змісту книги. Також автори висловлюють вдячність за співпрацю та підтримку під час проведення та аналізу результатів скінченно-елементного аналізу елементів будівельних конструкцій викладачам і співробітникам Навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка».

РОЗДІЛ 1

ЗАГАЛЬНІ ЗАСАДИ СТВОРЕННЯ ЦИФРОВИХ СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНИХ МОДЕЛЕЙ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ

1.1 Основні положення методу скінченних елементів

Перші розробки методу скінченних елементів (МСЕ) були виконані у 50-х роках ХХ століття для вирішення задач опору матеріалів. У 60-ті роки математики отримали чіткі формули для вирішення задач цим методом після чого він став загальним засобом рішення завдань частковими похідними та став витіснити метод скінченних різниць (МСР), який розглядався в період його широкого використання як універсальний засіб вирішення задач такого типу. Після детального математичного дослідження МСЕ виявилось, що при різних вихідних даних, задачі вирішені МСЕ мають вищу точність, ніж вирішені МСР.

Перша робота, де розглядалася схема типу МСЕ, належить відомому математику Р. Куранту. Побудова методу з використанням фізичного змісту і його назва «Метод скінченних елементів» містяться в статті, написаній інженерами. Таке поєднання авторів різних спеціальностей характерне для робіт по МСЕ. У подальшому було опубліковано багато статей і книг, присвячених цьому методу і його різним модифікаціям. Починаючи із 1970 року МСЕ став все більш популярним серед інженерів всіх спеціальностей.

Побудова скінченно-різницевої схем зазвичай вимагає невеликого об'єму обчислень, як правило, меншого, ніж в МСЕ. Проте перевагами МСЕ є гнучкість та різноманітність сіток і скінченних елементів, стандартні прийоми побудови дискретних задач для довільних областей, простота обліку натурних краєвих умов. Крім того, математичний аналіз МСЕ є простішим за МСР, його методи можна застосовувати до ширшого класу початкових завдань, а оцінки похибок наближених рішень, як правило, отримують при менш жорстких обмеженнях, чим в МСР. Разом з тим необхідно підкреслити, що основу для дослідження МСЕ

створили фундаментальні результати, пов'язані з дослідженням збіжності і стійкості кінцево-різницевих схем, проєкційних методів, узагальнених рішень.

Суть МСЕ наступна. Припустимо, що стан системи описується деякою функцією. Нехай ця функція є єдиним рішенням математичної задачі, сформульованої на основі фізичних законів. Рішення полягає у знаходженні з нескінченної множини функцій такої, яка задовольняє рівнянням задачі. Якщо задача достатньо складна, то її точне рішення неможливе. Замість того щоб шукати необхідну функцію серед нескінченної множини різноманітних функцій, завдання спрощують. Розглядається деяка група функцій, що визначаються кінцевим числом параметрів. Як правило, серед таких функцій немає точного рішення задачі. Проте відповідним підбором параметрів можна спробувати приблизно задовольнити рівнянням задачі і тим самим побудувати її наближене рішення. Такий загальний підхід характерний для багатьох наближених методів. Специфічним в МСЕ є побудова груп функцій, що визначаються кінцевим числом параметрів.

Допустимо, потрібно побудувати групу функцій $u(x)$ при $a \leq x \leq b$. Інтервал ab розбивається на кінцеве число частин (елементів), що з'єднуються між собою і з кінцями інтервалу у вузлових точках (вузлах) x_i . У межах кожного елемента задається функція, наприклад у вигляді лінійного полінома. Вона визначається своїми значеннями $u(x_i)$ у вузлах на кінцях елемента. Якщо шукана функція є безперервною, то її значення у кожному вузлі для сусідніх елементів співпадають. У результаті маємо групу частково-лінійних безперервних функцій, які зображаються у вигляді ламаних і визначаються кінцевим числом параметрів – своїми вузовими значеннями. У разі декількох змінних, схема методу кінцевих елементів в принципі не змінюється. Таким чином, метод кінцевих елементів замінює задачу знаходження функції на задачу знаходження кінцевого числа її наближених значень в окремих точках-вузлах. При цьому якщо початкова задача відносно функції складається з функціонального рівняння, наприклад диференціального рівняння з відповідними граничними умовами, то задача МСЕ відносно її значень у вузлах є системою алгебраїчних рівнянь.

Із зменшенням максимального розміру елементів збільшується число вузлів і невідомих вузлових параметрів. Разом з цим підвищується можливість точніше відбити рівняння завдання і тим самим наблизитися до шуканого рішення. У даний час вже вивчено багато питань, що стосуються збіжності наближеного рішення МСЕ до точного. Для лінійних задач, коли невідомі функції і операції над ними входять у всі співвідношення задачі тільки в першому ступені, МСЕ отримав достатньо повне математичне обґрунтування. Вирішення лінійних задач МСЕ зводиться до рішення систем лінійних алгебраїчних рівнянь.

Відзначимо декілька важливих переваг МСЕ.

1. МСЕ дозволяє побудувати зручну схему формування системи алгебраїчних рівнянь щодо вузлових значень шуканої функції. Наближена апроксимація рішення за допомогою простих поліноміальних функцій і всі необхідні операції виконуються на окремому типовому елементі. Потім проводиться об'єднання елементів, що приводить до необхідної системи алгебраїчних рівнянь. Такий алгоритм переходу від окремого елемента до їх повного набору особливо зручний для геометрично і фізично складних систем.

2. Кожне окреме алгебраїчне рівняння, отримане на основі МСЕ, містить незначну частину вузлових невідомих від загального їх числа. Іншими словами, багато коефіцієнтів в рівняннях алгебраїчної системи рівні нулю, що значно полегшує її рішення.

3. Задачі, вирішення яких описується функціями, що задовольняють функціональним рівнянням, носять назву континуальних. На відміну від них вирішення так званих дискретних задач точно визначається кінцевим числом параметрів, що задовольняють відповідній системі алгебраїчних рівнянь. МСЕ, так само як і інші чисельні методи, по суті наближено замінює континуальну задачу на дискретну. У МСЕ вся процедура такої заміни має простий фізичний зміст. Це дозволяє більш повно уявити собі весь процес рішення задачі, уникнути багатьох можливих помилок і правильно оцінити отримані результати.

4. Крім континуальних задач схема МСЕ застосовується для з'єднання елементів і формування алгебраїчних рівнянь при вирішенні безпосередньо дискретних задач. Це розширює сферу застосування методу.

Теоретичні основи МСЕ наступні. Фундаментальний принцип МСЕ полягає в розбитті області, що вивчається, на елементарні області кінцевих розмірів (кінцеві елементи). У кожному такому елементі невідома функція апроксимується поліномом, ступінь якого міняється залежно від поставленого завдання, але залишається зазвичай відносно невисоким (від 1 до 6). Для кожного елементу апроксимуючий поліном визначається його коефіцієнтами, що можуть бути визначені значеннями функції в окремих точках (вузлах елемента). Якщо відома функція в кожному вузлі, то є можливість її апроксимації на всій області. Можна також сказати, що невідома функція $A(x, y, z)$ залежить від m параметрів $A_1, A_2, \dots, A_m$, що є невідомими, які охарактеризовані функцією в кожному вузлі кожного елемента. Визначення параметрів $A_1, A_2, \dots, A_m$ є етапом визначення функції $A(x, y, z)$.

Знаючи варіаційне представлення задачі, потрібний інтеграл $\min \left\{ F(A) = \iiint_{\Omega} [A, A'_x, A'_y, A'_z, x, y, z] dx dy dz \right\}$ замінюють на суму інтегралів на кожному кінцевому елементі області: $F(A) = \sum_{K=1}^{N_e} F_K(A)$, де N_e – число елементів розбиття і F_K – частина F на елементі з номером K . На кожному елементі з номером K функція A може бути замінена її апроксимацією $A = P(A_1^K, x, y, z)$, інтегрування якої дасть $F(A)$ у вигляді функції параметрів тільки одного елемента K : $F_K(A) = F(A_1^K)$. Сумуючи та приймаючи до уваги, що деякі з вузлів $1, 2, \dots, m$ є загальними для декількох елементів і що вплив кожного елемента повинен враховуватися у виразі для функції F щодо величин $A_1, A_2, \dots, A_m$ невідомої функції в цих вузлах, коли об'єднують елементи для всієї області, отримують $F(A) = \sum_{K=1}^{N_e} F_K(A) = F(A_1, A_2, \dots, A_m)$.

Потім знаходиться оптимум F по всій області, маючи на увазі, що окремі похідні F щодо величин $A_1, A_2, \dots, A_m$ одночасно перетворюються в нуль

(наприклад $dF/du_1 = 0$). Ця операція приводить до складання системи з m рівнянь з m невідомими, які визначають величини $A_1, A_2, \dots, A_m$ у вузлах розбиття. Праву частину цих рівнянь отримують, виходячи з тієї частини функції, що містить в собі члени, які характеризують джерела, або на основі значень A , заданих на межі області (неоднорідні граничні умови Діріхле).

Основними чисельними методами вирішення систем лінійних рівнянь вигляду $a \cdot x = b$, що отримують при використанні МСЕ, є наступні:

1) прямі методи:

- факторизація Гауса: застосовується до всіх дійсних або комплексних, симетричних або несиметричних несингулярних матриць;
- факторизація Холоцького: застосовується до всіх дійсних симетричних позитивно визначених матриць;

2) ітераційні методи:

- зв'язані біградієнти з передобумовленістю: застосовуються до всіх несингулярних матриць (дійсним або комплексним);
- зв'язані градієнти з передобумовленістю: застосовуються до всіх дійсних симетричних позитивно визначених матриць.

У модифікованому вигляді дані методи можна використовувати для вирішення нелінійних систем методом Ньютона-Рафсона. Цей метод можна також використовувати для оптимізації результату, отриманого при рішенні системи лінійних рівнянь алгебри.

Під час використання МСЕ при визначенні елементарної матриці для кожного кінцевого елементу необхідно обчислювати визначені інтеграли інтегруванням функцій, що апроксимуються за допомогою функцій форми. Якщо ж елементи криволінійні або задача нелінійна, аналітичне інтегрування стає неможливим і тоді використовують чисельне інтегрування. При інтегруванні по області можна використовувати інтегрування по кожному її елементу, застосовуючи ефективні і точні методи чисельного інтегрування основними з яких є:

1. метод Гауса широко використовується при інтегруванні лінійних елементів, але вимагає обчислення в певній кількості точок;
2. метод Ньютона-Котеса дозволяє обчислювати інтеграли тільки в точках, визначених користувачем. Зручний при інтегруванні на поверхнях, для яких розраховані гаусові координати і де досить рівномірно розподілені точки.

При застосуванні МКЕ до задач параболічного типу необхідно розв'язувати системи диференціальних рівнянь першого порядку. В цьому випадку застосовують наступні методи:

1. метод дотичних: досить простий метод, проте, щоб отримати достатню точність рішення, потрібно дуже малі етапи обчислень;
2. явні методи простіше використовувати, проте часто необхідно вибирати малі кроки обчислень внаслідок явища чисельної нестійкості;
3. неявні методи є більш стійкими і допускають великі етапи обчислень, проте на кожному етапі необхідно збільшувати об'єм обчислень через наявність неявного члена;
4. напівнеявні методи забезпечують велику точність в порівнянні з неявними методами, проте, як і у разі неявного методу, необхідні значні обчислення на кожному етапі. Частіше застосовується схема Кренка-Ніколсона, що забезпечує високу точність. Методи прогнозу-корекції призначені для того, щоб на кожному кроці обчислень уникнути ряду розрахунків, характерних для неявного методу. Їх принцип полягає в подвійному (одночасно неявному і явному) розрахунку при виконанні тільки однієї ітерації.

Популярність МСЕ сприяла створенню ряду комерційних пакетів програм, серед яких в механіці можна відзначити NASTRAN, ANSYS, SCAD, Cosmos, ASKA. Ці програми використовуються для статичних, динамічних та інших розрахунків різноманітних конструкцій, що мають складну геометричну конфігурацію та нерегулярну фізичну структуру.

Таким чином, суть МСЕ полягає в апроксимації суцільного середовища з нескінченно великим числом ступенів вільності сукупністю підобластей (або елементів), що мають скінченне число ступенів вільності. Між цими елементами

встановлюється взаємозв'язок. Визначення методу пояснюється простотою його фізичного тлумачення та математичної форми. Найбільше поширення мають співвідношення МСЕ у формі переміщень. У межах кожного елемента задаються функції, так звані функції форми, які визначають переміщення у внутрішній області елемента по переміщеннях у вузлах. Вузли – це точки, де сполучаються скінченні елементи. Невідомими МСЕ є можливі і залежні переміщення вузлів скінченноелементної моделі (СЕМ). Таким чином, СЕМ конструкції являє собою систему закріплених вузлів. Додаткові в'язі ставляться у напрямку можливих переміщень вузлів. Для досягнення сприйнятливої точності результатів розрахунків за МСЕ доводиться зменшувати розмір елементів, збільшуючи цим самим точність апроксимації геометричних характеристик і функцій переміщень в межах скінченного елемента. СЕМ складних конструкцій досягають мільйонів ступенів вільності, а тому МСЕ є машино-орієнтованим методом, реалізація якого можлива тільки засобами комп'ютерної техніки.

Для забезпечення зручності програмування співвідношення МСЕ записуються у компактній матричній, або тензорній формі.

На сьогодні МСЕ досить повно математично обґрунтований і створені високоефективні програмні продукти, які весь час вдосконалюються разом із засобами програмування [29; 43].

Технічний прогрес, особливо в області обчислювальної техніки, суттєво змінив погляди на постановку і розв'язання інженерних задач. Побудова розрахункової моделі тісно пов'язана з процесом обчислень і розділити ці два етапи на шляху отримання практичних результатів майже неможливо.

Широке застосування МСЕ в інженерній практиці сприяло включенню його до навчальних програм вузів [39]. МСЕ надає способи побудови математичної моделі явища, яке досліджується, виходячи з його фізичної суті.

Розглянемо величину – потенціальну енергію деформації. У процесі деформування тіла виникають внутрішні зусилля, які створюють опір зовнішнім силам і теж виконують роботу. Напрямки внутрішніх сил і відповідних їм переміщень взаємно протилежні і тому робота внутрішніх сил має від'ємний знак.

Роботі внутрішніх сил відповідає потенціальна енергія деформації тіла, яка накопичується в тілі і здатна забезпечити виконання роботи на повернення тіла до початкового недеформованого стану.

Потенціальна енергія деформації, для стержневої системи визначається за спрощеною формулою:

$$U = \sum \frac{1}{2} \int_l N \varepsilon dx + \sum \frac{1}{2} \int_l M \kappa dx = \sum \frac{1}{2} \int_l N \frac{du}{dx} dx + \sum \frac{1}{2} \int_l M \frac{d^2 w}{dx^2} dx$$

і має певне числове значення, що залежить у даному випадку від функцій переміщень:

$$u = u(x) \quad \text{та} \quad w = w(x)$$

Визначення цих функцій і є однією із задач, які слід розв'язати.

Так як СЕМ досліджуваного тіла буде розбиватися сіткою скінченних елементів формою тетраедр, то розглянемо співвідношення МСЕ для масивних тіл, а саме для тетраедрів.

Для розрахунку масивних тіл за МСЕ використовуються співвідношення теорії пружності тривимірного напруженого стану, які звільнені від різних гіпотез і передумов, характерних деякими частинним задачам. Робота внутрішніх сил на можливих переміщеннях записується у вигляді:

$$\delta U = \int_v [\sigma_{11} \delta \varepsilon_{11} + \sigma_{22} \delta \varepsilon_{22} + \sigma_{33} \delta \varepsilon_{33} + \\ + (\tau_{12} \delta \gamma_{12} + \tau_{13} \delta \gamma_{13} + \tau_{23} \delta \gamma_{23})] dx_1 dx_2 dx_3$$

Робота зовнішніх сил на можливих переміщеннях:

$$\delta A = \int_v (p_1 \delta u_1 + p_2 \delta u_2 + p_3 \delta u_3) dx_1 dx_2 dx_3$$

Умови рівноваги масивного тіла в компактному матричному вигляді запишемо у відповідності з принципом можливих переміщень:

$$\delta U - \delta A = \int_v \delta \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dv - \int_v \delta \{u\}^T \{p\} dv = 0$$

де $\{u\}^T = \{u_1 u_2 u_3\}$ – вектор переміщень;

$\{p\}^T = \{p_1 p_2 p_3\}$ – вектор зовнішніх сил;

$\{\varepsilon\}^T = \{\varepsilon_{11}\varepsilon_{22}\varepsilon_{33}\gamma_{12}\gamma_{13}\gamma_{23}\}$ – вектор деформацій;

$\{\sigma\}^T = \{\sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33}\tau_{12}\tau_{13}\tau_{23}\}$ – вектор деформацій.

Напруження і деформації визначаються співвідношеннями:

$$\{\sigma\} = [E]\{\varepsilon\}; \quad \{\varepsilon\} = [\partial]\{u\}$$

де $[E]$ – матриця пружності;

$[\partial]$ – матриця диференціювання.

Матриця пружності для ізотропного тіла має вигляд:

$$[E] = \begin{bmatrix} 2\mu + \lambda & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & 2\mu + \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & 2\mu + \lambda & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix}$$

До цієї матриці входять: $\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ – коефіцієнти Ляме;

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)};$$

E – модуль Юнга;

ν – коефіцієнт Пуассона.

Матриця диференціювання має вигляд:

$$\partial = \begin{bmatrix} \partial_1 & 0 & 0 \\ 0 & \partial_2 & 0 \\ 0 & 0 & \partial_3 \\ \partial_2 & \partial_1 & 0 \\ 0 & \partial_3 & \partial_2 \\ \partial_3 & 0 & \partial_1 \end{bmatrix},$$

де $\partial_i = \frac{\partial}{\partial x_i} \quad (i=1,2,3)$.

Тетраедричний СЕ для просторової задачі аналогічний трикутному СЕ для плоскої задачі теорії пружності. Розглянемо тетраедр, показаний на рис. 1.1, який має 12 степенів вільності.

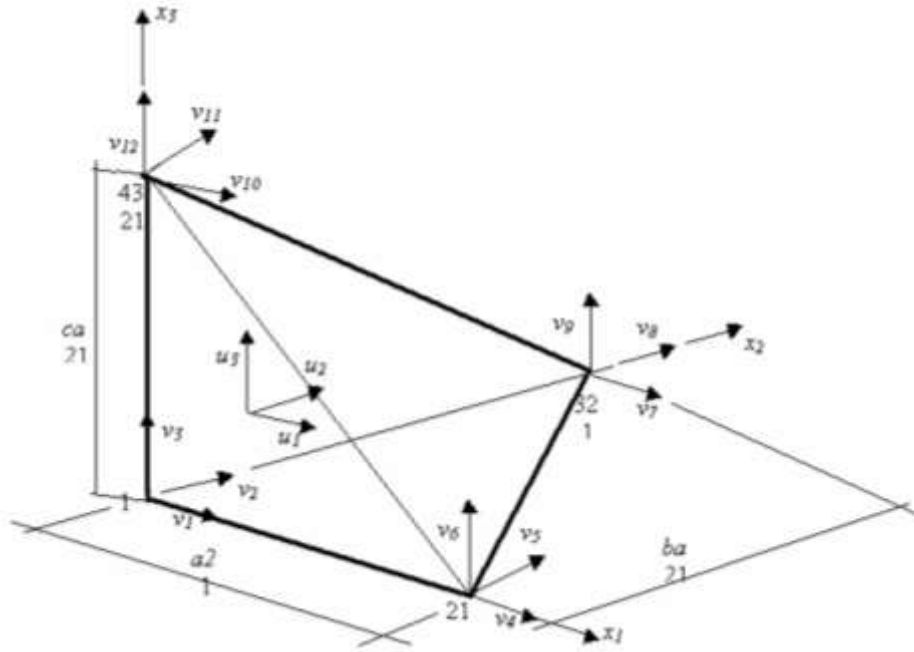


Рис. 1.1 – Розглядуваний тетраедричний скінченний елемент

Вектор переміщень $\{u\}^T = \{u_1 u_2 u_3\}$ в довільній точці СЕ виражається через вузлові переміщення:

$$\{u\} = [N]\{v\}$$

Матриця функції форми

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 & N_7 & 0 & 0 & N_{10} & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 & N_7 & 0 & 0 & N_{10} & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 & N_7 & 0 & 0 & N_{10} \end{bmatrix}$$

$\{v\}^T = \{v_1 v_2 v_3 v_4 v_5 v_6 v_7 v_8 v_9 v_{10} v_{11} v_{12}\}$ – вектор вузлових переміщень.

Для наведеного тетраедричного СЕ функції форми визначаються лише наступними співвідношеннями:

$$N_1 = 1 - \frac{x_1}{a} - \frac{x_2}{b} - \frac{x_3}{c}; \quad N_4 = \frac{x_1}{a}; \quad N_7 = \frac{x_2}{b}; \quad N_{10} = \frac{x_3}{c}$$

Вони відповідають усім вимогам щодо функцій форми. При складанні матриці функцій форми (3.1) враховано той факт, що переміщення вузлів СЕ по напрямку осей x_1, x_2, x_3 є незалежними, а тому апроксимація переміщень для внутрішніх точок виконується за однією схемою для кожного з напрямків. З цього факту можна зробити висновок щодо справедливості рівностей:

$$N_1 = N_2 = N_3; \quad N_4 = N_5 = N_6; \quad N_7 = N_8 = N_9; \quad N_{10} = N_{11} = N_{12}$$

Подальші дії щодо обчислення коефіцієнтів матриці жорсткості СЕ виконуються формально. Вихідною для побудови матриці жорсткості СЕ є формула для обчислення роботи внутрішніх сил на можливих переміщеннях у межах СЕ:

$$\delta U_e = \int_V \{\delta \varepsilon\}^T \{\sigma\} dv \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} \{\varepsilon\} &= [\partial]\{u\} = [\partial][N]\{\delta\} = [B]\{v\}, \\ \{\sigma\} &= [E]\{\varepsilon\} = [E][B]\{v\} \end{aligned} \quad (3.3)$$

де $[B] = [\partial][N]$.

Матриця $[B]$ в розгорнутій формі набуває вигляду:

$$[B] = \begin{bmatrix} B_{11} & 0 & 0 & B_{14} & 0 & 0 & B_{17} & 0 & 0 & B_{1,10} & 0 & 0 \\ 0 & B_{22} & 0 & 0 & B_{25} & 0 & 0 & B_{28} & 0 & 0 & B_{2,11} & 0 \\ 0 & 0 & B_{33} & 0 & 0 & B_{36} & 0 & 0 & B_{39} & 0 & 0 & B_{3,12} \\ B_{41} & B_{42} & 0 & B_{44} & B_{45} & 0 & B_{47} & B_{48} & 0 & B_{4,10} & B_{4,11} & 0 \\ 0 & B_{52} & B_{53} & 0 & B_{55} & B_{56} & 0 & B_{58} & B_{59} & 0 & B_{5,11} & B_{5,12} \\ B_{61} & 0 & B_{63} & B_{64} & 0 & B_{66} & B_{67} & 0 & B_{69} & B_{6,10} & 0 & B_{6,12} \end{bmatrix}$$

Наведемо значення деяких коефіцієнтів матриці $[B]$:

$$B_{11} = \frac{\partial N_1}{\partial x_1} = \frac{\partial_1}{\partial x_1} \left(1 - \frac{x_1}{a} - \frac{x_2}{b} - \frac{x_3}{c} \right) = -\frac{1}{a};$$

$$B_{17} = \frac{\partial N_7}{\partial x_1} = \frac{\partial_1}{\partial x_1} \left(\frac{x_2}{b} \right) = 0;$$

$$B_{22} = \frac{\partial N_1}{\partial x_2} = -\frac{1}{b};$$

$$B_{53} = \frac{\partial N_1}{\partial x_2} = -\frac{1}{b};$$

$$B_{67} = \frac{\partial N_7}{\partial x_3} = \frac{\partial}{\partial x_3} \left(\frac{x_2}{b} \right) = 0;$$

$$B_{6,10} = \frac{\partial N_{10}}{\partial x_3} = \frac{\partial}{\partial x_3} \left(\frac{x_3}{c} \right) = \frac{1}{c}.$$

З даних формул видно, що матриця $[B]$ є числовою матрицею, звідки робимо висновок – компоненти вектора деформацій і напружень у межах СЕ не змінюються.

Якщо підставити формули визначення матриці $[B]$, отримуємо відому вже формулу для обчислення коефіцієнтів матриці жорсткості СЕ, враховуючи, що:

$$\delta\{\varepsilon\}^T = ([B]\{\delta v\})^T = \{\delta v\}^T [B]^T;$$

$$\delta U_e = \int_V \{\delta \varepsilon\}^T \{\sigma\} dv = \{\delta v\}^T \int_V [B]^T [E][B] dv \{v\} = \{\delta v\}^T [K]\{v\},$$

де $[K] = \int_V [B]^T [E][B] dv$ – матриця жорсткості тетраедричного скінченного

елемента.

При побудові СЕМ пружного тіла будуть висуватися наступні вимоги.

Пружне тіло (як правило континуальний об'єкт) ділиться на під області скінченних розмірів, які зберігають властивості тіла, що розглядається. Точки перетину ліній або поверхонь розділу мають назву вузлів СЕМ.

Вважається, що скінченні елементи сполучаються між собою тільки у вузлах.

Невідомими МСЕ є можливі і незалежні переміщення вузлів СЕМ у глобальній системі. Факт незалежності вузлових переміщень забезпечується накладанням абсолютно жорстких в'язей у вузлах в напрямку їх можливих переміщень.

Таким чином на фізичному рівні СЕМ являє собою систему закріплених вузлів.

На шляху до математичної моделі МСЕ в межах скінченного елемента будується система так званих функцій форми, які однозначно визначають переміщення у внутрішній області СЕ через вузлові переміщення. Функції форми повинні забезпечити нерозривність переміщень як у вузлах, так і на границях скінченних елементів.

За допомогою функцій форми визначається система вузлових сил у формі матриці жорсткості скінченного елемента.

У математичному аспекті СЕМ являє собою систему лінійних алгебраїчних рівнянь стосовно невідомих переміщень вузлів моделі. Коефіцієнти системи рівнянь утворюють матрицю жорсткості СЕМ конструкції.

Визначимо достатні умови збіжності результатів:

- функції форми повинні забезпечити неперервність переміщень не тільки у вузлах СЕ моделі, а й на границях скінченних елементів;
- порядок поліномів функції форми повинен бути не нижче порядку похідної від функції переміщень, що входить до формули обчислення роботи внутрішніх сил на можливих переміщеннях;
- якщо порядок похідної від функції переміщень у формулі для обчислення роботи внутрішніх сил вище першого, то необхідно забезпечити умови нерозривності у вузлах СЕ і на його границях не тільки по переміщенням, а й по кутам повороту;
- функції форми мають враховувати переміщення СЕ як жорсткого цілого, що визначається нульовими значеннями деформацій.

Перелічені рекомендації отримані внаслідок досить складних математичних викладок.

1.2 Чисельне моделювання методом скінченних елементів за допомогою програмного комплексу Femap with NX Nastran

За останні два десятиріччя із значним розвитком доступності і можливостей комп'ютерів перед дослідниками відкрилися майже необмежені перспективи по розрахунку і моделюванню конструкцій за допомогою САПР (Систем Автоматизованого Проектування). За кордоном зазвичай використовуються терміни CAD/CAE/CAM, де CAD (*computer-aided design*) – використання комп'ютерних технологій для проектування, CAM (*computer-aided manufacturing*) – під цим терміном розуміють як власне процес комп'ютизованої підготовки виробництва так і програмні комплекси, які при цьому використовуються, а також CAE (*computer-aided engineering*) - загальна назва програмних комплексів створених для вирішення різноманітних інженерних завдань: розрахунку, аналізу та моделювання фізичних процесів, найбільш відомі серед них ABAQUS, ANSYS, ESAComp, Femap, CAE Fidesys, HyperWorks, Moldex3D, NX Nastran та багато інших. Розрахунки в цих програмах здійснюються завдяки вирішенню диференціальних рівнянь чисельними методами (метод скінченних об'ємів, скінченних різниць, скінченних елементів та ін.).

У книзі для проведення скінченно-елементного моделювання використовувався переважно програмний комплекс Femap with NX Nastran v.11.2.1. Розробка NASTRAN (NASA STRuctural Analysis) розпочалась з ініціативи NASA у 1964 році. На сьогоднішній день це один з найбільш популярних CAE комплексів, що має широкі можливості для створення ідентичної реальній геометричній моделі та скінчено-елементної сітки, що дає змогу виконувати абсолютно різні методи аналізу найрізноманітніших конструкцій, наприклад розрахунок теплопровідності, стійкості, аеропружності, статичний, нелінійний та динамічний методи розрахунку. Скінчено-елементна модель підготовляється в комплексі Femap з урахуванням граничних умов та умовами розрахунку, після чого виконується розрахунок та моделювання об'єкту в вирішувачі NX Nastran, а результати візуалізуються за допомогою Femap.

Стисло розглянемо основи та алгоритми метода скінченних елементів, що використовується у вирішувачі NX Nastran. Основна ідея методу полягає в тому, що на досліджуваній області неперервна величина апроксимується великою кількістю частково-неперервних функцій, визначених на скінченному числі ділянок. Ця неперервна величина може бути як векторною функцією, наприклад переміщенням точок досліджуваного об'єкту, так і скалярною наприклад температурою.

Розглянемо пружне тіло, що під дією зовнішнього навантаження знаходиться у рівновазі. Нехай v - довільне поле можливих переміщень системи, що не заперечує граничним умовам. Тоді повна потенціальна енергія (Π) матиме такий вигляд:

$$\Pi(v) = U(v) - W(v),$$

де U – потенціальна енергія деформації, W – потенціал зовнішніх навантажень.

Із принципу можливих робіт випливає, що у стані рівноваги повна потенціальна енергія системи приблизно дорівнює нулю. Виходячи з цього, для отримання рішення вираз 4.1. слід мінімізувати на множині всіх функцій v , що задовольняють граничним умовам.

Точна відповідь мінімуму $\Pi(v)$ еквівалентна відповіді диференційного рівняння теорії пружності та являє собою нескінченновимірну задачу. Головна ідея методу скінченних елементів полягає в заміні нескінченновимірної задачі n -мірною, що означає перехід до дискретної моделі, він виконується наступним чином:

1) у досліджуваному об'єкті фіксується скінченна кількість точок, що називаються вузлами (nodes), та приймається за вірний той факт, що невідома функція у вузлі визначається лише одним значенням;

2) значення неперервної функції v для кожного вузла вважається змінною, яку потрібно визначити;

3) об'єкт розбивається на скінченну кількість ділянок, що називаються елементи (elements), вони мають спільні вузли і загалом відтворюють форму об'єкта;

4) на кожному елементі неперервна функція v апроксимується поліноміальними функціями ϕ_{ki} , що мають назву функції форми. Індекс k відповідає номеру елемента, а i – номеру вузла. Значення цих функцій на межах цього елемента та в середині нього визначається через значення функції у вузлах.

Вищезгаданий перехід виконується за допомогою метода Релея-Рітца [21; 23]. Його суть полягає у тому, що заміна нескінченновимірної задачі дискретною здійснюється за допомогою введення пробних функцій $v = V_1, v = V_2, \dots, v = V_n$. Серед усіх лінійних комбінацій $V = u_1 V_1 + \dots + u_n V_n$ знаходиться така $\tilde{v} = u_1 V_1 + \dots + u_n V_n$, що задовольняє умові мінімізації $\Pi(V)$.

Коефіцієнти $\{u_1, u_2, \dots, u_n\}$ – параметри Рітца, приймаються за вузлові значення функції $\tilde{v}$. Точність подібного рішення буде значною мірою залежати від функції V та від кількості скінченних елементів [24; 27; 28].

Розглянемо метод скінченних елементів більш детально. Будь-який скінченний елемент характеризується певною кількістю внутрішніх переміщень $\{\delta^e\}$ та внутрішніх зусиль $\{\sigma^e\}$, що їм відповідають. Ці два вектори пов'язані залежністю коли їх скалярний добуток дає роботу $U^e = \{\delta^e\}^t \times \{\sigma^e\}$. Також ці вектори пов'язані між собою фізичним законом, який виражається рівністю $\{\sigma^e\} = \{\delta^e\} \times [F^e]$.

Зовнішні переміщення вузлів $\{u^e\}$ елемента пов'язані із внутрішніми через умови сумісності деформацій: $\{\delta^e\} = \{u^e\} \times [Q^e]$, де $[Q^e]$ – це матриця рівнянь рівноваги.

У результаті ми отримуємо основну систему рівнянь для методу скінченних елементів відносно невідомих $\{u\}, \{\delta\}, \{\sigma\}$:

$$\text{фізичні рівняння } \{\sigma\} = \{\delta\} \times [F];$$

$$\text{геометричні рівняння } \{\delta\} = [Q]^t \times \{u\};$$

$$\text{рівняння рівноваги } \{R\} = [Q] \times \{\sigma\}$$

де $\{R\}$ вектор навантаження, що визначається як сума реакцій зі сторони інших елементів та зовнішніх навантажень.

Вирішувач NX Nastran розв'язує подану систему рівнянь по певному алгоритму, що складається з 3 етапів, а саме.

На першому етапі повинні бути задані вихідні дані для побудови глобальної матриці жорсткості та вектора навантажень. Глобальна матриця жорсткості об'єкта створюється за рахунок об'єднання матриць жорсткості скінченних елементів. Для визначення матриць жорсткості скінченних елементів, тобто інтегрування потенційної енергії деформації необхідно визначити його геометрію та властивості матеріалу.

Як правило, глобальна матриця жорсткості об'єкта є виродженою, тобто немає єдиного рішення. Для його отримання на об'єкт накладаються в'язі, які забезпечують граничні умови аналогічні реальним, а також позитивну визначеність глобальної матриці жорсткості.

Отже розрахункова модель містить дані про вузли та елементи, граничні умови а також прикладені до об'єкта навантаження.

На другому етапі вирішувач виконує наступні дії:

- визначення матриці жорсткості та навантаження на елементи;
- формування глобальної матриці жорсткості $[K]$ та вектору зовнішніх навантажень $\{R\}$;
- накладення заданих в'язей та проведення трикутного розкладання глобальної матриці жорсткості у вигляді $[K] = [L] \times [D] \times [L]^t$, де $[L]$ – нижня трикутна матриця, $[D]$ – діагональна матриця.
- Вирішення системи рівнянь $[L] \times [D] \times [L]^t \times \{u\} = \{R\}$, знаходячи вектор невідомих переміщень $\{u\}$;
- Визначення результатів розрахунку на елементах.

На третьому етапі відбувається аналіз отриманих результатів.

РОЗДІЛ 2

ІНДУСТРІАЛЬНІ СТАЛЕБЕТОННІ СТІЙКИ

2.1 Труبوبетонні стійки з оболонкою із прокатних профілів

2.1.1 Загальні принципи створення моделі зразків і її аналізу. Створення скінчено-елементної моделі для визначення НДС зразків та її аналіз у пружній стадії роботи виконувались при наступних передумовах та початкових гіпотезах.

1. Вибір системи координат. Її призначення полягає у вказуванні положення точок у просторі або на площині. При створенні геометрії зразків була використана глобальна декартова прямокутна система координат.

2. Створення геометрії моделі. Спочатку створювався плоский поперечний переріз швелера за допомогою прямих, що задавалися координатами вузлових точок. Був врахований ухил 10% внутрішньої сторони полицок, заокруглення між стінкою і полицками швелера та пера полицок. Потім виконувався контроль геометричних характеристик створеного плоского перерізу одного швелеру. У результаті порівняння геометричних характеристик модельованого перерізу швелера та даних із сортаменту прокатних швелерів виявлено, що відхилення між ними складає до 0,5%, що в межах допусків на прокат.

Далі виконувалося відображення одного швелера для створення квадратного поперечного перерізу із двох швелерів. Об'ємна модель формувалася шляхом видовження граничної поверхні двох швелерів на необхідну висоту моделі. Зварні шви моделювалися як паралелепіпед із стороною основи 4 мм (висота катета зварного шва). У сталобетонних зразках об'ємна модель бетону осердя створювалася шляхом видовження замкнутого плоского контуру утвореного всередині швелерів.

Балки з двох швелерів №14 безфасонних вузлів другої групи зразків та короткі труبوبетонні колони із послабленим осердям третьої групи моделювалися аналогічно до швелерів колони першої групи (створення плоскої граничної поверхні поперечного перерізу, контроль її геометричних характеристик та

порівняння із даними сортаменту, формування об'ємної моделі шляхом видовження плоского перерізу).

3. Введення властивостей матеріалів. Матеріали моделі задавалися окремо як ізотропні. Всі властивості матеріалів задавалися у вигляді скалярних величин. Значення фізико-механічних характеристик матеріалів (модуль пружності Юнга E і коефіцієнт поперечних деформацій ν) та закону деформування (σ - ϵ) бралися згідно результатів випробувань матеріалів.

Під час моделювання конструкцій передбачалося, що вони будуть працювати у пружній стадії без утворення залишкових деформацій. З цих міркувань і підбиралась величина прикладеного навантаження. Тоді матеріали конструкції задавалися: сталь – як пружний, бетон – як пружно-пластичний, так як початок утворення мікротріщин у бетоні в сталобетонних стійках при досліджуваному співвідношенні площ сталі та бетону відбувається при менших навантаженнях, ніж текучість металу.

При дослідженні стійкості стиснутих елементів, матеріали задавалися пружно-пластичними із моделюванням фізичної нелінійності з допомогою вводу закону деформування (σ - ϵ).

4. Вибір типу скінчених елементів (далі – СЕ) та розбиття моделі на СЕ. Задані вузлові точки під час створення геометрії зв'язуються СЕ. У лінійному статичному аналізі елементи представляються пружними частинками. Ця математична апроксимація досить наближено описує реальну поведінку конструкції. Метою скінчено-елементного моделювання є складання з дискретних частинок моделі, що найдостовірніше описує реальну конструкцію та її роботу.

На вибір типу та розміру СЕ вплинули час створення об'ємної скінчено-елементної сітки, необхідний дисковий простір для проведення ПК розрахунку, точність та збіжність отриманих результатів при розрахунку моделей розбитих різними СЕ. Зокрема велика величина відношення сторін та відхилення кута нахилу граней елемента: тетраедра – від 120° , паралелепіпеда – від 90° , приводять до зниження точності результатів розрахунку.

Були змодельовані та прораховані сталеві та сталобетонні елементи виконані із двох швелерів №12 зварених по всій довжині 300 мм розбиті об'ємними СЕ – тетраедрами або гексаедрами – із стороною від 20 до 1 мм. За отриманими результатами виконано порівняння збіжності отриманих результатів (рис. 2.1.1, а) та необхідних ресурсів для створення і розрахунку моделей (рис. 2.1.1, б) в залежності від типу та розмірів СЕ.

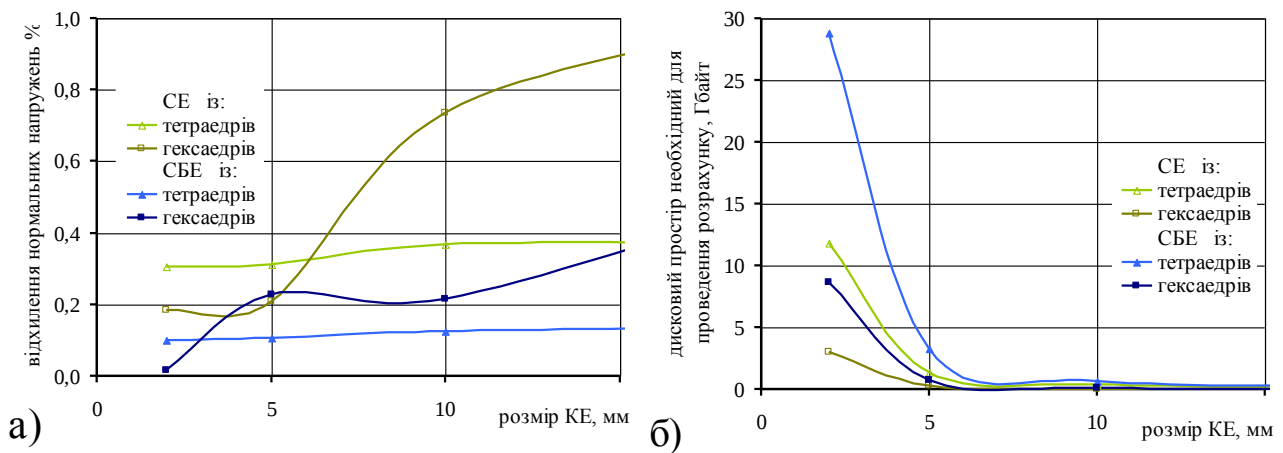


Рис. 2.1.1 – Відхилення нормальних напружень (а) та необхідних ресурсів ПК (б) в залежності від зміни типу і розмірів використовуваних СЕ

Як видно із показаних на рис. 2.1.1 графіків, отримані в результаті розрахунку значення нормальних напружень відрізнялися від середнього значення напружень порахованого по результатам всіх розрахунків до 0,4% при всіх аналізованих розмірах скінчено-елементної сітки із тетраедрів; при сітці із гексаедрів це відхилення сягало 1,5%. Необхідні ресурси ПК різко підвищувались при розмірі сторони СЕ менше 5 мм.

Таким чином за результатами аналізу для створення об'ємної скінчено-елементної сітки коротких зразків було прийнято використовувати трьохвимірні об'ємні елементи типу solid – тетраедри. Розмір сторони елемента – 5 мм, що складає 1,7% від загальної висоти зразка. Товщина стінки і полицок швелера №12, до речі, теж близька 5 мм. При подальшому моделюванні різних зразків розмір СЕ приймався рівним 1-2% від загальної висоти чи довжини окремого елемента зразка.

При розрахунку моделі МСЕ має значення симетрична сітка, так як у іншому випадку розподіли напружень і деформацій матимуть несиметричний вигляд. Щоб цього не відбулося, перед розбиттям на СЕ тіло розрізалось у двох симетричних площинах. Після розбиття тіла на СЕ виконувалося обов'язкове об'єднання співпадаючих точок (вузлів СЕ), що утворилися у результаті розрізання тіла, для утворення єдиного тіла.

5. Задавання граничних умов – в'язей, до яких кріпиться конструкція. Відповідно конструкції на прикладені навантаження є опорні реакції в точках закріплення конструкції, де накладені граничні умови у формі фіксування певних ступенів вільності моделі.

Щоб максимально наблизити «випробування» моделей зразків за допомогою ЕОМ до реального експерименту, до зразків прикладались розподілені по поверхні граничні умови аналогічні діючим під час проведення експерименту. Так як опорні плити пресу були шарнірними, то для верхньої поверхні зразків заборонялися поступальні переміщення вздовж двох осей, перпендикулярних поздовжній осі елемента, а три кутові переміщення та поступальні переміщення впоперек поздовжньої осі елемента були дозволені. Для протилежної поверхні зразків заборонялися всі три поступальні переміщення, а кутові були дозволені.

6. Формування системи навантажень та задавання їх значень. Навантаження до зразків прикладалась як статичне рівномірно розподілене по поверхні. У зразках першої та третьої груп площа цієї поверхні дорівнювала площі контакту торця елемента із опорною плитою пресу, у зразках другої групи – площі опорних поверхонь шарнірів. У випадку, якщо навантаження прикладалось до декількох поверхонь (металу та бетону), то сумарне прикладене навантаження ділилося пропорційно площі цих поверхонь. У поєднанні зусиль навантаження від власної ваги не включали так як вони незначні у порівнянні із несучою здатністю.

7. Перевірка коректності розробленої моделі. Як було вказано у пункті 2, під час створення геометрії порівнювалися геометричні характеристики модельованого плоского перерізу моделі та даних із сортаменту. Після створення твердого тіла, видалялися зайві граничні поверхні через які могли виникнути

фатальні помилки при розрахунках. Також контролювалася якість та симетричність розбиття моделі на СЕ, кількість об'єднання співпадаючих вузлів скінчено-елементної решітки (пункт 4), тип граничних умов, величини прикладених навантажень та поверхні їх поширення (пункт 5 і 6).

8. Розрахунок конструкції – скінчено-елементний аналіз. Як вже вказувалося, моделі розраховувалися на статичне навантаження. Число ступенів навантаження від початку завантаження до значення максимально прикладеного – 10 з включенням опції показу результатів на проміжних ступенях. Задане число ітерацій на кожній ступені – 25.

9. Аналіз отриманих результатів розрахунків та формування їх представлення для практичного використання. Внаслідок проведення розрахунків МСЕ за допомогою ЕОМ були отримані графіки розподілу відносно головних осей деформацій і напружень та їх числові значення із вказуванням екстремумів.

2.1.2 Моделювання напружено-деформованого стану стійок з різними швами з'єднання металевої оболонки із швелерів. У цьому підрозділі розглянуто розрахунок за допомогою ПК центрально-стиснутих елементів виконаних із двох швелерів, зварених у «коробочку» [44]. Досліджувався вплив типу зварного шва (суцільний чи перервний із варіацією довжин швів та проміжків між ними) на несучу здатність та стійкість елементів. Верхній кінець зразка мав шарнірно рухоме защемлення, нижній – шарнірно нерухоме. Сила прикладалась рівномірно розподіленою до верхньої поверхні зразка перпендикулярно поздовжній осі елемента. Механічні характеристики зварних швів приймалися як для основного металу; вважалося, що полицки швелерів повністю проварені, тобто катет зварного шва складав приблизно 70% від товщини полицок.

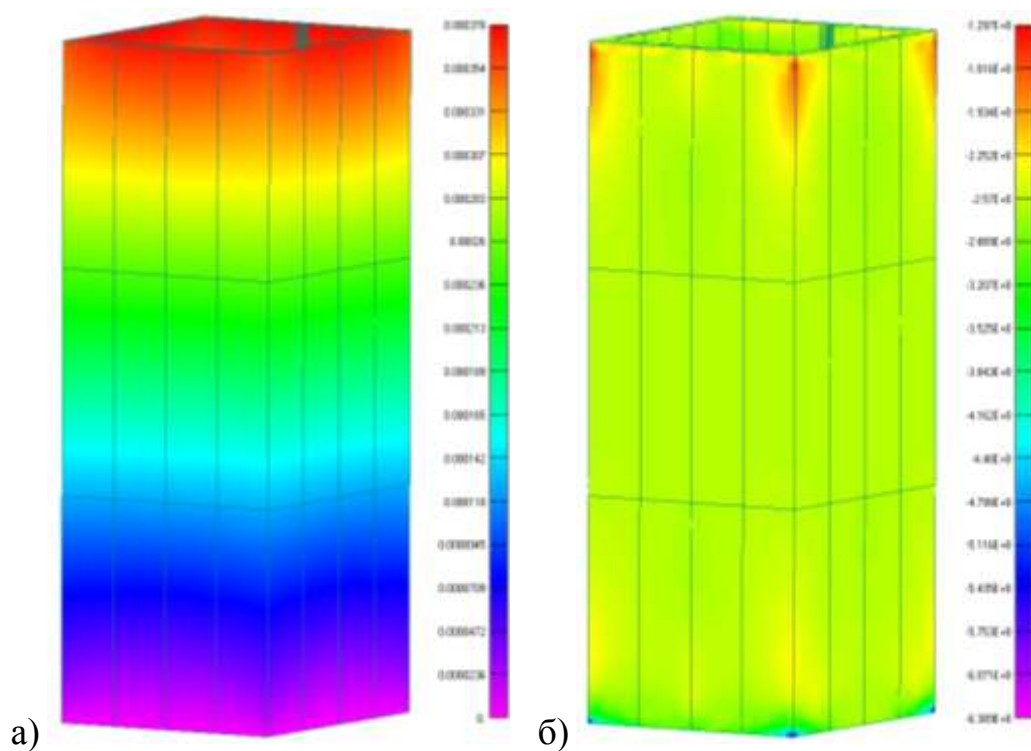


Рис. 2.1.2 – Розподіли: а) сумарних деформацій; б) нормальних напружень на поверхні швелерів моделі із суцільним зварним швом

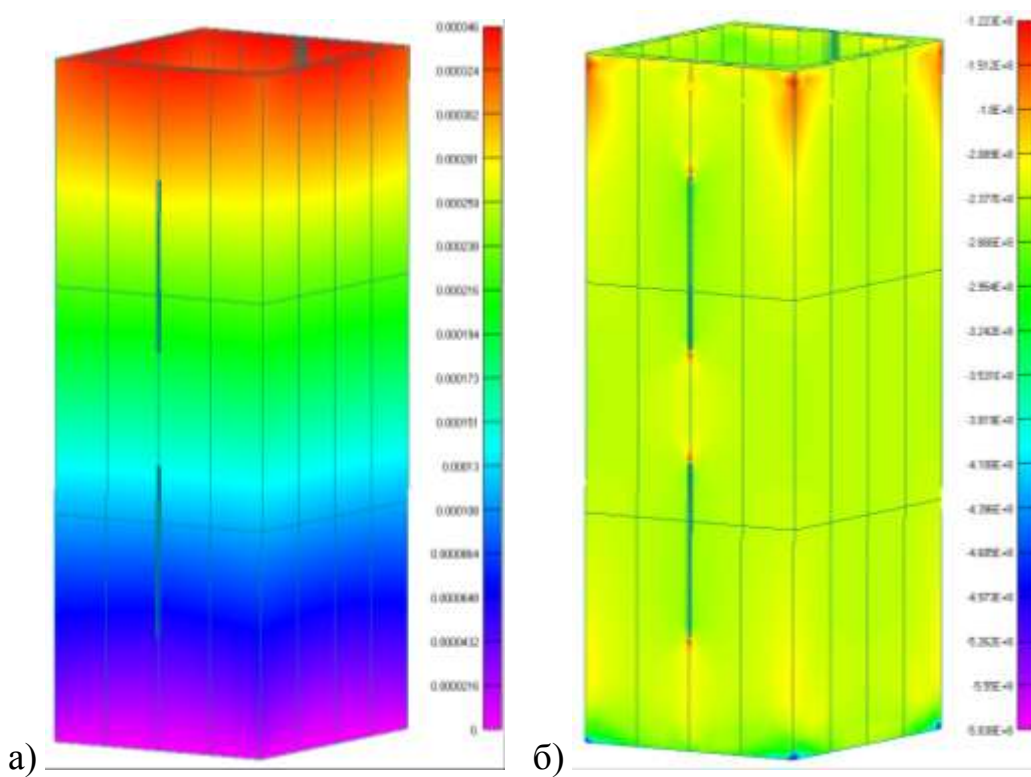


Рис. 2.1.3 – Розподіли: а) сумарних деформацій; б) нормальних напружень на поверхні швелерів моделі із перервним зварним швом

Спочатку було виконано порівняння НДС коротких сталевих стійок МСЕ та експериментальних даних. Моделювались зразки виконані із двох швелерів №№8, 10, 12 і 14 довжиною 300 мм. Довжини суцільного та перервного зварних швів взято як для експериментальних зразків. Величини прикладеного навантаження до елементів були рівні значенням, отриманим при експериментальних випробуваннях в залежності від типу металевої оболонки.

На рисунку 2.1.2 зображені розподіли сумарних деформацій вузлів СЕ та нормальних до поздовжньої осі елемента напружень при навантаженні $N = 700$ кН для моделі зі швелерів №12 із суцільним зварним швом. Величини деформацій та напружень на поверхні зразків виражені кольоровим забарвленням згідно стовпчика розподілу, показаного справа від моделі. На рисунку 2.1.3 зображені ті ж розподіли для моделі із перервним зварним швом при $N = 635$ кН.

Як видно із розподілів нормальних напружень, переважно на всій поверхні швелерів моделей напруження менші межі текучості сталі ($\sigma = 250-280$ МПа), тобто елемент працює у пружній стадії. Екстремальні значення напруження приймають у місцях прикладення навантаження та граничних умов – локальні напруження. Теж концентрації напружень спостерігались у місцях початку і кінця перервних зварних швів металевої оболонки (рис. 2.1.3, б). Значення головних напружень у вказаних місцях сягали 300 МПа.

Поздовжні та поперечні деформації рівномірно розподілені по всій висоті зразків незалежно від типу зварних швів.

Якщо збільшити прикладене навантаження до межі міцності зразків та ще раз виконати розрахунок, то максимальні деформації у моделей із суцільним зварним швом відмічаються на стінці – метал стінки тонший за полицки (рис. 2.1.4, а). У моделей із перервним зварним швом – на стінці та полицках у місцях відсутності зварного шва (рис. 2.1.4, б). Тобто відбувається втрата місцевої стійкості металевої оболонки. Взагалі характер руйнування моделей зразків подібний із реальними при проведенні експерименту.

До таблиці 2.1.1 зведені значення поздовжніх та поперечних деформацій на стінці швелеру отримані в результаті проведення експериментальних та числових

досліджень сталевих зразків виконаних із швелерів №8, 10, 12 і 14. Навантаження прикладене до моделей зразків відповідало напруженням межі текучості металу реальних зразків, отриманим при проведенні натурних випробувань. Під час натурального експерименту значення деформацій брали по вимірам електротензорезисторів наклеєних посередині вздовж та впоперек стінки швелерів. Під час чисельного експерименту спочатку знімалися абсолютні деформації вузлів СЕ, розташованих на поверхні швелера на відстані 20 мм один від одного у місцях аналогічним розташуванню тензорезисторів. Потім по цим значенням підраховувались відносні деформації, що занесені до табл. 2.1.1. Відстані між вузлами, в яких знімалися значення показані на рис. 2.1.2, б і 2.1.3, б суцільними лініями.

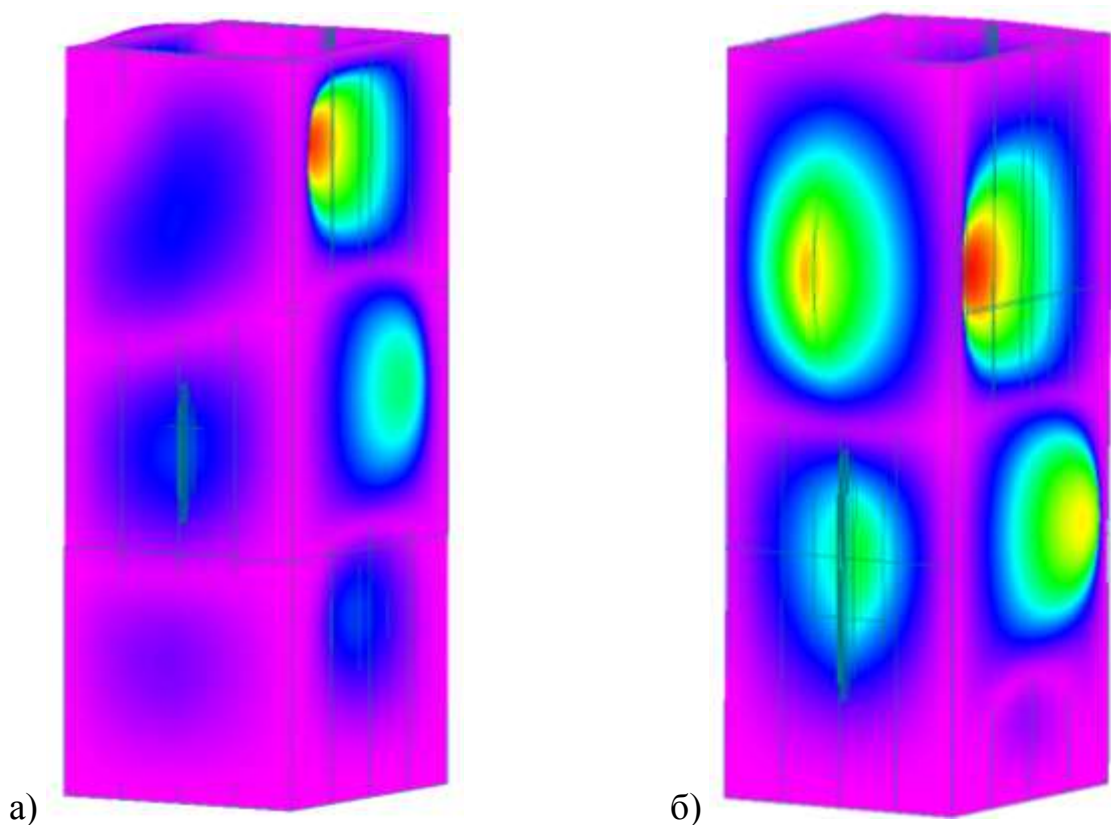


Рис. 2.1.4 – Місця виникнення максимальних пластичних деформацій при напруженнях міцності для моделей із зварним швом: а) суцільним; б) перервним

Згідно даним таблиці 2.1.1 відхилення результатів експериментальних та числових вимірів поздовжніх деформацій складає 2-10%, поперечних – 4-20%. Це відхилення можна пояснити похибкою вимірів електротензорезисторів. Більша

відмінність різниці поперечних деформацій отриманих експериментальним та теоретичним шляхами за поздовжні пояснюється меншими їх змінами при однаковій похибці тензорезисторів. Отже використання комп'ютерного моделювання МСЕ зразків можливе для дослідження НДС різних конструкцій.

Таблиця 2.1.1

Порівняння результатів натурних та числових досліджень коротких стійок

Номер швелера, тип шва	Поздовжня сила N , кН	Поздовжні відносні деформації			Поперечні відносні деформації		
		$\epsilon_{\text{експер}} \times 10^{-5}$	$\epsilon_{\text{теор.}} \times 10^{-5}$	$\Delta\epsilon$, %	$\epsilon'_{\text{експер}} \times 10^{-5}$	$\epsilon'_{\text{теор.}} \times 10^{-5}$	$\Delta\epsilon'$, %
8 С	420	-113,5	-110,9	-2,34	31,0	33,3	6,77
8 П	410	-120,1	-109,5	-9,73	30,0	32,7	8,22
10 С	565	-111,0	-122,8	9,57	29,5	37,1	20,38
10 П	550	-132,3	-120,4	-9,93	29,0	36,1	19,56
12 С	700	-121,3	-126,2	3,92	37,0	38,5	3,99
12 П	635	-112,5	-125,0	9,96	36,0	37,4	3,79
14 С	860	-125,0	-132,8	5,84	35,0	41,2	14,97
14 П	850	-121,0	-131,6	8,02	38,0	40,7	6,58

Загалом проведено дослідження напружено-деформованого стану сталевих стійок із двох швелерів 30 довжиною 3 метри. Досліджувалась наявність бетонування внутрішнього простору між швелерами зварених суцільним чи перервним швом. Приймалося, що полицки повністю проварені (тобто висота катета зварного шва дорівнювала близько 70% від товщини полицок швелерів). Також вважалось, що зварні шви не мають інших дефектів.

Як було зазначено вище, нижній кінець стійки мав шарнірно-нерухоме защемлення, верхній – шарнірно-рухомий. Навантаження прикладалось перпендикулярно до поздовжньої осі моделі рівномірно розподіленим по верхній поверхні.

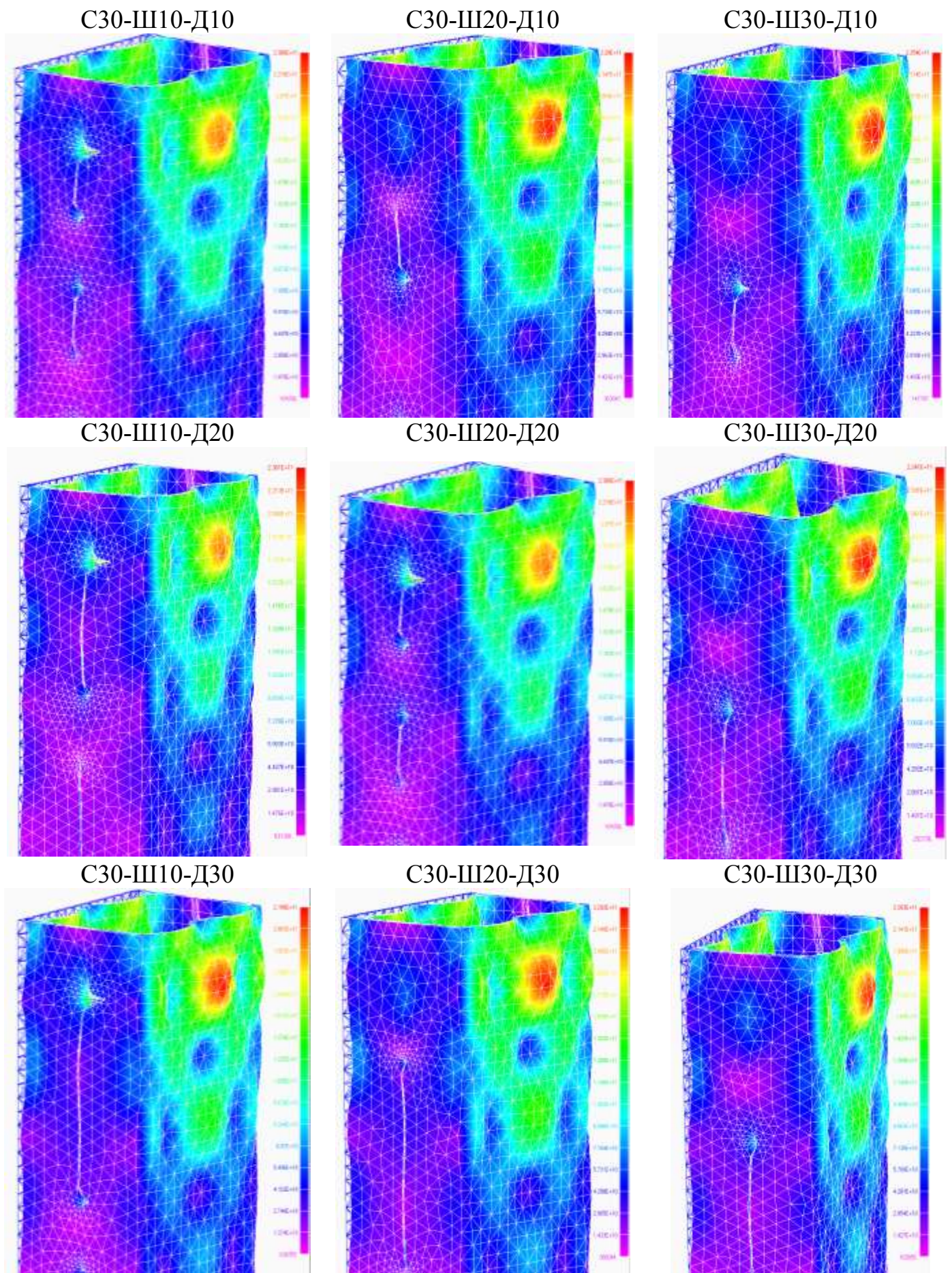


Рис. 2.1.5 – Розподіли головних напружень на поверхні швелерів сталевих колон

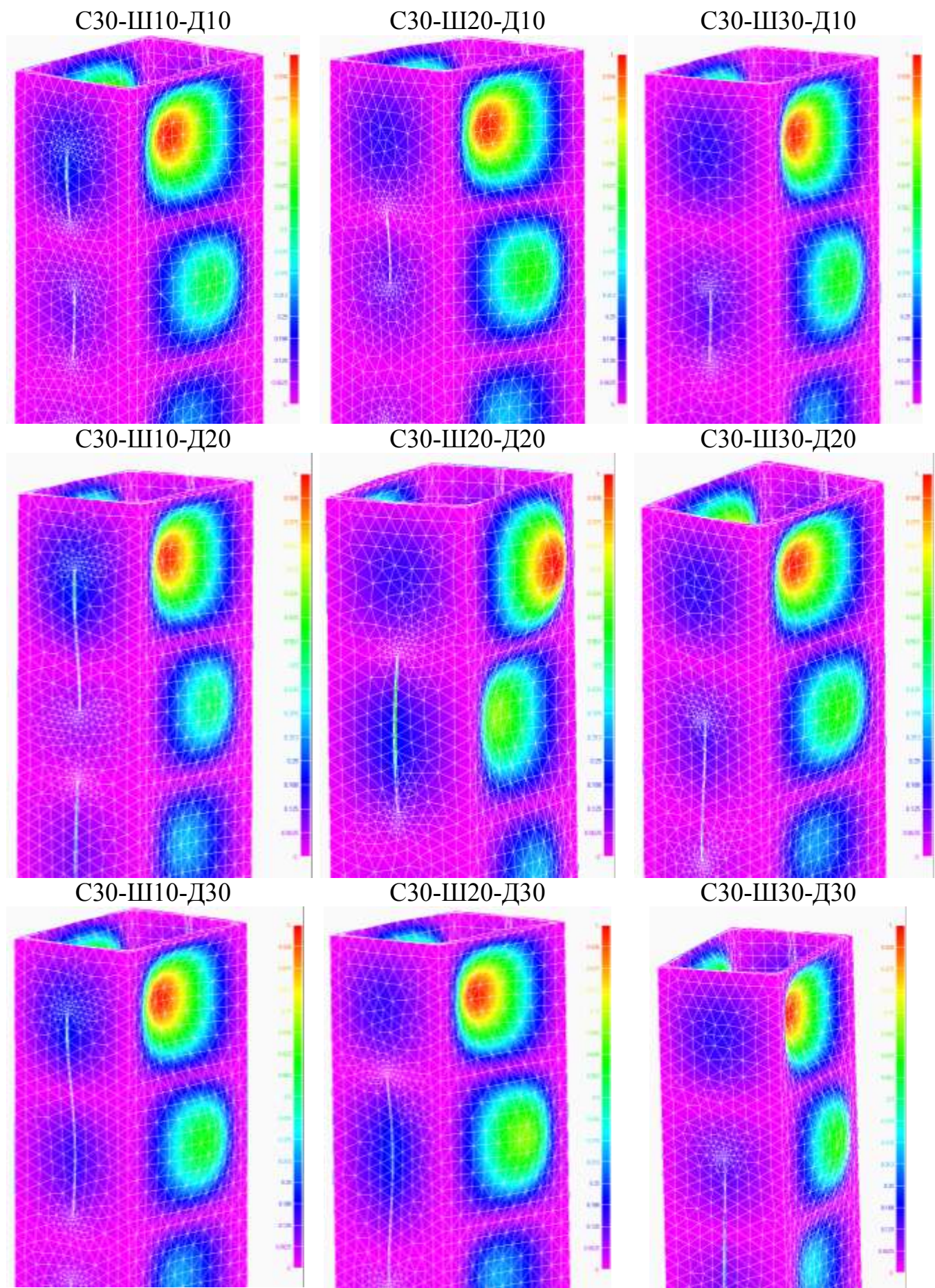


Рис. 2.1.6 – Розподіли загальних деформацій на поверхні швелерів сталевих колон

При шпоночному зварному шві приймалися наступні його розміри:

- зварний шов довжиною 100 мм через:
 - а) 100 мм – зразок С30-Ш10-Д10;
 - б) 200 мм – зразок С30-Ш10-Д20;
 - в) 300 мм – зразок С30-Ш10-Д30;
- зварний шов довжиною 200 мм із аналогічними відстанями між ними:
 - а) 100 мм – зразок С30-Ш20-Д10;
 - б) 200 мм – зразок С30-Ш20-Д20;
 - в) 300 мм – зразок С30-Ш20-Д30;
- зварний шов довжиною 300 мм теж із аналогічними відстанями між ними:
 - а) 100 мм – зразок С30-Ш30-Д10;
 - б) 200 мм – зразок С30-Ш30-Д20;
 - в) 300 мм – зразок С30-Ш30-Д30.

Зразок із повністю звареними поличками замаркований С30С.

Після розрахунку створених моделей сталевих колон були отримані графічні розподіли на поверхні швелерів головних напружень (рис. 2.1.5) та загальних деформацій (рис. 2.1.6). На рис. 2.1.5 та 2.1.6 показана верхня частина всіх промодельованих колон (500 мм).

Руйнування стійки відбувалося однаково незалежно від типу зварних швів та відстанню між ними: стінка швелера, а потім і поличка, у верхній частині зразка втрачала місцеву стійкість від дії прикладеного навантаження. У місцях початку та кінця зварних швів спостерігались концентрації головних напружень, особливо у верхній частині зразка (більші у 2-3 рази порівняно із напруженнями на стінці із звареними поличками). Значення першого критичного навантаження, що викликало місцеву втрату стійкості стінки швелера, дещо відрізнялись у залежності від типу шва. Це відхилення зображено на рис. 2.1.7. За 100% прийнято значення критичного навантаження на елемент із повністю звареними поличками. Як бачимо з графіка, елементи із зварним швом 30 см мають найменше зменшення критичного навантаження (лише до 0,8%) із збільшенням відстані між швами.

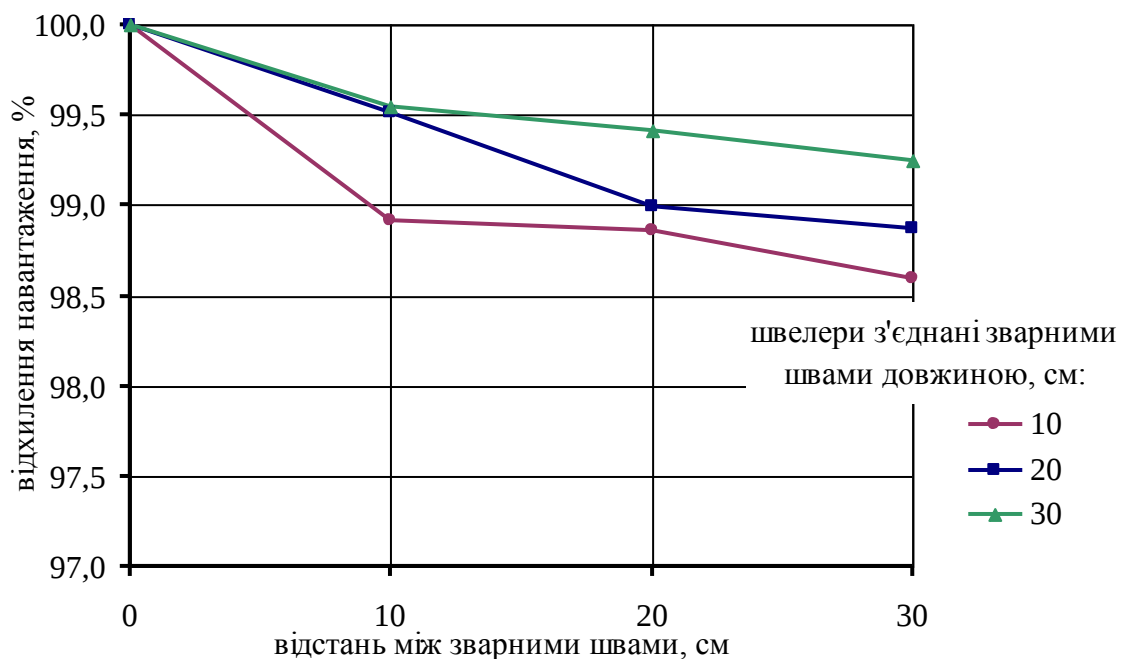


Рис. 2.1.7 – Залежність критичного навантаження на сталеві моделі від типу зварного шва металевої оболонки

Дані отримані в результаті розрахунку МСЕ моделей стиснутих стійок з швелерів підтверджують чисельні розрахунки. Несуча здатність елементів знижується із зменшенням довжини зварних швів та збільшенням відстані між ними, підвищується вірогідність місцевої втрати стійкості полицок швелерів металевої оболонки. Зміна несучої здатності (порівнюючи стійку із повністю звареними полицками швелерів та стійку із зварними швами 10 см і відстанню між ними 30 см) при розрахунку МСЕ складає 1,5% (див. рис. 2.1.7); при розрахунку згідно діючих норм – 2,1%.

2.1.3 Напружено-деформований стан стійок, підсилених обетонуванням.

У цьому підрозділі проведено аналіз розрахунку за допомогою ПК центрально стиснутих сталезалізобетонних елементів. Металева оболонка виконана із двох швелерів зварених у «коробочку». Внутрішній простір утворений таким чином, заповнений бетоном. Досліджувався вплив типу зварного шва оболонки та наявності бетонування на несучу здатність та стійкість елементів [33].

Спочатку, як і при аналізі моделей сталевих елементів, було виконано порівняння НДС коротких сталезалізобетонних стійок МСЕ та даних, отриманих експериментально. Моделювались зразки, виконані із двох швелерів №8, 10, 12 і

14 довжиною 300 мм. Величини прикладеного навантаження до елементів були рівні значенням, отриманим при експериментальних випробуваннях в залежності від типу металевої оболонки та класу бетону осердя.

Сітка СЕ моделі складалася із тетраедрів із розміром елемента 5 мм, що складає близько 1,7% від загальної висоти зразка. Завдання властивостей матеріалу та розбиття на СЕ оболонки і осердя виконувалося окремо. Потім об'єднувалися співпадаючі вузли елементів із різними властивостями. У роботі моделювання кам'яної кладки виконувалося так само: створювались бетонний камінь і розчин з наступним об'єднанням вузлів.

На рис. 2.1.8 зображені розподіли нормальних до поздовжньої осі елемента напружень для сталобетонних моделей: а) із суцільним швом полицок швелерів №12 при навантаженні $N = 1150$ кН; б) із перервним швом при $N = 1090$ кН.

Як бачимо із розподілів нормальних напружень, переважно на всій поверхні швелерів моделей напруження менші межі текучості сталі ($\sigma = 210\text{--}280$ МПа). Екстремальні значення напруження приймають у місцях прикладення навантаження та граничних умов – локальні напруження. Також концентрації головних напружень (до 335 МПа) спостерігаються у місцях початку та кінця зварних швів при перервному шві металевої оболонки (рис. 2.1.8, б).

Поздовжні деформації металевої оболонки рівномірно розподілені по всій висоті зразків незалежно від типу зварних швів. Збільшення поперечних деформацій майже в два рази спостерігалось у верхній четверті елементів у місці прикладення навантаження.

Якщо збільшувати прикладене навантаження, то у зразків із найменшою із аналізованих металевою оболонкою – швелером №8 – відбувається загальна втрата стійкості зразка (рис. 2.1.9, а); у зразків із найбільшою – швелером 14 – відмічається утворення пагорбків на поверхні швелерів спричинених тиском бетону зсередини (рис. 2.1.9, б). Тонкими лініями на рис. 2.1.9 показані зразки у недеформованому стані. Взагалі характер руйнування моделей зразків подібний із реальними при проведенні експерименту.

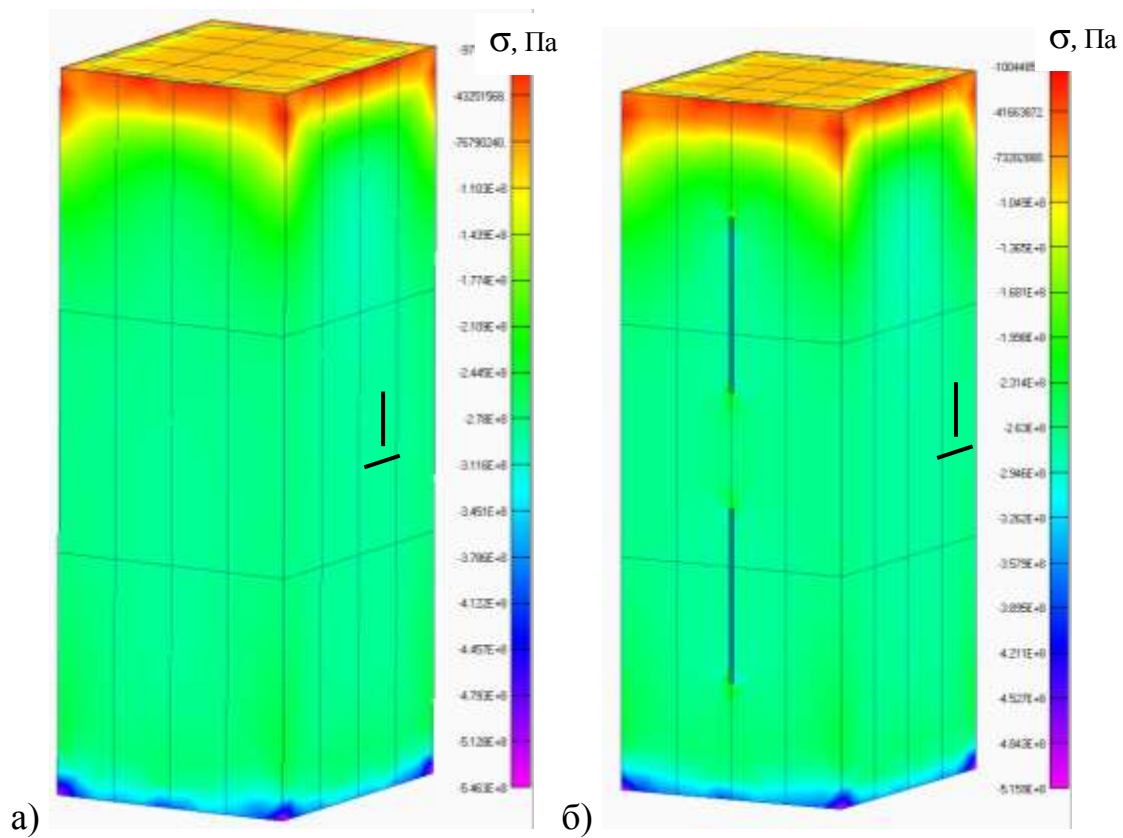


Рис. 2.1.8 – Розподіли нормальних напружень на поверхні швелерів сталезалізобетонних моделей із зварним швом: а) суцільним; б) перервним

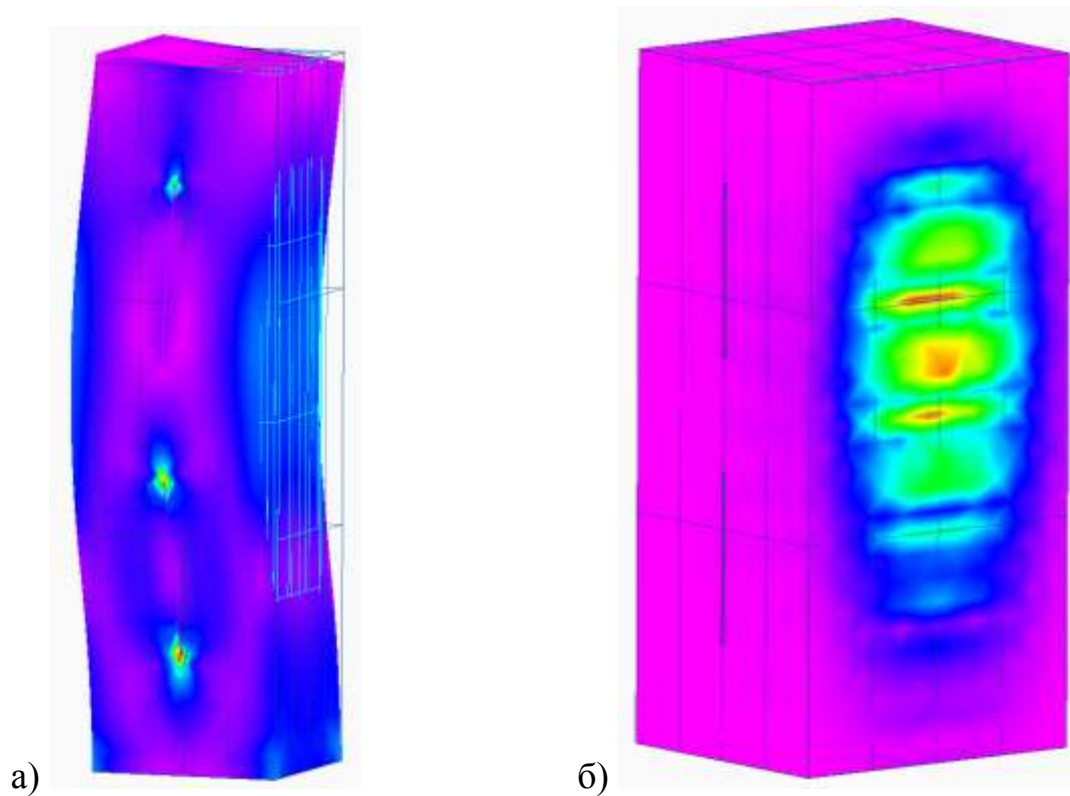


Рис. 2.1.9. – Характер руйнування моделей сталезалізобетонних зразків, металева оболонка у яких виконана: а) із швелерів №8; б) із швелерів №14

Таблиця 2.1.2

Порівняння результатів натурних та числових досліджень СБЕ

Швелер, тип шва, клас бетону	Поздовж- ня сила N , кН	Поздовжні відносні деформації			Поперечні відносні деформації		
		$\epsilon_{\text{експер}} \times 10^{-5}$	$\epsilon_{\text{теор.}} \times 10^{-5}$	$\Delta\epsilon$, %	$\epsilon'_{\text{експер}} \times 10^{-5}$	$\epsilon'_{\text{теор.}} \times 10^{-5}$	$\Delta\epsilon'$, %
8С С12/15	600	-117,0	-122,6	4,53	32,0	33,2	3,75
8П С12/15	560	-124,0	-119,9	-3,42	29,0	31,6	8,31
10С С12/15	695	-115,0	-116,4	1,16	25,0	31,1	19,61
10П С12/15	700	-126,5	-118,0	-7,25	28,0	31,7	11,61
12С С12/15	880	-130,0	-118,8	-9,47	28,5	33,3	14,44
12С С20/25	1150	-142,5	-137,4	-3,75	29,5	35,6	17,24
12С С32/40	1265	-142,0	-139,7	-1,68	29,5	33,6	12,32
12П С12/15	865	-121,5	-132,3	8,16	27,5	32,8	16,27
12П С20/25	1090	-130,0	-130,7	0,54	25,0	34,2	26,92
12П С32/40	1195	-142,5	-132,5	-7,59	30,5	32,4	5,94
14С С12/15	1070	-131,0	-120,9	-8,35	33,5	35,9	6,66
14П С12/15	1100	-126,0	-124,8	-1,00	31,0	36,8	15,84

До таблиці 2.1.2 зведені значення поздовжніх та поперечних деформацій на стінці швелеру отримані в результаті проведення експериментальних та числових досліджень сталезалізобетонних зразків виконаних із швелерів №8, 10, 12 і 14. Навантаження прикладене до моделей зразків було рівне напруженням межі текучості металу оболонки зразків отримане при проведенні натурних випробувань. Значення відносних деформацій під час натурального та чисельного експериментів брали так само як при дослідженні сталевих зразків. Відстані між вузлами, в яких знімалися значення при аналізі МСЕ показані на рисунку 2.1.8 суцільними лініями.

Згідно даним таблиці 2.1.2 відхилення результатів експериментальних та теоретичних вимірів поздовжніх деформацій складає 0,5-10%, поперечних – 3-20%. Це відхилення можна пояснити похибкою вимірів електротензорезисторів. Більша відмінність різниці поперечних деформацій отриманих

експериментальним та теоретичним шляхами за поздовжні пояснюється меншими їх змінами при однаковій похибці тензорезисторів. Отже використання комп'ютерного моделювання МСЕ зразків також можливе для дослідження НДС конструкцій виконаних із двох композитних матеріалів.

Так як результати комп'ютерного аналізу мають достатню точність, за допомогою програмного комплексу промодельовані десять сталезалізобетонних центрально-стиснутих колон виконаних із двох швелерів 30 довжиною 3000 мм.

Нижній кінець стійки мав шарнірно нерухоме защемлення, верхній – шарнірно рухоме. Навантаження прикладалось перпендикулярно поздовжній осі елемента до верхнього краю окремо на сталеву та бетонну частини. Матеріал металевої оболонки – сталь Ст3; осердя елементу – бетон класу С20/25. СЕ на які були розбиті моделі – тетраедри із розміром сторони 25 мм, що складає близько 0,8% від загальної висоти зразка. Фізико-механічні характеристики металевої оболонки, вид прикладення граничних умов та навантажень аналогічні тим, що використані при досліджуванні сталевих моделей.

Перервний зварний шов мав розміри такі ж, як і при дослідженні сталевих зразків. Маркування сталобетонних моделей наступне:

- зварний шов довжиною 100 мм через:
 - а) 100 мм – зразок СБ30-Ш10-Д10;
 - б) 200 мм – зразок СБ30-Ш10-Д20;
 - в) 300 мм – зразок СБ30-Ш10-Д30;
- зварний шов довжиною 200 мм із аналогічними відстанями між ними:
 - а) 100 мм – зразок СБ30-Ш20-Д10;
 - б) 200 мм – зразок СБ30-Ш20-Д20;
 - в) 300 мм – зразок СБ30-Ш20-Д30;
- зварний шов довжиною 300 мм теж із аналогічними відстанями між ними
 - а) 100 мм – зразок СБ30-Ш30-Д10;
 - б) 200 мм – зразок СБ30-Ш30-Д20;
 - в) 300 мм – зразок СБ30-Ш30-Д30.

Зразок із повністю звареними поличками замаркований СБ30С.

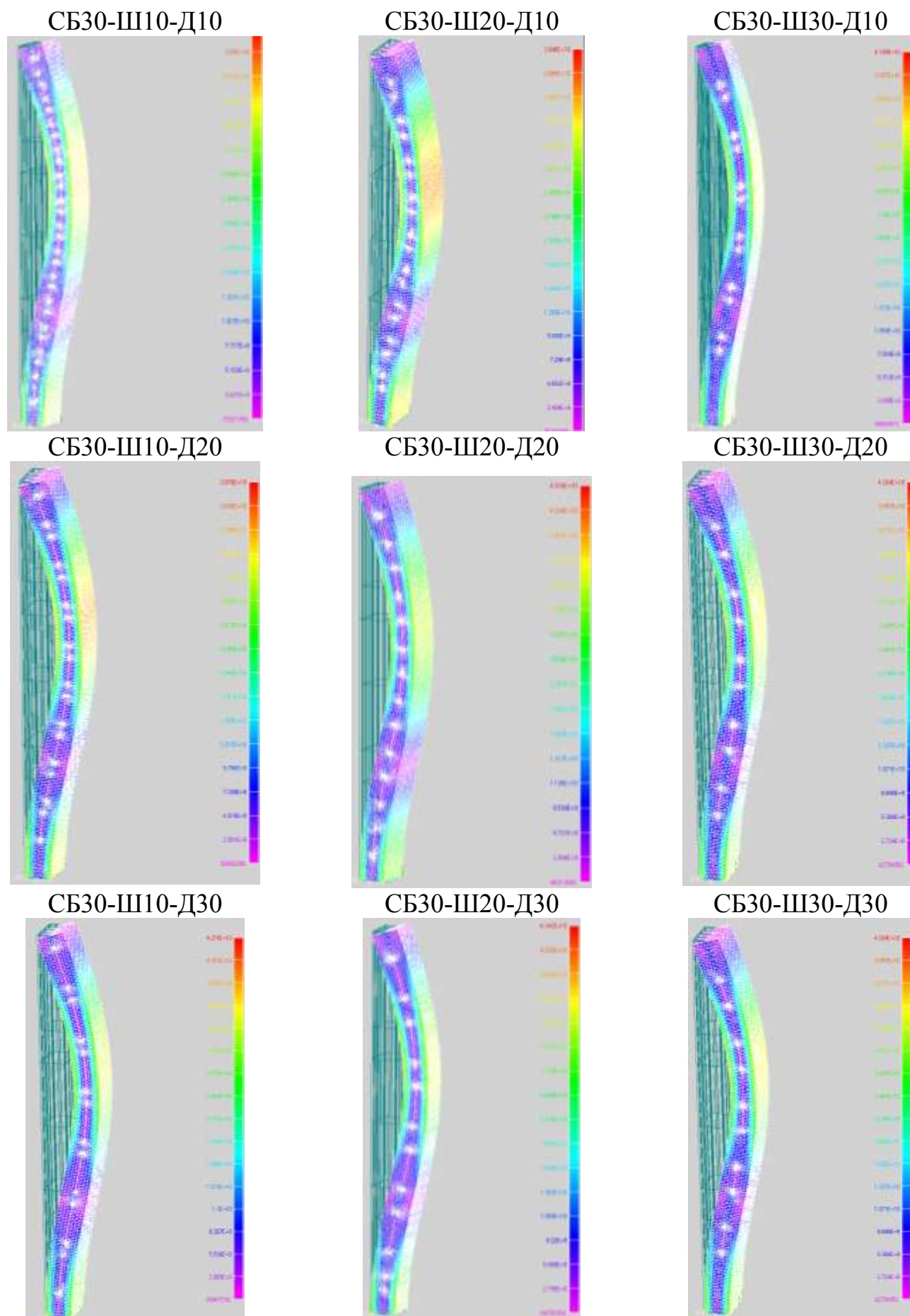


Рис. 2.1.10 – Розподіли головних напружень на поверхні колон

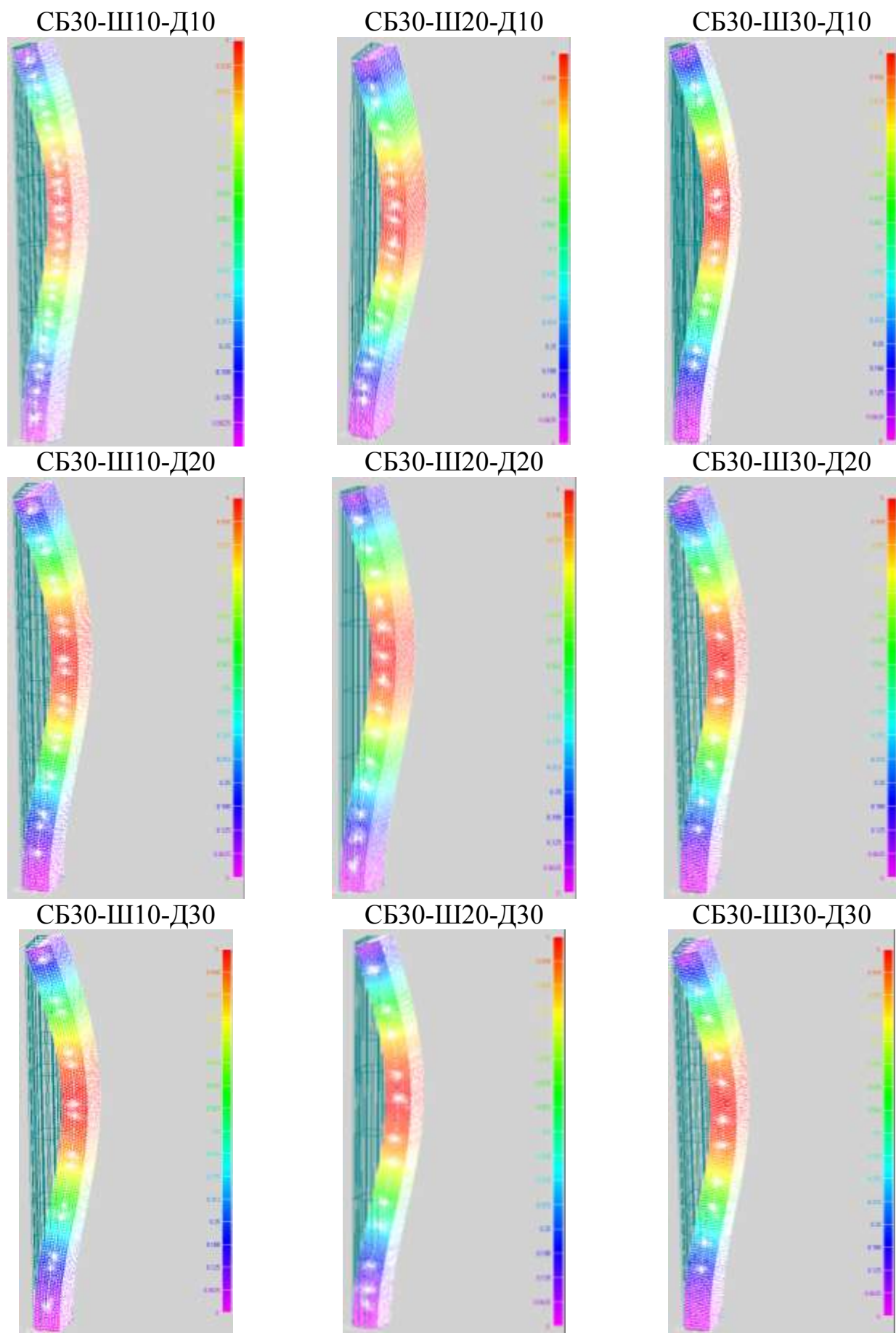


Рис. 2.1.11 – Розподіли загальних деформацій на поверхні колон

Після розрахунку створених моделей сталобетонних колон були отримані графічні розподіли на поверхні швелерів головних напружень (рис. 2.1.10) та загальних деформацій (рис. 2.1.11). Тонкими лініями на рис. 2.1.10 та 2.1.11 показано недеформований стан стійки. Руйнування стійки відбувалося однаково незалежно від типу зварних швів та відстанню між ними: унаслідок загальної втрати стійкості елемента. У місцях початку та кінця зварних швів спостерігались концентрації головних напружень (більші у 2-3 рази порівняно із напруженнями на іншій частині поверхні полиць). Проте найбільші напруження виникали на стінці швелера у місцях втрати стійкості колони.

До таблиці 2.1.3 зведені екстремальні значення напружень на поверхні моделей. Для сталевих елементів прикладене навантаження складає 2200 кН; для сталобетонних – 3500 кН. Значення першого критичного навантаження, що викликало загальну втрату стійкості сталезалізобетонного елемента, дещо відрізнялись у залежності від типу шва. Це відхилення зображено на рис. 2.1.12. За 100% прийнято значення критичного навантаження на елемент із повністю звареними полицками.

Таблиця 2.1.3 (початок)

Максимальні напруження у промодельованих зразках

Тип зразка	Максимальні напруження, МПа			
	σ	σ_x	σ_y	σ_z
С т а л е в і е л е м е н т и				
С30-Ш10-Д10	321,5	123,5	62,8	-55,3
С30-Ш10-Д20	322,0	151,4	66,4	-53,2
С30-Ш10-Д30	321,5	169,5	68,3	-54,6
С30-Ш20-Д10	321,4	83,1	52,8	-71,3
С30-Ш20-Д20	321,6	100,6	54,6	-70,3
С30-Ш20-Д30	323,0	102,0	47,7	-87,2
С30-Ш30-Д10	322,0	89,1	54,3	-68,5
С30-Ш30-Д20	327,5	85,7	44,3	-95,0
С30-Ш30-Д30	325,7	90,7	43,5	-92,4

Таблиця 2.1.3 (завершення)

Сталобетонні елементи				
СБ30-Ш10-Д10	272,7	84,8	38,2	-18,0
СБ30-Ш10-Д20	273,2	77,2	38,5	-17,0
СБ30-Ш10-Д30	281,2	89,9	28,0	-16,8
СБ30-Ш20-Д10	273,0	45,3	30,4	-17,1
СБ30-Ш20-Д20	282,1	43,4	30,9	-13,4
СБ30-Ш20-Д30	280,3	49,3	28,5	-12,8
СБ30-Ш30-Д10	286,0	41,7	23,4	-16,1
СБ30-Ш30-Д20	285,3	37,6	30,6	-17,2
СБ30-Ш30-Д30	284,6	35,8	28,6	-17,2

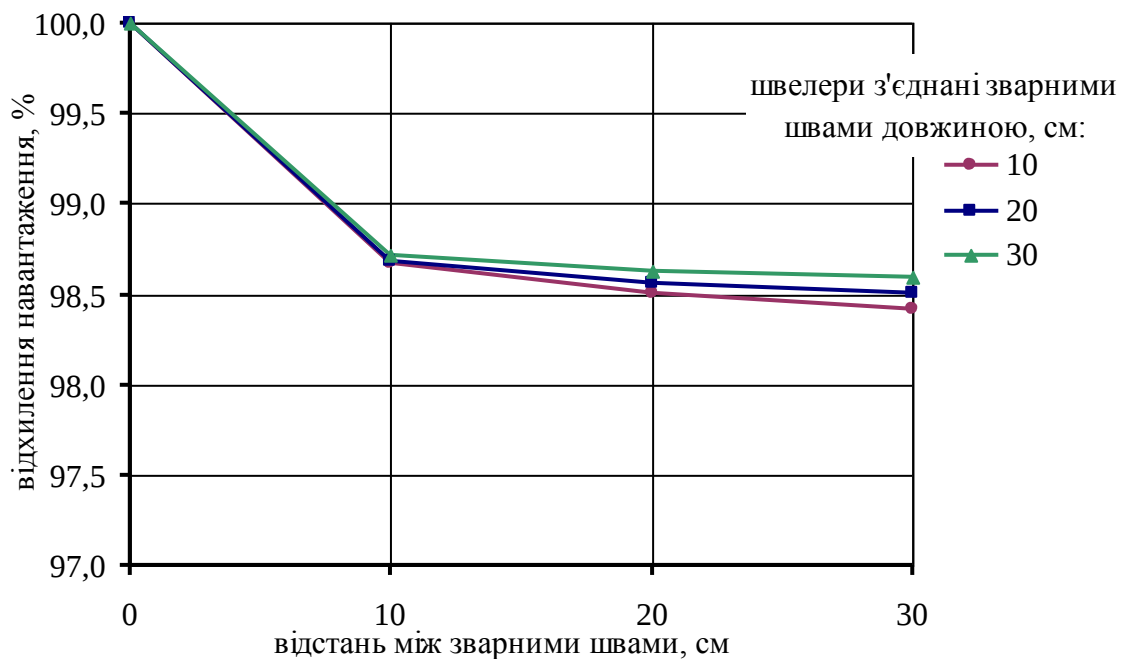


Рис. 2.1.12 – Залежність критичного навантаження на сталезалізобетонні моделі від типу зварного шва металевої оболонки

Як бачимо з графіка, при використанні будь-якого перервного зварного шва значення критичного навантаження знижується щонайменше на 1,3% порівнюючи із суцільним. При найбільшій відстані між зварними швами це зменшення сягає 1,6%. Елементи із зварним швом 30 см мають найменше зменшення критичного навантаження (до 1,4%) із збільшенням відстані між швами.

2.2 Трубобетонні елементи на високоміцних бетонах

2.2.1 Етапи створення скінченно-елементної моделі центрально-стиснутих трубобетонних елементів [38]. Створення скінченно-елементної моделі для визначення НДС моделей зразків та її аналіз у пружній стадії роботи виконувались в наступному порядку.

Вибір системи координат. Базовою системою координат є ортогональна система координат, неявно визначена у всіх звичайно-елементних моделях MSC/NASTRAN.

При створенні геометрії зразків була використана глобальна декартова прямокутна система координат – система, що використовується за умовчуванням у програмі NASTRAN. Система складається із трьох взаємно перпендикулярних площин.

Створення геометрії моделі. Спочатку створювався плоский поперечний переріз досліджуваного трубобетонного елемента за допомогою кіл із внутрішнім та зовнішнім діаметрами використаної труби ($\varnothing 159 \times 3,5$ мм; $\varnothing 159 \times 4$ мм або $\varnothing 159 \times 6$ мм), що задавалися координатами центра кола (початок координат) та радіуса кола (див. рисунок 2.2.1).

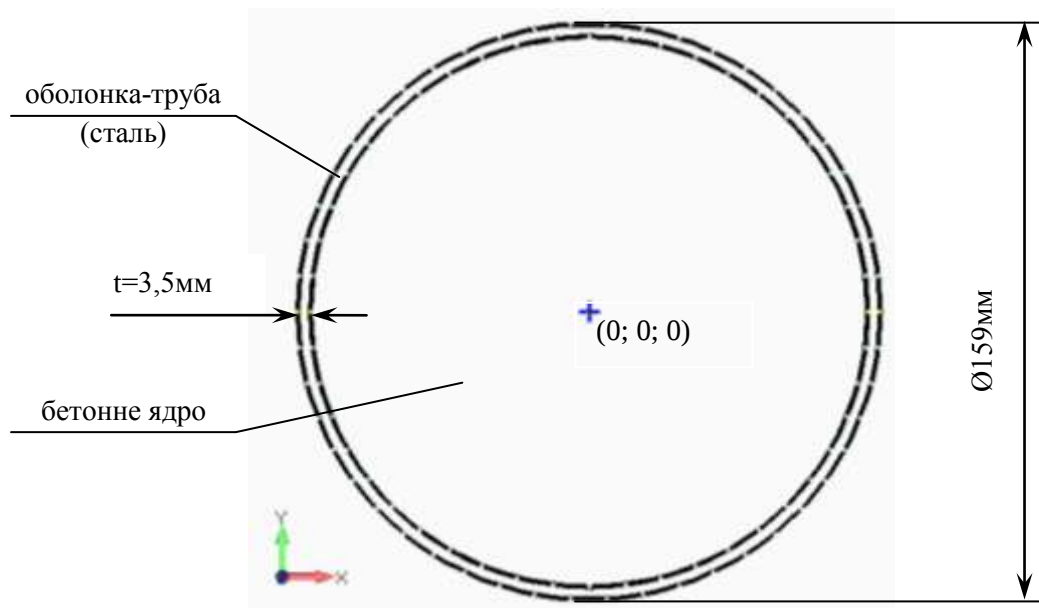


Рис. 2.2.1 – Плоский поперечний переріз елемента

Об'ємна модель труби та бетону (див. рисунок 2.2.2) конструкції формувалася шляхом видовження утворених завчасно по заданих прямих плоских граничних поверхонь на висоту моделі, рівну $h = 4 \times d \approx 640$ мм.

Введення властивостей матеріалів. У MSC/NASTRAN можуть бути задані ізотропні, ортотропні та анізотропні матеріали.

Матеріали моделі задавалися окремо як ізотропні. Всі властивості матеріалів задавалися у вигляді скалярних величин. Значення фізико-механічних характеристик матеріалів та закону деформування (σ - ϵ) бралися згідно результатів проведення лабораторних випробувань, уточнених з даними діючих нормативних документів. Третя константа – модуль зсуву G – визначалася автоматично розрахунковою підпрограмою використаного програмного продукту по відомому співвідношенню між E та ν .

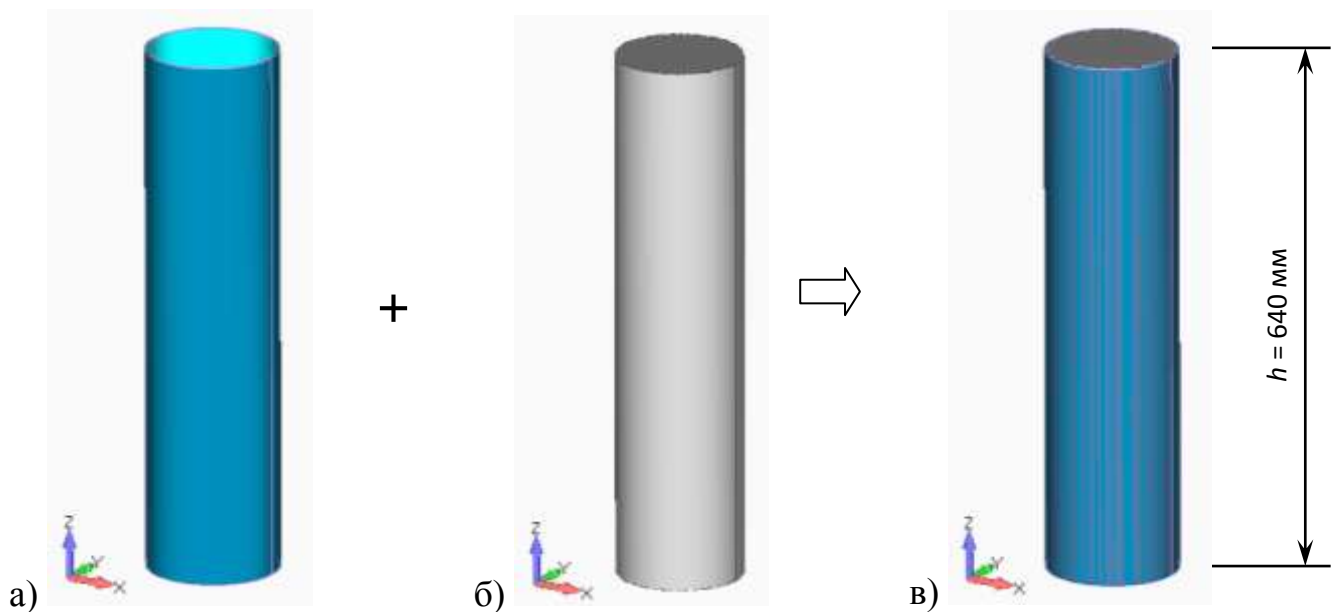


Рис. 2.2.2 – Об'ємна модель окремо труби (а), бетону (б)
та трубобетонного елемента загалом (в)

Під час моделювання конструкцій передбачалося, що вони будуть працювати у пружно-пластичній стадії. Тому при задаванні характеристик матеріалів було враховано криволінійну залежність між навантаженням-

деформаціями. Із фізико-механічних характеристик матеріалів було задано початковий модуль пружності, коефіцієнт Пуассона (рис. 2.2.3, а), а також напруження на межі текучості (рис. 2.2.3, б). Із пропонованих типів нелінійності матеріалу, що враховувався за заданою межею текучості був вибраний «пластичний матеріал» (рис. 2.2.3, б).

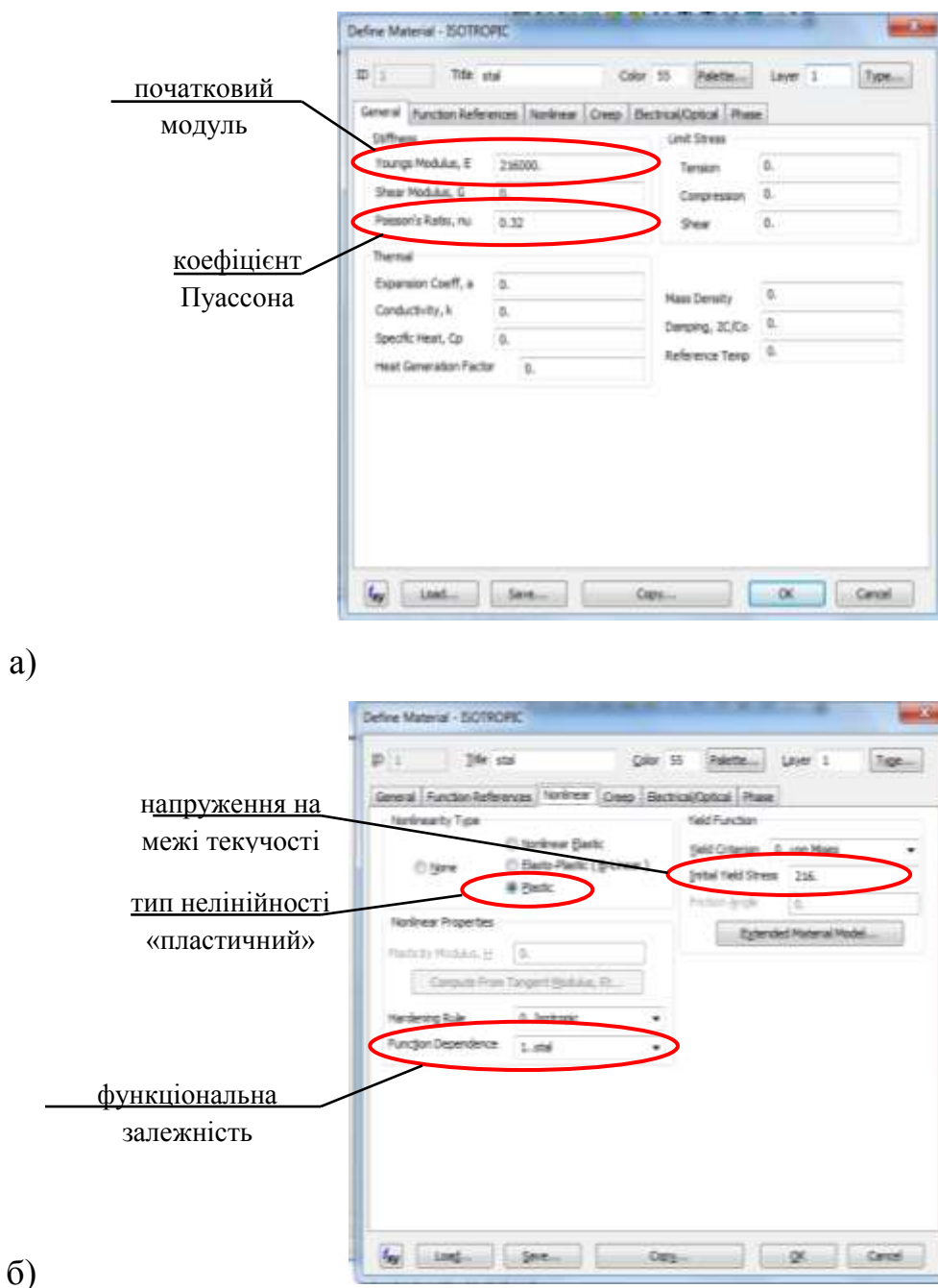


Рис. 2.2.3 – Задавання фізико-механічних характеристик матеріалу

Фізико-механічні характеристики сталевих труб

Діаметр труб	Фізико-механічні характеристики сталевих труб			
	$E_s \times 10^5$ МПа	σ_s , МПа	$\epsilon_s \times 10^{-5}$	ν_s
Ø159×3,5 мм	2,16	234,08	128	0,32
Ø159×4 мм	2,16	277,55	131	0,32
Ø159×6 мм	2,16	305,24	140	0,32

На рисунку 2.2.5 показаний графік порівняння деформацій, отриманих під час експериментальних випробувань пустих труб (зразки Т-1, Т-2 і Т-3) та деформацій, виписаних після чисельного моделювання такої ж труби в програмному комплексі. По даному графіку просліджується чітка збіжність отриманих двома способами результатів. Розбіжність даних менше 5%. Також на рис. 2.2.5 показано загальний вигляд зразка-труби за результатами проведення моделювання, на якому кольором показано розподіл головних напружень на поверхні моделі.

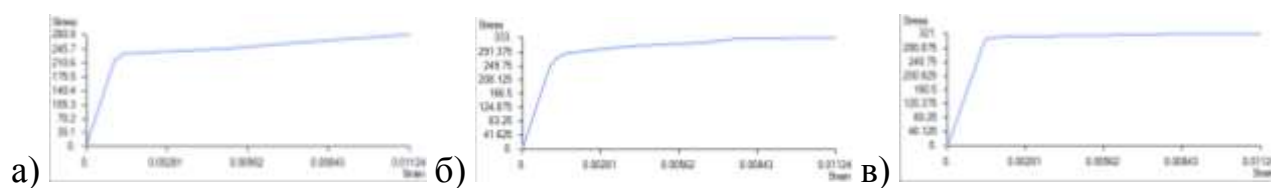


Рис. 2.2.4 – Діаграми деформування σ_s - ϵ_s , задані за результатами проведених лабораторних експериментальних випробувань пустих труб діаметром Ø159×3,5 мм (а), Ø159×4 мм (б) та Ø159×6 мм (в)

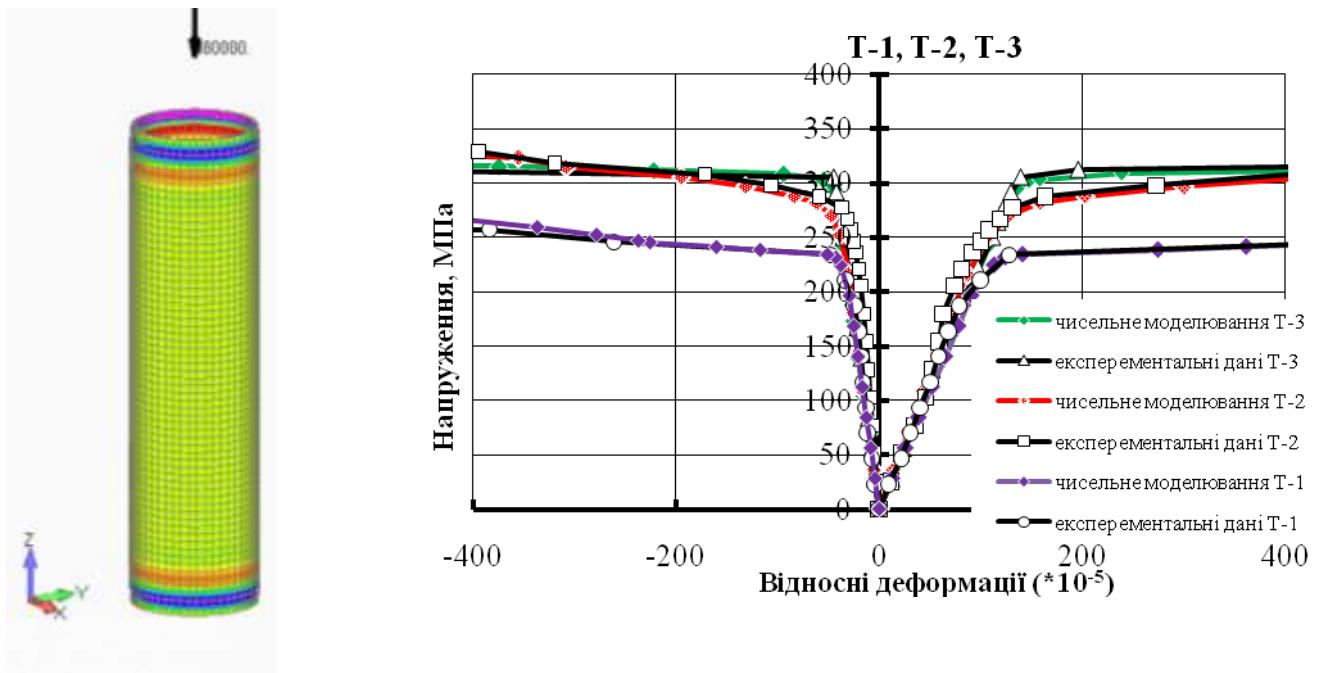


Рис. 2.2.5 – Порівняння експериментальних і чисельних деформацій пустих труб

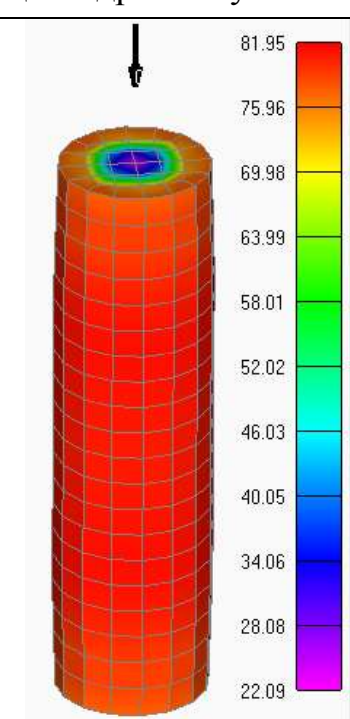
Діаграми роботи бетонів задавалися за даними, отриманими під час лабораторних випробувань бетонних циліндрів діаметром $\varnothing 100$ мм та висотою $h = 4 \times d = 400$ мм. На рисунку 2.2.6 (лівий стовпчик) показані використані діаграми деформування σ_b - ϵ_b для важких бетонів середнього класу C20/25, C32/40 і C40/50 та високоміцних класів C50/60 і C60/75. Також на рисунку 2.2.6 (правий стовпчик) показано графіки порівняння деформацій, отриманих під час експериментальних випробувань бетонних циліндрів, та деформацій, виписаних після моделювання таких же циліндрів у програмному комплексі. По даним графікам спостерігається чітка збіжність отриманих двома способами результатів. Максимальна розбіжність даних близька 7,2%.

У останньому стовпчику таблиці 2.2.2 показано загальний вигляд бетонного зразка-циліндру класу C50/60 у деформованому вигляді, отримані під час моделювання у програмному комплексі. Деформованим виглядом показано загальні деформації зразка під навантаженням, а кольором – розподіл головних напружень на поверхні зразка. Відповідність кольорів числовим значенням напружень показано на стовпчику справа від моделі.

Використані під час моделювання початковий тангенціальний модуль пружності E_b , напруження на кінці ділянки пружності σ_b , деформації на кінці ділянки пружності ε_b та коефіцієнт Пуассона ν для вказаних класів бетону занесені до таблиці 2.2.2.

Таблиця 2.2.2

Фізико-механічні характеристики бетонів

Клас бетону	Фізико-механічні характеристики бетонів				Загальний вигляд моделі бетонного циліндра класу C50/60
	$E_b \times 10^4$ МПа	σ_b , МПа	$\varepsilon_b \times 10^{-5}$	ν_b	
C20/25	2,32	35,0	194	0,194	
C32/40	3,2	52,2	191	0,18	
C40/50	3,7	68,2	221	0,19	
C50/60	3,0	73,7	184	0,19	
C60/75	4,0	77,8	223	0,193	

Вибір типу скінченних елементів (СЕ) та розбиття моделі на СЕ. Створена об'ємна модель “заповнювалася” скінченними елементами. У лінійному статичному аналізі елементи представляються пружними частинками. Ця математична апроксимація досить наближено описує реальну поведінку конструкції. Метою скінченно-елементного моделювання є складання з дискретних частинок моделі, що найдостовірніше описує реальну конструкцію та її роботу.

Бібліотека елементів MSC/NASTRAN складається з великого числа елементів, які можна розділити на 4 категорії: скалярні, одновимірні (1-D), двовимірні (2-D) і тривимірні (3-D).

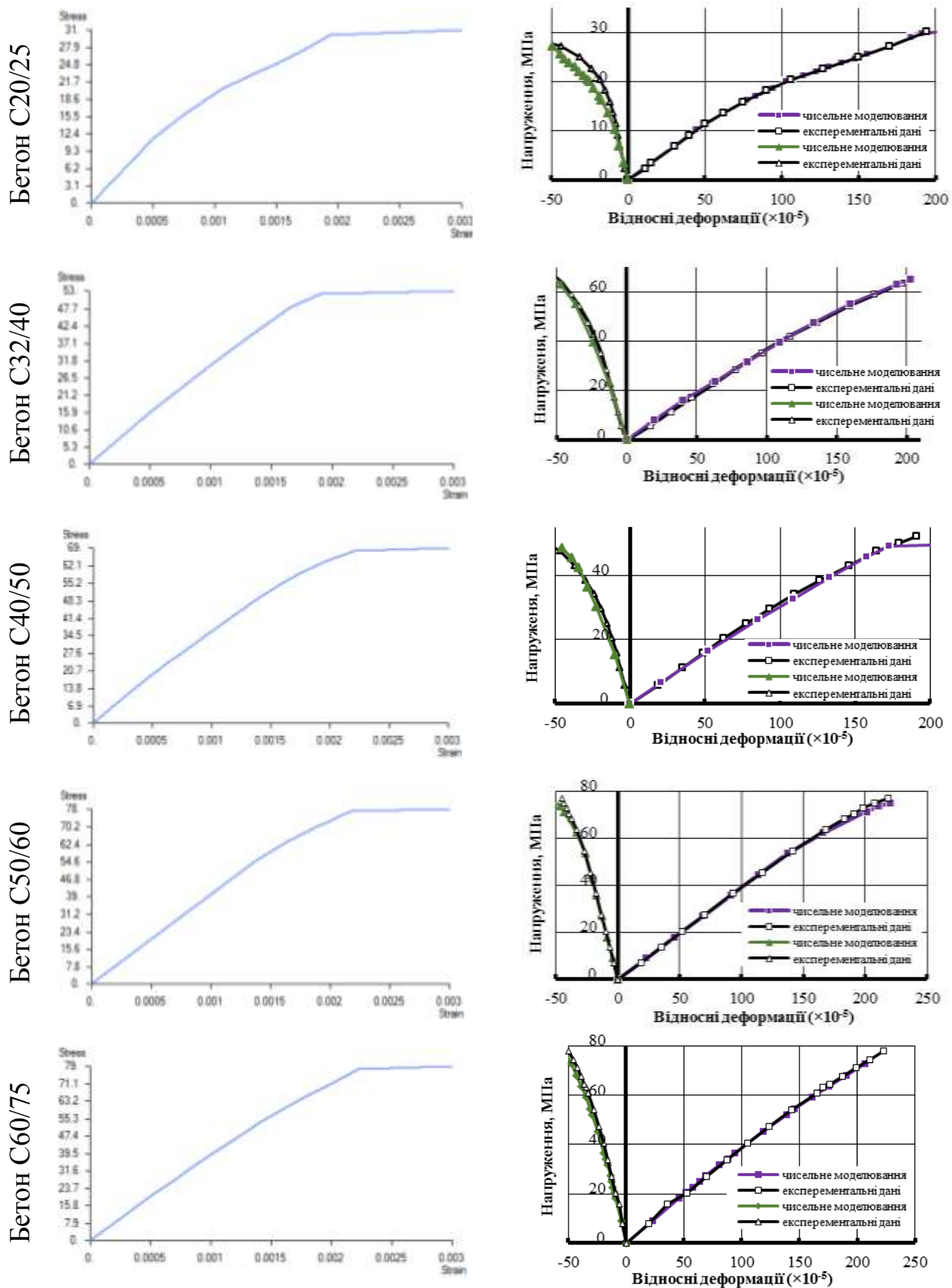


Рис. 2.2.6 – Використані при моделювання діаграми деформування бетонів σ_b - ε_b за результатами лабораторних випробувань (лівий стовпчик) та порівняння експериментально та чисельно отриманих деформацій (правий стовпчик)

Двомірні елементи, звані зазвичай елементами пластин і оболонок, використовуються для моделювання об'єктів, у яких одне з вимірювань (товщина) мала в порівнянні з двома іншими (наприклад, арматурні стержні просторового каркасу). У МСЕ мембранні характеристики визначаються по одній з двох теорій: плоского напруженого стану або плоского деформованого стану. Типові тонкостінні конструкції, виготовлені з традиційних матеріалів – сталей і алюмінієвих сплавів – як правило добре моделюються елементами плоско-напруженого стану.

Тривимірні елементи застосовуються для моделювання конструкцій, поведінка яких під навантаженням не може бути представлена балочними і оболонковими елементами. Тривимірні елементи зазвичай називають об'ємними (solid) елементами. Типовими випадками використання таких елементів є моделювання колон, фундаментів тощо. Запропоновані в базі NASTRAN тривимірні елементи (рис. 2.2.7) поділяються на тетраедри Tet Mesh (об'ємне тіло із чотирма сторонами та чотирма кутами – рисунок 2.2.8, а) та гексаедри Hex Mesh (об'ємне тіло із шістьма сторонами та вісьмома кутами – рисунок 2.2.8, б). При моделюванні просторових тіл правильної геометричної форми перевагу надають SE у вигляді гексаедра.

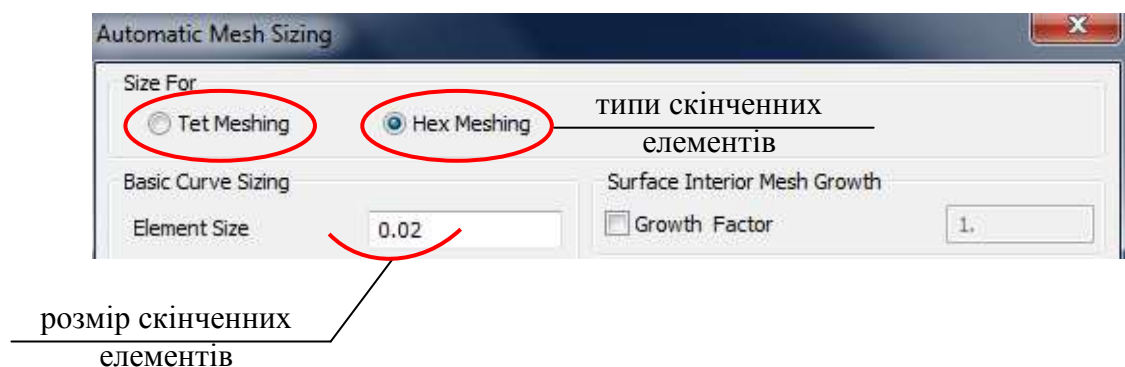


Рис. 2.2.7 – Типи об'ємних тривимірних елементів в базі NASTRAN

Об'ємні елементи Hex Mesh можуть об'єднувати від 6 (у випадку наявності точок тільки на вершинах) до 14 вузлових точок (коли є проміжні точки на ребрах). Вузли між собою не мають поступальних, проте мають обертальні переміщення (тобто об'ємні елементи один відносно одного переміщатися не

можуть, а можуть лише вільно обертатися відносно вузлових точок). Напруження в елементі обчислюється в його центрі. Також можливий досить зручний перегляд значень напружень та деформацій на вершинах СЕ.

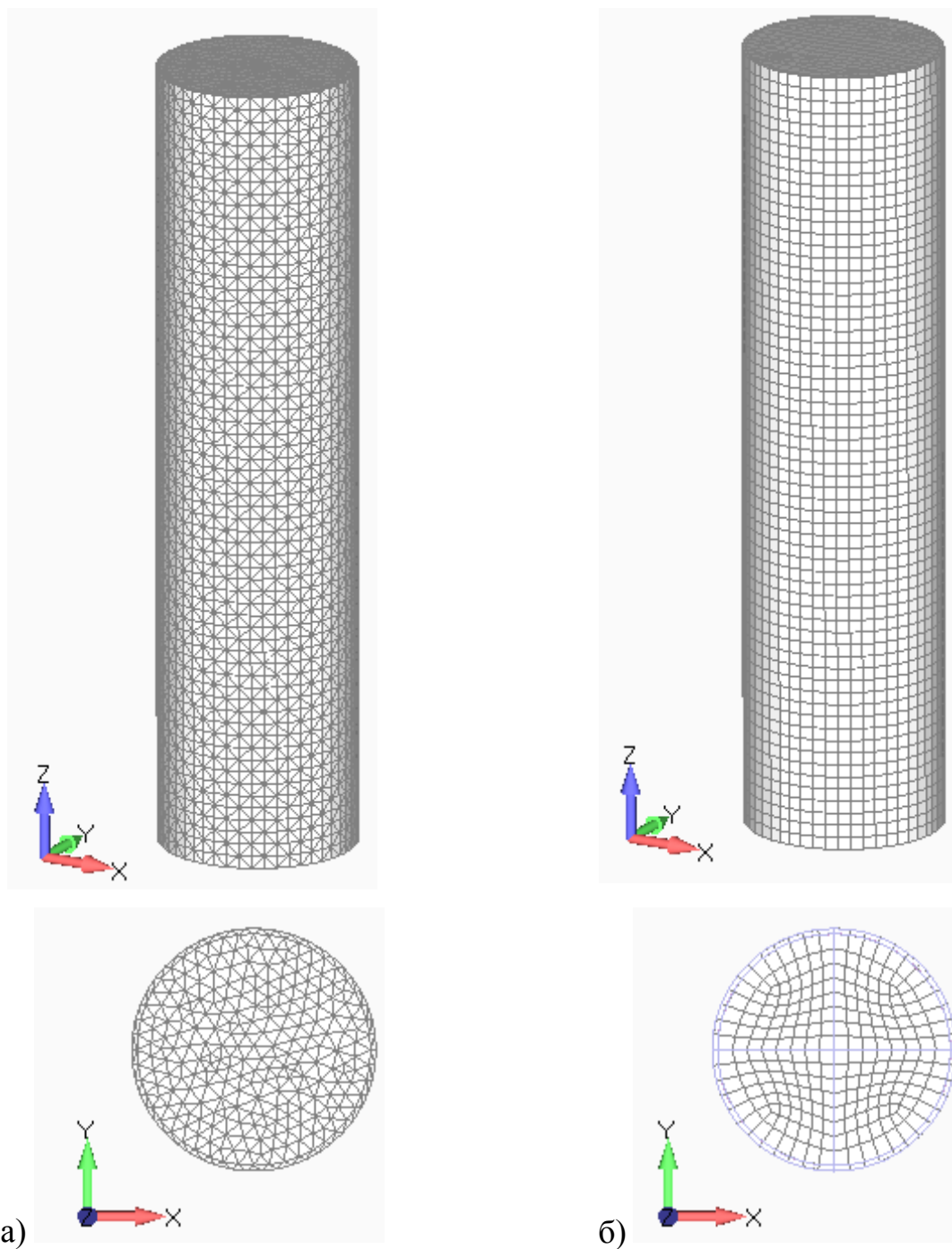


Рис. 2.2.8 – Скінченно-елементна сітка у вигляді тетраедрів (а) та гексаедрів (б) із стороною 10мм, що складає близько 1,5% від висоти моделі

На вибір типу та розміру об'ємних СЕ вплинули час створення об'ємної скінченно-елементної сітки, необхідний дисковий простір для проведення ПК NASTRAN розрахунку, точність та збіжність отриманих результатів при розрахунку моделей розбитих різними СЕ. Зокрема велика величина відношення сторін та відхилення кута нахилу граней елемента від 120° приводять до зниження точності результатів розрахунку. Результати розбиття моделі колони середнього ряду на різні об'ємні СЕ зведено до таблиці 2.2.3. Порівняння кількості скінчених елементів, на які розбивалася модель трубобетонного елемента, в залежності від їх розмірів показана на рисунку 2.2.9.

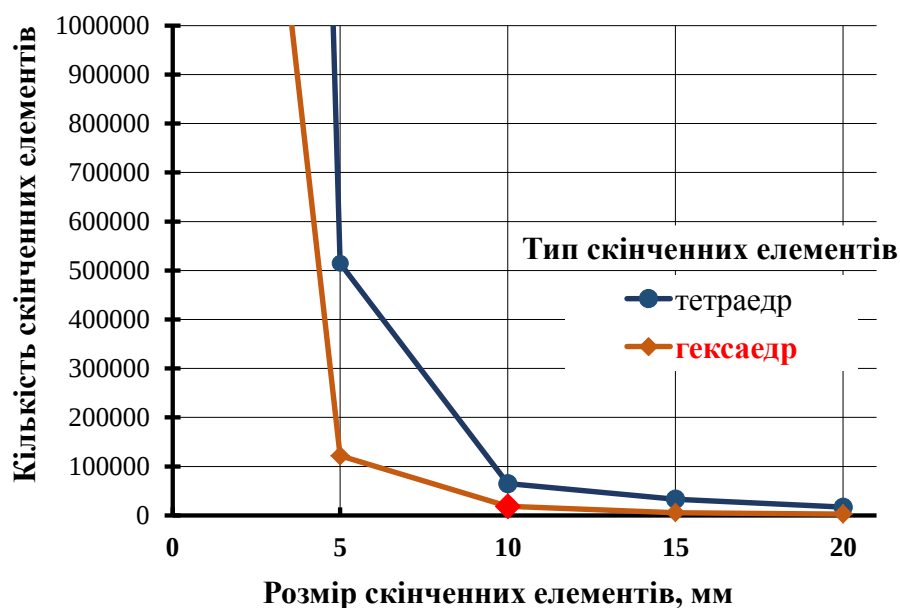


Рис. 2.2.9 – Порівняння кількості скінчених елементів, на які розбивалася модель трубобетонного елемента, в залежності від їх розмірів

За результатами аналізу для створення об'ємної скінченно-елементної сітки зразків (таблицю 2.2.3) було прийнято використовувати трьохвимірні об'ємні елементи типу solid у формі гексаедрів Hex Mesh. Розмір сторони елемента приймався 10 мм, що складає близько 1,5% від максимального розміру моделі (висоти). При розрахунку моделі МСЕ велике значення має симетрична сітка (Рис. 2.2.8, б), так як у іншому випадку розподіл напружень і деформацій матимуть несиметричний вигляд.

Щоб цього не відбулося, перед розбиттям на скінченні елементи виконувався контроль розрізання тіла моделі у двох симетричних площинах. Після розбиття тіла на СЕ виконувалося обов'язкове об'єднання співпадаючих точок (вузлів СЕ), що утворилися у результаті розрізання тіла, для утворення єдиного тіла, у тому числі і об'єднання співпадаючих вузлів різних матеріалів – сталі та бетону.

Таблиця 2.2.3

Результати розбиття моделі труобетонного елемента на різні об'ємні СЕ

Розмір СЕ, мм	Кількість СЕ при типі:	
	тетраедр	гексаедр
2	7568221	1944321
5	514706	121857
10	64879	18561
15	33107	5505
20	16803	2689

Задавання граничних умов (ступенів вільності) – в'язей, що прикладаються до конструкції. Відповіддю конструкції на прикладені навантаження є опорні реакції в точках закріплення конструкції, де накладені граничні умови у формі фіксування певних ступенів вільності моделі.

До зразків прикладались розподілені по площині граничні умови. Для нижнього горизонтального обрізу моделі труобетонного елемента заборонялися всі три поступальні та кутові переміщення навколо поздовжньої вісі елемента; для верхнього обрізу – поступальні переміщення у горизонтальній площині та кутові переміщення навколо поздовжньої вісі елемента. На рисунку 4.10 граничні умови (закріплення) показані зеленим кольором.

Формування системи навантажень та задавання їх значень. Навантаження до зразків прикладалась як статичне рівномірно розподілене по площині

верхнього обрізу елементів. З метою переміщень на однакову величину по вертикальній поздовжній осі верхньої площини зразка (відсутності місцевих деформацій під навантаженням), до якої було прикладено навантаження, останнє передавалося через жорсткі елементи типу Rigid (на рисунку 4.10 показані синім кольором). Ці елементи з'єднували вузли, розташовані на верхньому обрізу моделі із умовною точкою прикладення зосередженої сили, що була розташована над моделлю по вісі зразка. Зосереджена сила передавалася через жорсткі елементи рівнозначно на всі вузли на верхній площині зразка, таким чином створюючи ефект рівномірно розподіленого навантаження по верхній площині зразка. У поєднанні зусиль навантаження від власної ваги не включали так як вона незначна у порівнянні із загальною несучою здатністю модельованої конструкції.

Перевірка коректності розробленої моделі. Після створення твердого тіла, видалялися зайві граничні поверхні через які могли виникнути фатальні помилки при розрахунках. Також контролювалася якість та симетричність розбиття моделі на скінченні елементи, кількість об'єднання співпадаючих вузлів скінченно-елементної сітки (пункт 4), тип граничних умов, величини прикладених навантажень та поверхні їх поширення (пункт 5 і 6).

Перевірка коректності розробленої моделі. Після створення твердого тіла, видалялися зайві граничні поверхні через які могли виникнути фатальні помилки при розрахунках. Також контролювалася якість та симетричність розбиття моделі на скінченні елементи, кількість об'єднання співпадаючих вузлів скінченно-елементної сітки (пункт 4), тип граничних умов, величини прикладених навантажень та поверхні їх поширення (пункт 5 і 6).

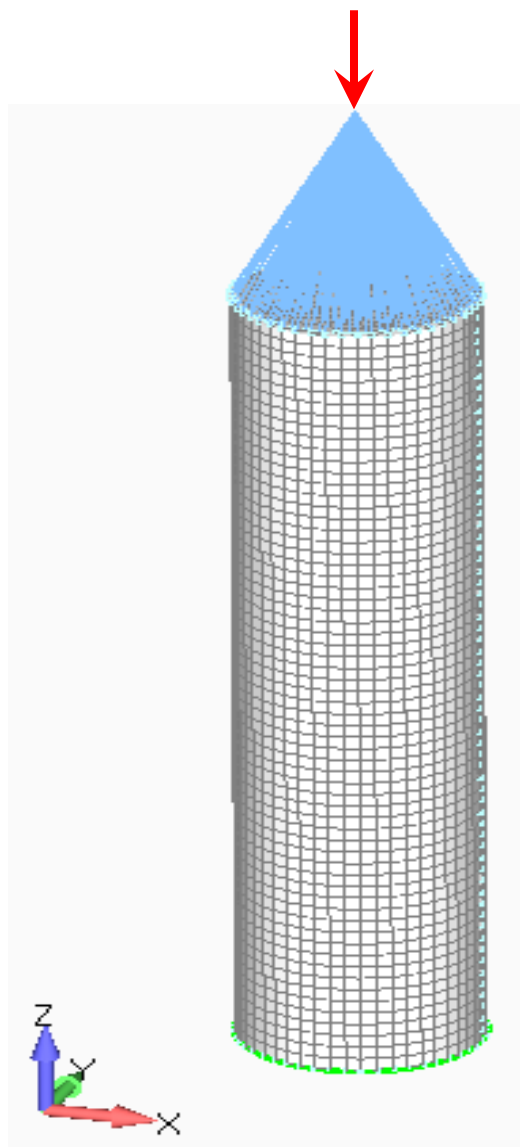


Рис. 2.2.10 – Схема завантаження та закріплення моделі трубобетонних елементів

2.2.2 Скінченно-елементний аналіз роботи моделей трубобетонних елементів. Розрахунок підготовлених моделей зразків проводився у розрахунковій підпрограмі Femap with NX Nastran програмного комплексу. Розрахунок складався із декількох етапів: пробний та основний. Перед проведенням цих розрахунків проводилося наступне їх налаштування.

Вибір типу скінченно-елементного аналізу. Під час проведення чисельного моделювання елементів будівельних конструкцій, були використані декілька типів скінченно-елементного аналізу (див. рис. 2.2.11).

А. Лінійний статичний аналіз (Static) проводився в першу чергу як пробний для контролю коректності створення моделі конструкції. У разі підтвердження правильності розробленої моделі, виконувався наступний повний розрахунок.

В. Нелінійний статичний аналіз (Nonlinear Static) – основний тип аналізу, під час проведення якого враховувались попередньо задані функціональні залежності роботи матеріалів (діаграми σ - ϵ). Результати цього типу аналізу використовувалися для порівняння напружено-деформованого стану моделей та експериментально-досліджених трубобетонних елементів.

С. Розрахунок на стійкість (Buckling) проводився з метою визначення форми втрати місцевої стійкості сталеві труби-оболонки.

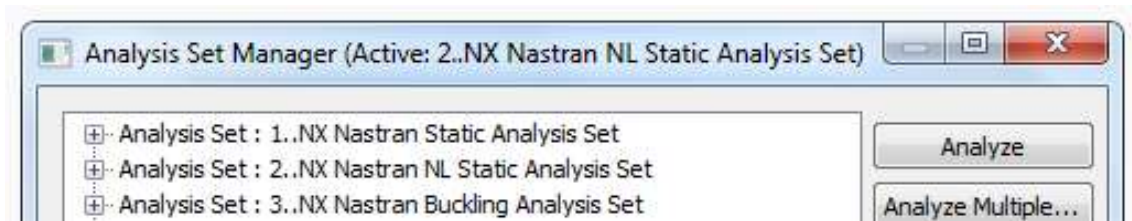


Рис. 2.2.11 – Використані типи скінченно-елементного аналізу моделей

Розрахунок конструкції – скінченно-елементний аналіз. Як вже вказувалося, моделі розраховувалися на статичне навантаження. Число ступенів навантаження від початку завантаження до значення максимально прикладеного (кількість прирощень навантаження) задавалося на закладках *варіанти контролю* (Control Options) та *додаткові опції* (Advanced Options) опцій нелінійного розрахунку – 500 з включенням опції показу всіх результатів на проміжних ступенях (див. рис. 2.2.12 і 2.2.13). Число ітерацій на кожній ступені навантаження ставилося за замовчуванням (автоматично), але не менше ніж 5 (мінімальне значення – Iterations Before Update). Основним принципом розрахунку було згладжування діаграм навантаження-деформації вихідних матеріалів – так званий «Обхід по кривій» (Arc-Length Method). Метод розрахунку обраний за замовчуванням. Точність вихідних даних розрахунку теж залишена за замовчуванням: для навантажень, деформацій та напружень – 0,001.

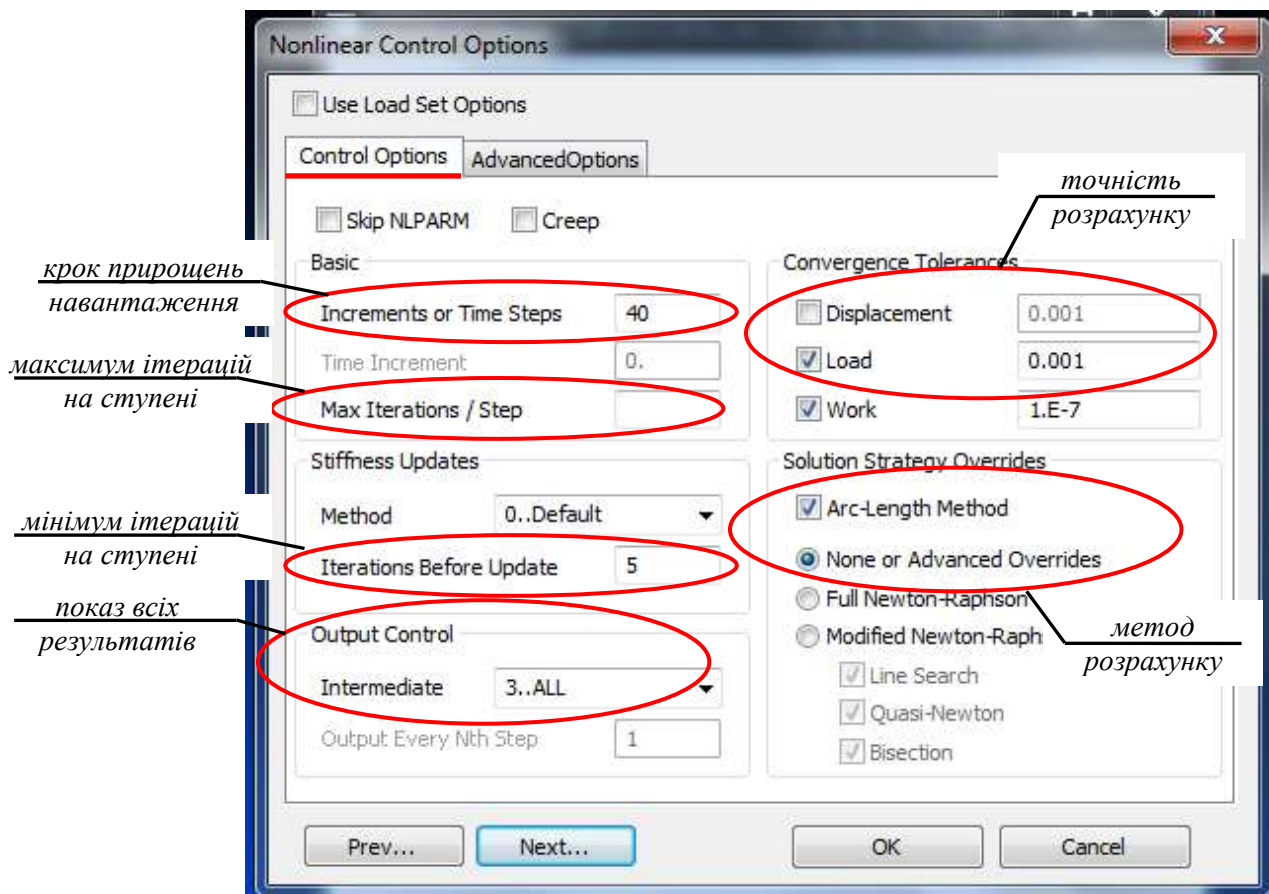


Рис. 2.2.12 – Вікно Control Options та обрані параметри нелінійного розрахунку

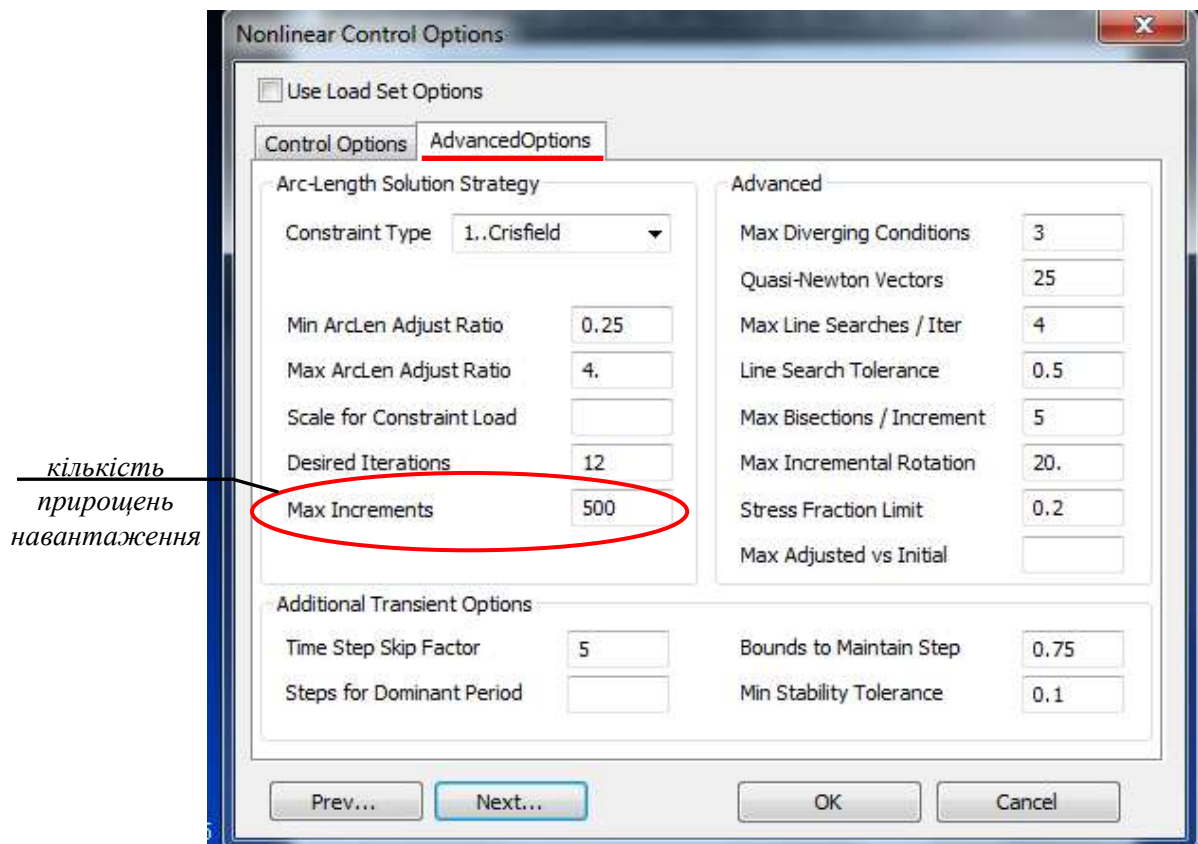


Рис. 2.2.13 – Вікно Advanced Options та обрані параметри нелінійного розрахунку

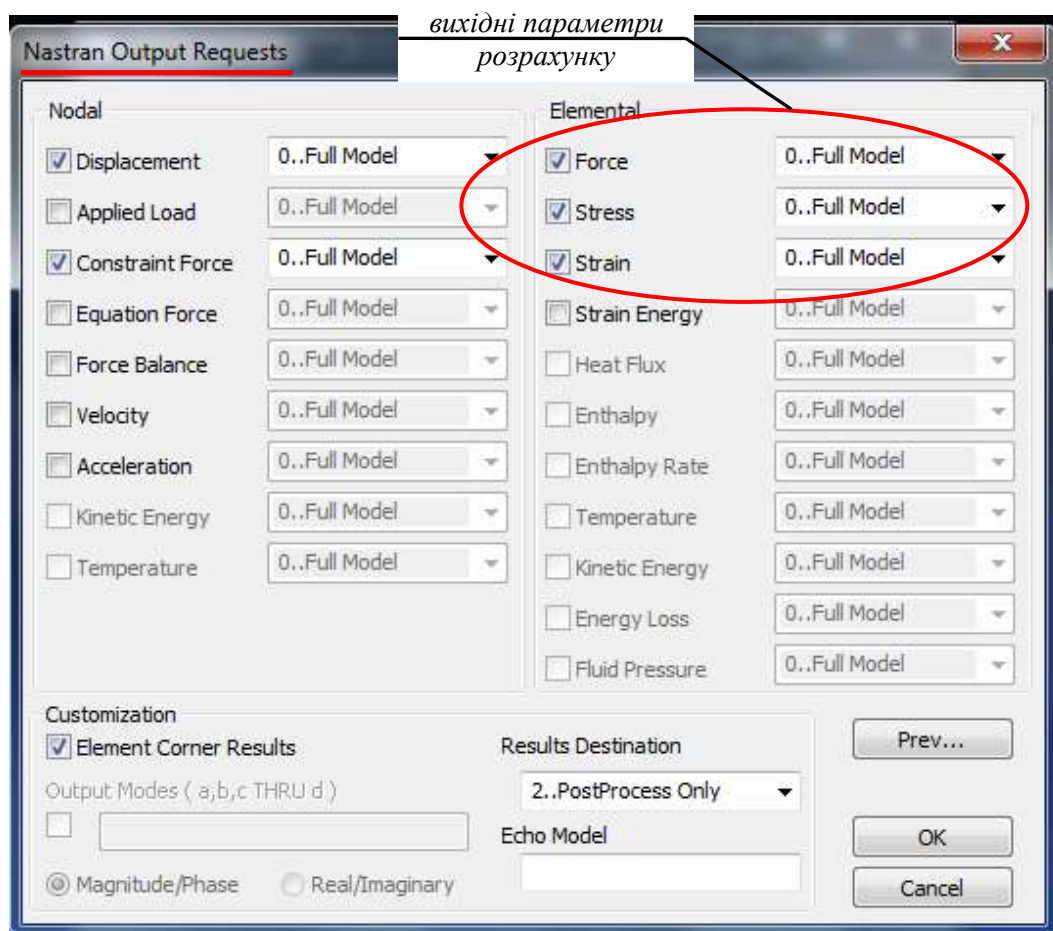


Рис. 2.2.14 – Включення опцій показу вихідних параметрів розрахунку

Вихідними параметрами розрахунку, що доступні для перегляду після проведення розрахунку, виставлялося формування бази даних про внутрішні зусилля, деформації та напруження (див. рис. 2.2.14).

Під час проведення скінченно-елементного аналізу моделей проводився поточний контроль ходу нелінійного розрахунку, а саме етапи роботи моделі: ділянки пружності, пропорційності текучості, зміцнення тощо (див. рис. 2.2.15).

Для підвищення ефективності проведення скінченно-елементних розрахунків – зменшення числа скінченних елементів, що прямо пропорційно зменшує необхідні ресурси персональних комп'ютерів на проведення розрахунку, а також час розрахунку – вважається можливим оптимізація скінченно-елементної розрахункової моделі шляхом зменшення її розмірів.

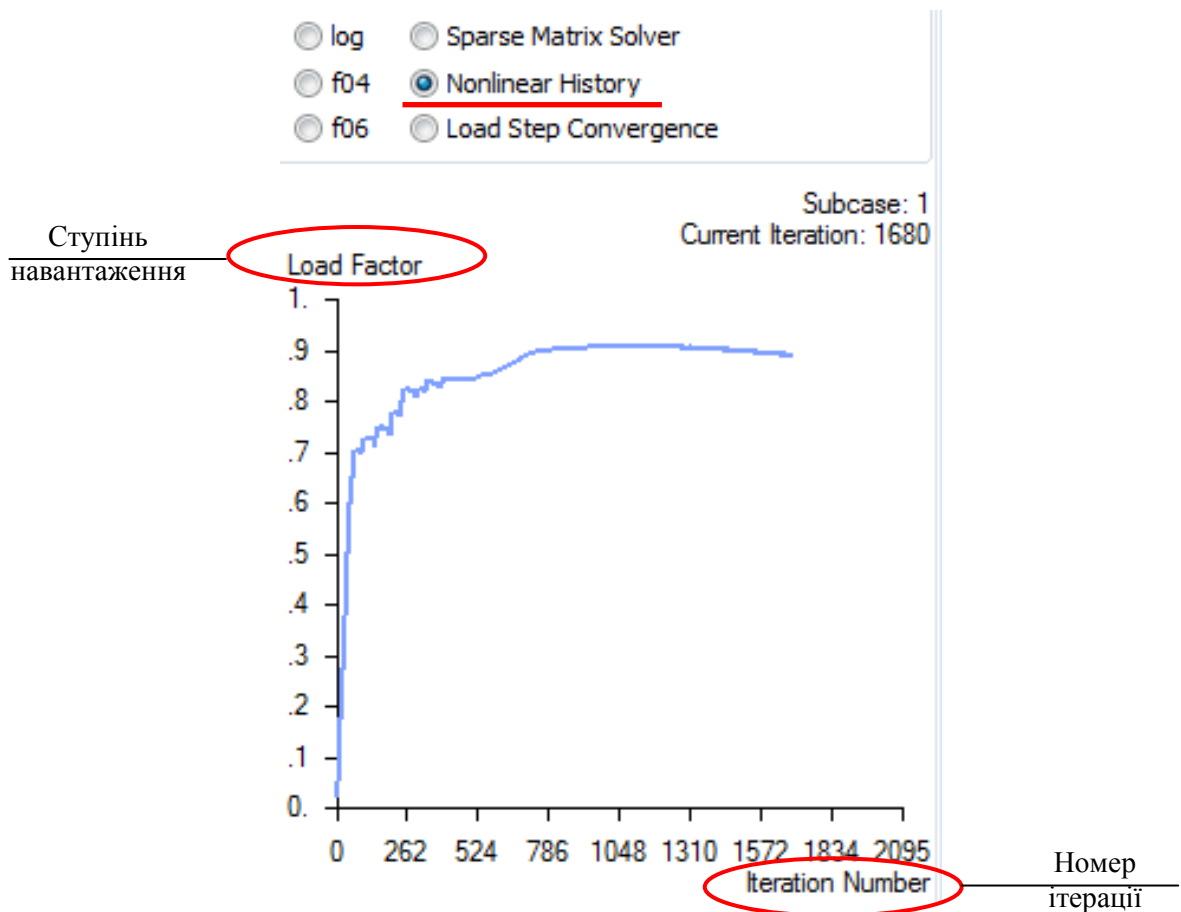


Рис. 2.2.15 – Поточний контроль ходу нелінійного розрахунку

Базуючись на припущенні, що геометрія та граничні умови розглядуваної моделі симетричні відносно центральних вертикальних площин XOZ та YOZ , а також відносно горизонтальної площини XOY , що проходить посередині висоти зразка, було вирізано для подальшого аналізу $1/8$ частину моделі. На рисунку 2.2.16 показана розрахункова схема (граничні умови закріплення, що виділені синім кольором) $1/8$ частину моделі та скінченно-елементна модель, підготовлена до розрахунку.

На рисунку 2.2.17 показаний результат розрахунку $1/8$ частину моделі: розподіл нормальних напружень σ_z , МПа та поздовжніх деформацій ε_z по поверхні $1/8$ моделі. Порівнюючи результати розрахунку $1/8$ частину моделі зразка ТБ-1-2 та повної моделі, просліджується цілком добра відповідність отриманих даних напружень та деформацій.

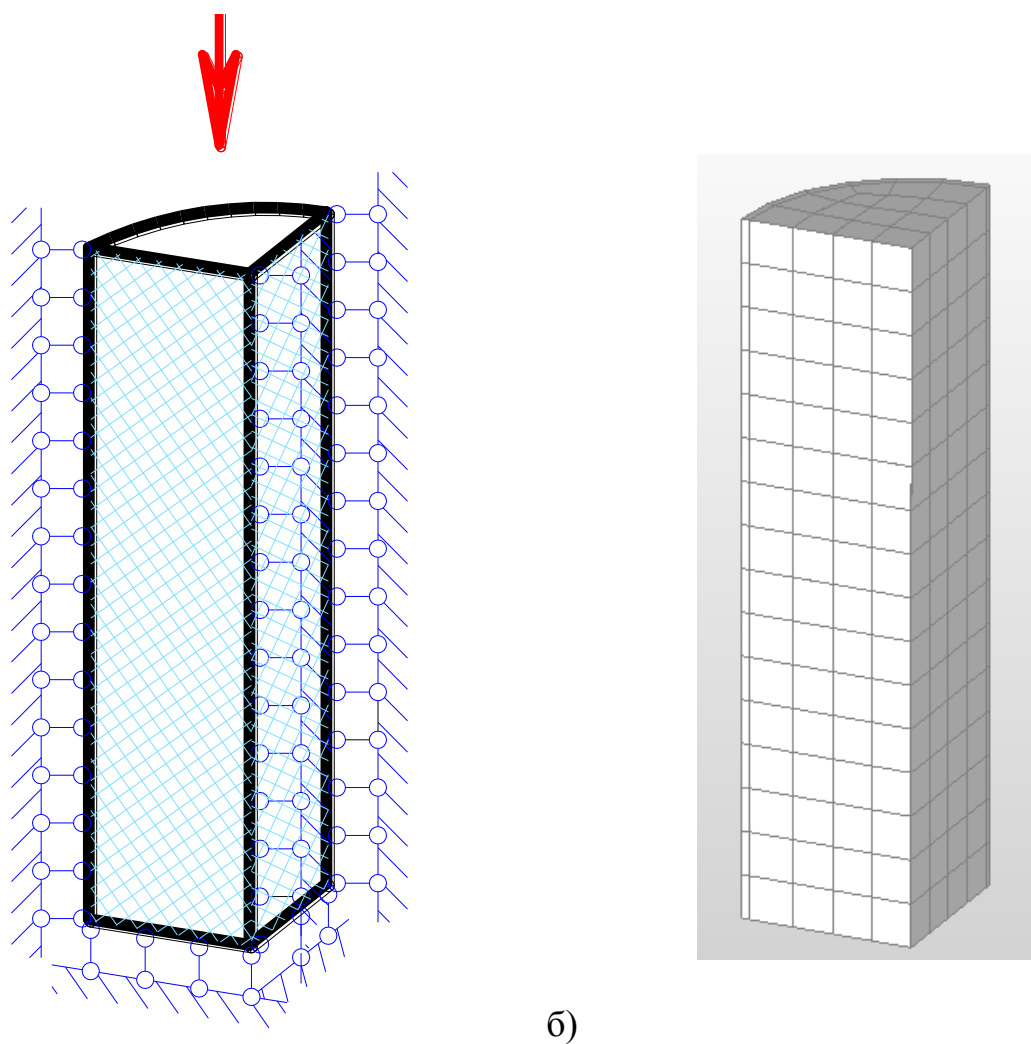


Рис. 2.2.16 – Представлення 1/8 моделі зразка: а) задавання граничних умов;
б) скінченно-елементна модель

Аналіз отриманих результатів розрахунків та формування їх представлення для практичного використання. Внаслідок проведення розрахунків методом скінченних елементів за допомогою електронно-обчислювальних машин були отримані графіки розподілу відносно головних осей деформацій і напружень на поверхні сталеві труби-оболонки, бетонного ядра, а також в будь-якому перерізу моделі та їх числові значення із вказуванням екстремумів. Аналіз отриманих чисельним моделюванням найбільш характерних та особливих результатів напружено-деформованого стану наведений далі.

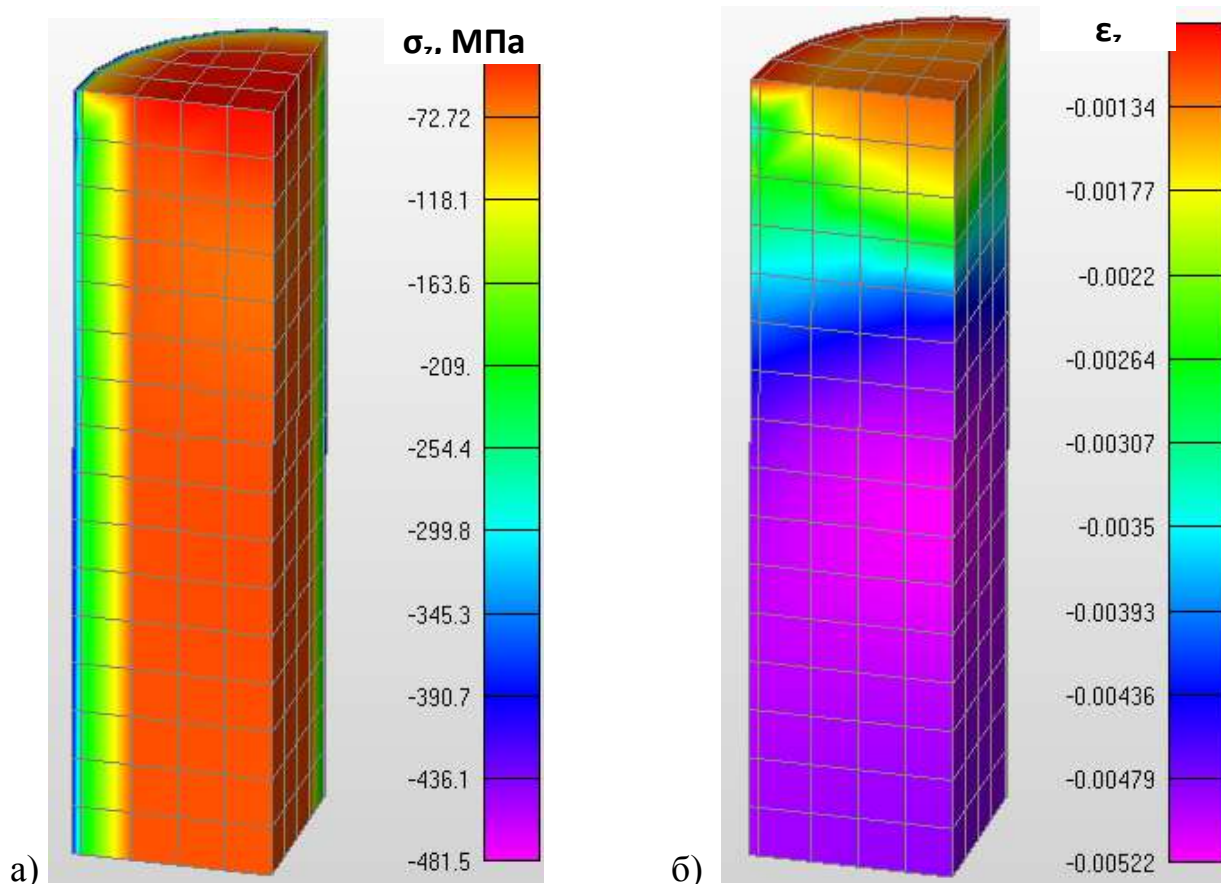


Рис. 2.2.17 – Розподіл нормальних напружень σ_z , МПа (а) та поздовжніх деформацій ϵ_z (б) по поверхні 1/8 моделі зразка ТБ-1-2

2.2.3 Порівняння деформацій чисельних моделей та експериментальних зразків. Після виконання чисельного моделювання напружено-деформованого стану моделей трубобетонних елементів на високоміцних бетонах та проведення експериментальних досліджень проводилося порівняння збіжності отриманих результатів. До таблиці 2.2.4 занесені числові значення поздовжніх та поперечних деформацій посередині висоти зразка. Експериментально ці деформації визначалися за даними тензорезисторів, а чисельно – шляхом запису деформацій у вузлі, місце розташування якого відповідало місце розташування центру відповідного тензорезистора під час проведення експерименту.

На рисунку 2.2.18 показано відхилення поздовжніх та поперечних деформацій для кожного зразка окремо. Досить значні відхилення (до 35%) можна пояснити малою кількістю експериментально отриманих даних, так як кожного

типу трубо бетонні елементи були випробувані лише по одному. Більшими за значенням деформації для різних зразків були як експериментальні, так і чисельні, що пояснюється теж малою кількістю статистичних експериментально отриманих даних.

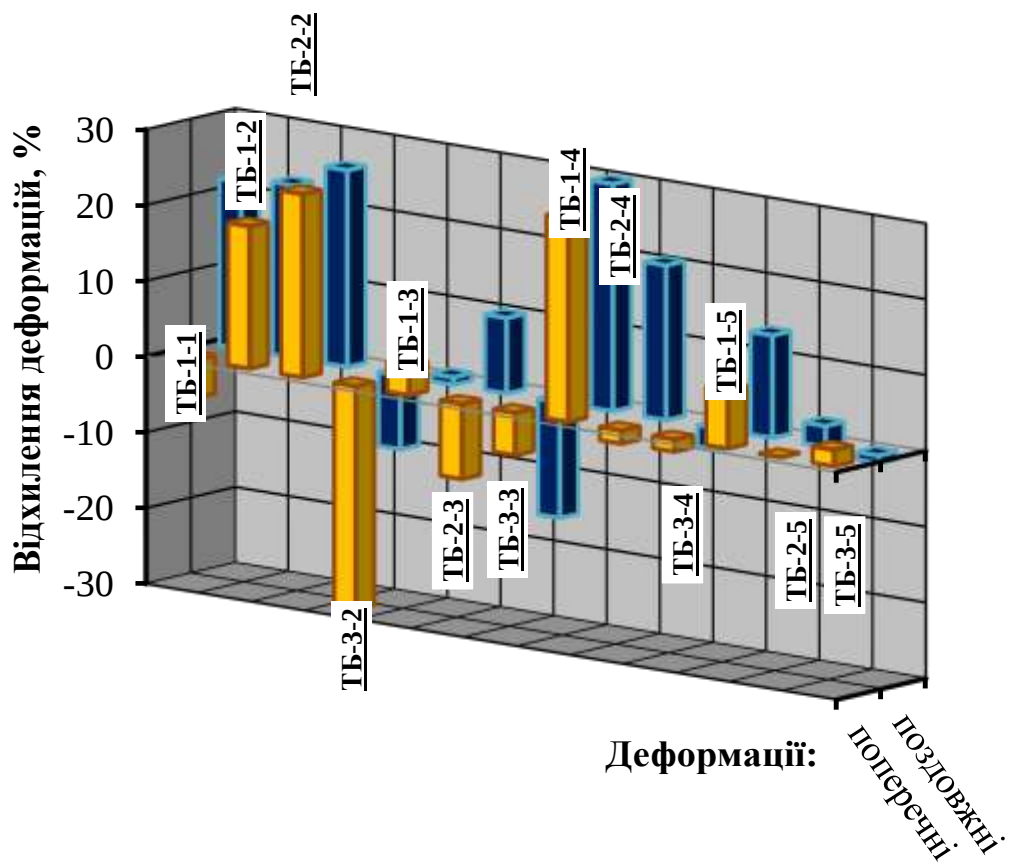
Порівнюючи результати, занесені до таблиці 2.2.5, можна підсумувати, що експериментальні та чисельні дослідження дають добру збіжність, так як різниця досліджуваних величин в середньому коливається в межах 7% при навантаженні на комплексний переріз та в межах 5% при навантаженні на бетон при досягненні навантаження N_1 . Таким чином для зменшення кількості експериментальних зразків, можна використовувати чисельне моделювання за допомогою комп'ютерних програм скінченно-елементного аналізу та проводити дослідження із більш ширшим колом факторів, що впливають на несучу здатність трубобетонних елементів.

Отримані результати дають можливості для подальшого достовірного чисельного моделювання будівельних конструкцій (колон, стійок, ферм і т.н.), виконаних із трубобетонних елементів на високоміцних бетонах.

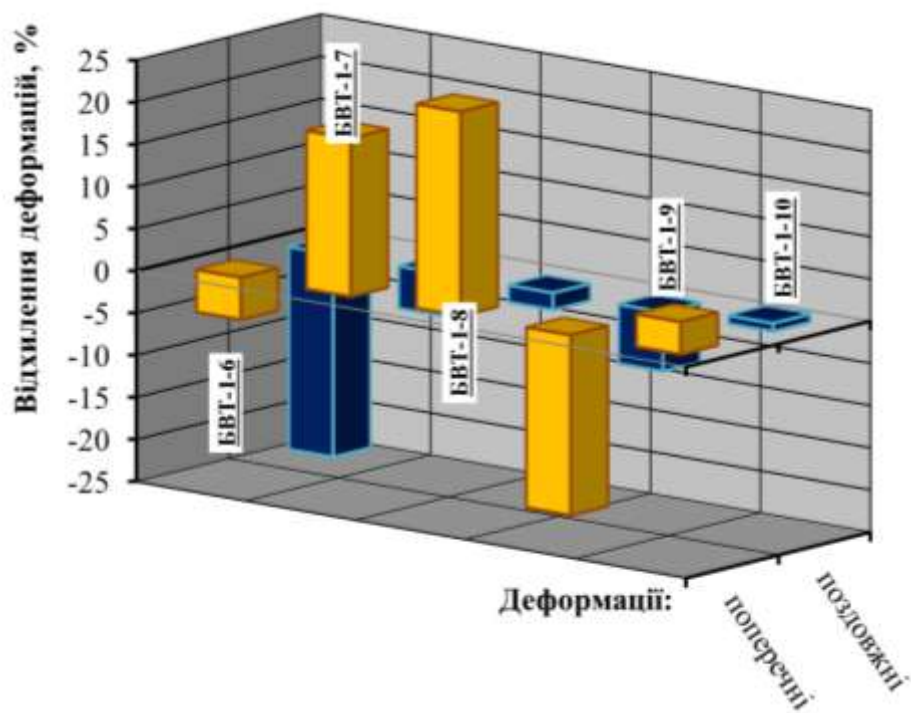
Таблиця 2.2.4

Порівняння збіжності результатів проведених експериментально-лабораторних та чисельних досліджень коротких трубобетонних елементів, завантажених на весь поперечний переріз

Показник	Ш и ф р з р а з к а													Відхилення, %
	Т-1-1	ТБ-1-2	ТБ-2-2	ТБ-3-2	ТБ-1-3	ТБ-2-3	ТБ-3-3	ТБ-1-4	ТБ-2-4	ТБ-3-4	ТБ-1-5	ТБ-2-5	ТБ-3-5	
Клас бетону	C20/25	C32/40			C40/50			C50/60			C60/75			-
Товщина труби, мм	t 3,5	t 3,5	t 4	t 6	t 3,5	t 4	t 6	t 3,5	t 4	t 6	t 3,5	t 4	t 6	
Навантаження, кН	875	1300	1350	1800	1645	1600	2400	1450	1700	2250	1650	1900	2650	
Поздовжні деформації, $\epsilon_{\text{дл}} \cdot 10^{-5}$; експеримент чисельні	<u>204</u> 159	<u>220</u> 170	<u>216</u> 160	<u>206</u> 226	<u>210</u> 208	<u>211</u> 190	<u>223</u> 257	<u>207</u> 145	<u>201</u> 160	<u>219</u> 225	<u>222</u> 192	<u>220</u> 214	<u>202</u> 204	9
Поперечні деформації, $\epsilon_{\text{поп}} \cdot 10^{-5}$; експеримент чисельні	<u>-60</u> -63	<u>-112</u> -91	<u>-91</u> -69	<u>-92</u> -119	<u>-130</u> -125	<u>-101</u> -111	<u>-161</u> -170	<u>-112</u> -82	<u>-117</u> -119	<u>-125</u> -127	<u>-104</u> -96	<u>-104</u> -104	<u>-94</u> -92	3,92
$\Delta_{\text{ср}} =$														6,56



а)



б)

Рис. 2.2.18 – Відхилення поздовжніх та поперечних деформацій обрахованих чисельно та отриманих експериментальним шляхом при завантаженні на комплексний переріз(а) та на бетон (б)

Таблиця 2.4.5

Порівняння результатів проведених експериментально-лабораторних
та чисельних досліджень коротких трубобетонних елементів,
завантажених лише на бетон

Показник	Ш и ф р з р а з к а					Відхилення, %
	БВТ-1-6	БВТ-1-7	БВТ-1-8	БВТ-1-9	БВТ-1-10	
Клас бетону	C20/25	C32/40	C40/50	C50/60	C60/75	Відхилення, %
Товщина труби, мм	t 3,5	t 3,5	t 3,5	t 3,5	t 3,5	
Навантаження, кН	950	1400	1610	1900	2000	
Поздовжні деформації, $\varepsilon_z, \times 10^{-5}$: <u>експеримент</u> чисельні	<u>205</u> 260	<u>205</u> 230	<u>201</u> 206	<u>212</u> 226	<u>203</u> 240	11,2
Поперечні деформації, $\varepsilon_x, \times 10^{-5}$: <u>експеримент</u> чисельні	<u>-60</u> <u>-63</u>	<u>-112</u> <u>-91</u>	<u>-91</u> <u>-69</u>	<u>-92</u> <u>-111</u>	<u>-130</u> <u>-125</u>	4,2
$\Delta_{сеп} =$						4,22

2.3 Стики трубобетонних елементів

2.3.1 Аналіз впливу розмірів скінченних елементів при моделюванні роботи трубобетонних зразків на кінцевий результат. При проведенні моделювання досліджуваних зразків за допомогою програмних комплексів великої уваги заслуговують кількість та розміри скінченних елементів (СЕ), що задаються користувачем при розбитті геометричної моделі конструкції. Варто зазначити, що від кількості та розмірів СЕ існує експоненціальна залежність точності отриманих результатів та часу і ресурсів, які необхідні для проведення розрахунку. Тобто обираючи розмір СЕ, необхідно визначити таке значення, при якому будуть отримані результати необхідної та достатньої точності, тому що у випадку занадто великих розмірів СЕ будуть менш помітні зміни отримуваних результатів, унеможливлене отримання певних концентрацій напружень. Із зменшенням кількості та зростанням розмірів, отримувані результати, наприклад напруження, будуть наближатися до одного усередненого числа для всього досліджуваного об'єкту, що не відповідає вимогам, які висуваються до чисельного моделювання, зокрема точності та відповідності реальній картині роботи.

У той самий час зменшення кількості СЕ призводить до зростання точності отримуваних результатів лише до певної межі, після якої точність починає змінюватись на долі відсотка, тоді як необхідні ресурси обчислювальної машини та час який вона витрачає на проведення моделювання зростають по експоненціальній залежності. Тому необхідно перш ніж проводити чисельне моделювання визначитися з оптимальними розмірами СЕ. Також слід сказати, що у NX Nastran перед користувачем існує можливість вибору типу об'ємних СЕ між тетраедром (піраміда з трикутником у основі) та гексаедром (шестикутна призма). Оскільки тетраедр більш гнучкий тип елемента для об'єктів зі складною геометрією, то саме його було обрано для проведення чисельного моделювання.

Варто відзначити, що у досліджуваних зразках передбачено три групи елементів, а саме сталева труба-оболонка, бетонне осердя та сталеві болти.

Потребує уваги той факт, що для більшої точності та наближення до реальних результатів, у процесі математичного моделювання було відзначено необхідність ідентичності розмірів СЕ сталеві труби-оболонки та бетонного осердя, у разі невиконання цієї умови значно ускладнювалось задання контактної поверхні між осердям і трубою та між ними з'являлись концентратори напружень, що не відповідало дійсності. Тобто для знаходження розмірів СЕ для цих елементів достатньо було визначитись лише для того, де напружено-деформований стан був складнішим. Найбільш відповідальним з них безсумнівно являлась стальова труба-оболонка, через випадки концентрації напружень, неодноріднішу геометричну конфігурацію, складніший об'ємно-напружений стан.

Аналіз розмірів СЕ досліджувався на прикладі зразка Т-1 (рис. 2.3.1), сталеві труби діаметром 108 мм, з товщиною стінки 4 мм, висотою 800 мм, при навантаженні 100 кН, умови закріплення – шарнірно-нерухоме для нижньої грані труби, шарнірно рухоме для верхньої. До порівняння приймалися розмір СЕ, кількість елементів, вузлів, напруження для основної частини зразка, напруження в місцях концентрації у приопорній зоні, поблизу стика труби з верхньою пластиною та час витрачений комп'ютером. Результати моделювання представлені у таблиці 2.3.1.

Таблиця 2.3.1

Аналіз впливу розмірів СЕ при моделюванні сталеві труби

Розмір СЕ, мм	Кількість СЕ	Кількість вузлів	$\sigma_{\text{сер}}$, МПа	$\sigma_{\text{мах}}$, МПа	Час, с
4	192269	330894	76,52	82,43	536
7	43647	82304	76,48	81,46	20
10	20571	39683	76,18	79,43	15
15	8213	16182	76,25	79,59	5
20	4737	9373	78,51	81,94	1
25	3114	6182	73,72	76,05	1
30	2274	4571	71,39	73,50	1
35	1747	3420	66,75	68,55	1
40	1342	2619	84,91	86,53	1

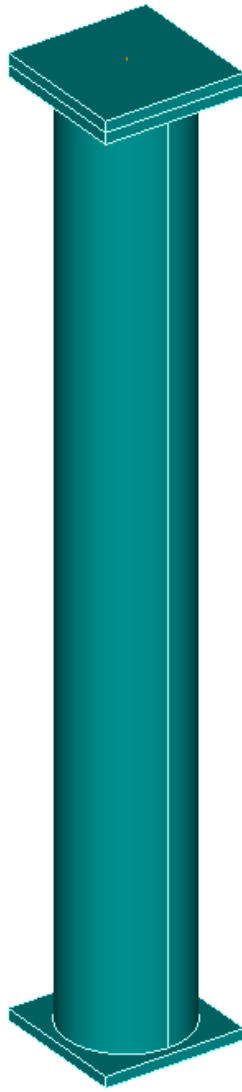


Рис. 2.3.1 – Сталева труба-оболонка Т-1 для дослідження розмірів СЕ

Слід зазначити, що для такого зразка було теоретично визначено напруження посередині зразка, знаючи площу поперечного перерізу та величину навантаження. Це напруження склало 76,56 МПа, що підтверджує результати моделювання.

На рис. 2.3.2 та 2.3.3 графічно представлені дані з таблиці 2.3.1. які дозволяють зробити висновок про оптимальний розмір СЕ для моделювання конструкції з подібною геометричною конфігурацією. Проаналізувавши отримані дані, для скінченних елементів сталеві труби-оболонки було обрано розмір 15 мм, як такий що забезпечує достатню точність при порівняно незначній ресурсоемності. Для болтів було обрано розмір СЕ – 3 мм.

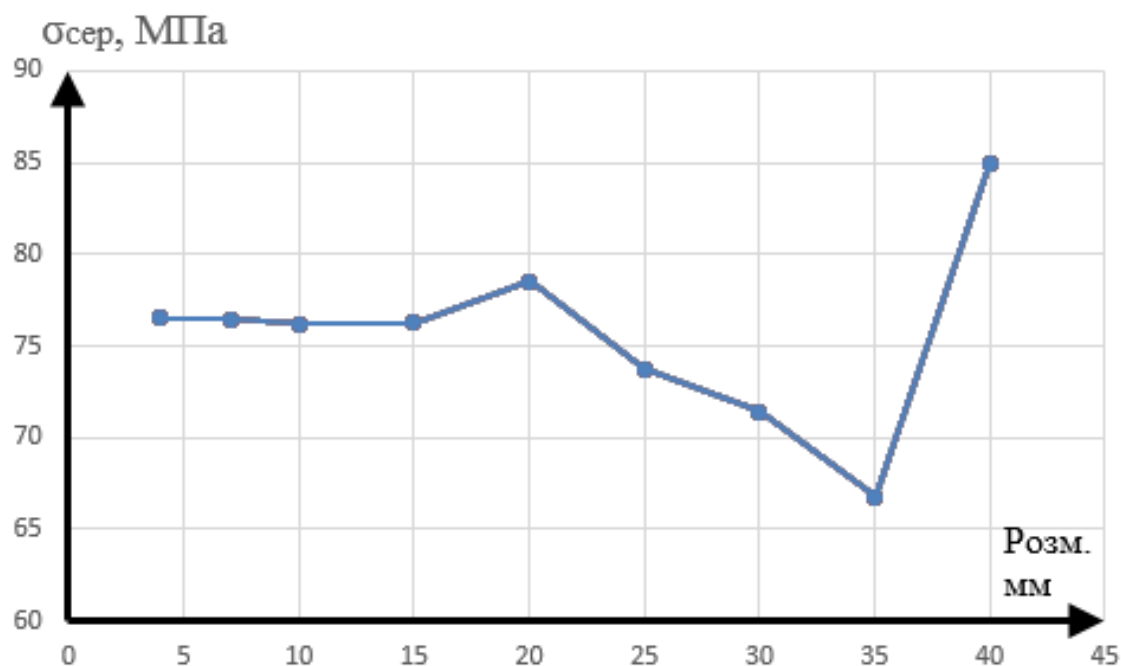


Рис. 2.3.2 – Графік залежності точності розрахунку від розмірів SE

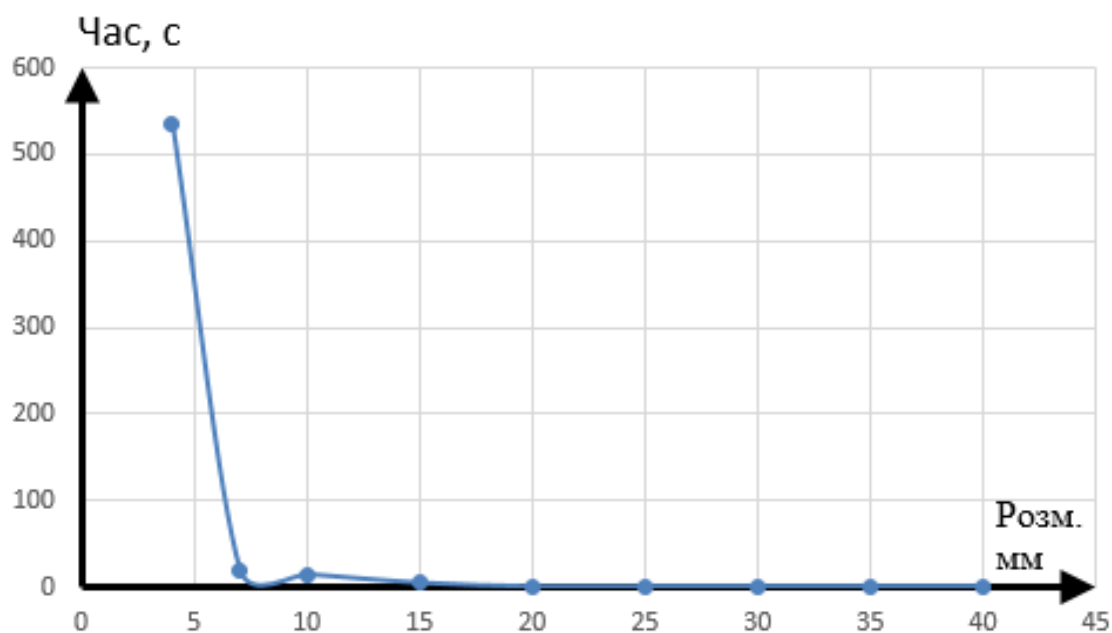


Рис. 2.3.3 – Графік залежності часу від розмірів SE

2.3.2 Алгоритм виконання чисельного моделювання досліджуваного зразка ТБР-1 методом скінченних елементів у пружній стадії. Основою для чисельного моделювання була геометрична модель зразка ТБР-1 (рис. 2.3.4) розроблена у Femap. Геометрична модель виконувалась аналогічною реальній по обмірним кресленням зробленим перед експериментальними дослідженнями.

Після розроблення геометричної моделі задавались контактні поверхні між бетоном та сталлю, а також між елементами 1 і 2 за допомогою команди *Connect – Automatic (Connection property – Contact)*.

Далі за допомогою команди *Mesh – Mesh Control – Size on Solid – Element Size = __*, попередньо задавались розміри скінченних елементів для кожного з об'єктів, як вже було зазначено для 1,2,3,4 – приймався розмір СЕ 15 мм, для 5 – 3 мм.

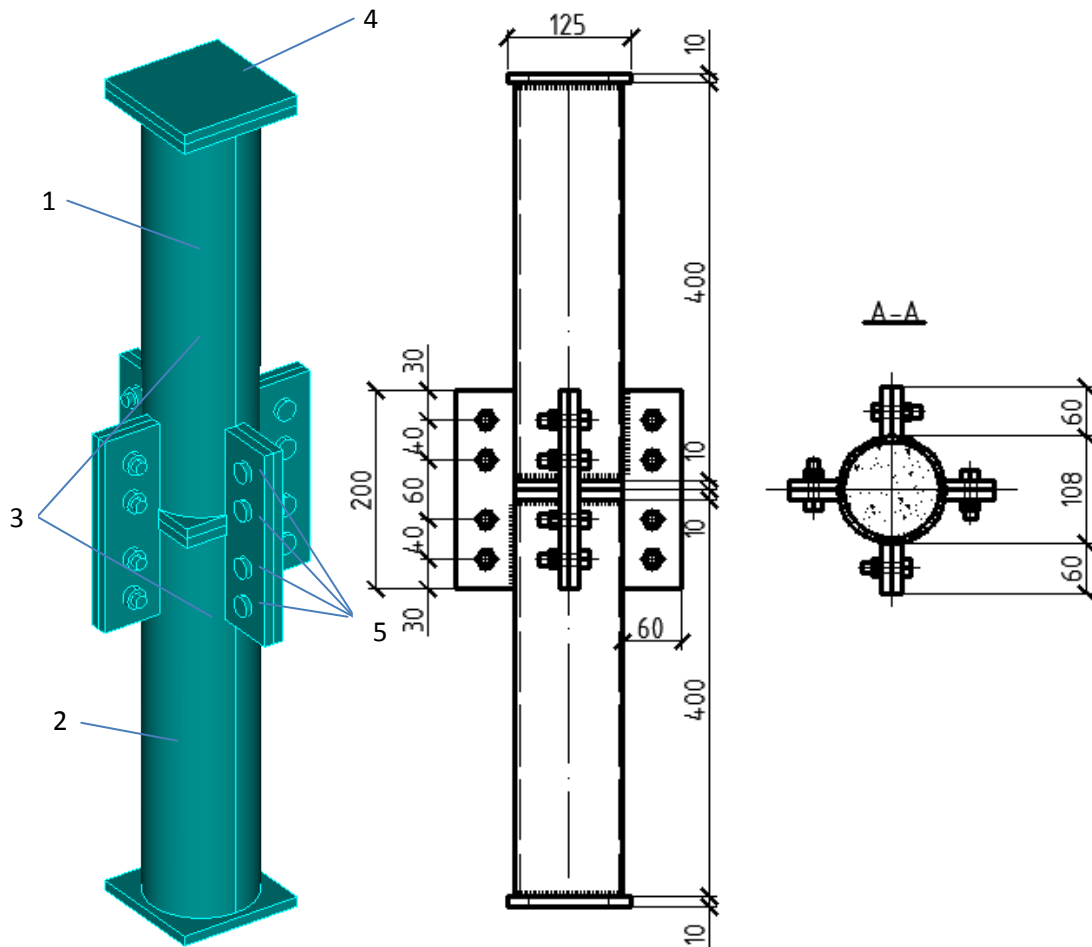


Рис. 2.3.4 – Геометрична модель зразка ТБР-1

(1– Верхній сталевий елемент, 2 – нижній сталевий елемент, 3 – бетонне осердя, 4 – шарнір, 5 – з'єднувальні болти)

Наступними задавались матеріали за допомогою команди *Model – Material – Tittle = Steel, $E = 210000$ МПа, $\nu = 0,3$; – Tittle = Concrete, $E = 21000$ МПа, $\nu = 0,2$; – Tittle = Plate, $E = 210000000$ МПа, $\nu = 0,3$; Матеріал для шарніра задавався умовний, для реалістичної передачі навантаження на зразок. Тут E – модуль*

Юнга, ν – коефіцієнт Пуассона, оскільки матеріал приймається однорідним ізотропним, то модуль зсуву G визначався програмою власноруч за формулою

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}.$$

Далі були задані властивості СЕ, що будуть використані при моделюванні за допомогою *Model – Property – (Elem/Property type – Volume – Solid) Tittle = 1 – material = Steel; Tittle = 2 – material = Steel; Tittle = 3 – material = Concrete; Tittle = 4 – material = Plate; Tittle = 5 – material = Steel.*

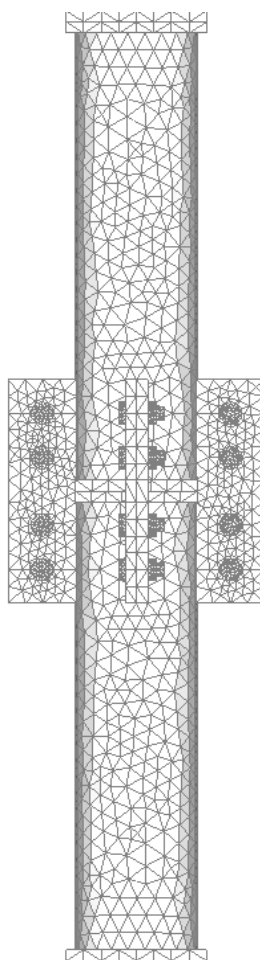


Рис. 2.3.5 – Сітка СЕ для зразка ТБР-1

Наступним кроком було розбиття геометричних об'єктів за допомогою сітки СЕ, із заданими у п.3 розмірами та у п.5 властивостями за допомогою команди *Mesh – Geometry – Solids*, завдяки чому був отриманий об'єкт

зображений на рис. 2.3.5. Загальна кількість вузлів склала 105590, загальна кількість елементів – 60078.

Далі за допомогою команди *Model – Constraint – On Surface* задавалися закріплення, для нижньої горизонтальної грані елемента №2 заперечувались переміщення по осям X, Y, Z для верхньої горизонтальної грані елемента №4 – по осям X, Y, що відповідало умовам експериментальних випробувань.

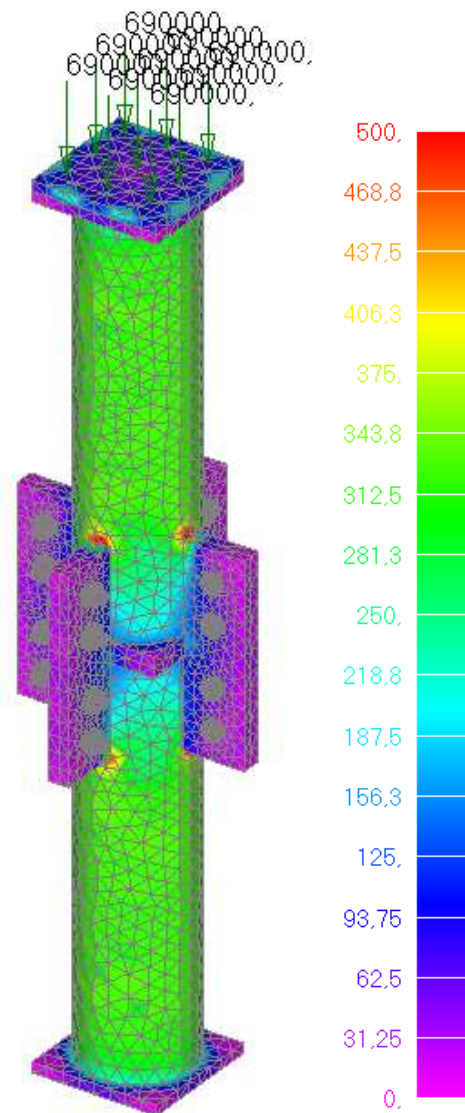


Рис. 2.3.6 – Головні напруження для зразка ТБР-1

Наступним кроком було задання навантажень на зразок. Це було зроблено за допомогою команди *Model – Load – On Surface* на верхню грань елемента №4. Значення сили склало 690 000 Н, спрямованих вниз по осі Z.

Обов'язковим є *Tools – Check – Coincident Nodes* з увімкненою опцією *Merge Across Connection*. Ця команда перевіряє сітку СЕ на співпадаючі вузли та об'єднує їх. Наявність співпадаючих вузлів призводить до виникнення незв'язаних сіток СЕ, оскільки елементи вважаються зв'язаними якщо мають у своєму описанні вузли з однаковими номерами.

Аналіз виконується після команди *Model – Analysis – New – Tittle = TBR-1, Type – Static*. Після закінчення розрахунку ми можемо переглянути переміщення і напруження у будь-якому напрямку для будь-якого елемента у тому числі загальні переміщення та головні напруження (рис. 2.3.6). Головні напруження у вирішувачі NX Nastran визначаються за формулою фон Мізеса:

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{zy}^2 + \tau_{xz}^2)} \quad (2.3.1)$$

Після чого була зроблена оцінка точності моделювання та порівняння з експериментальними даними. У процесі експерименту для контрольних точок (КТ) на поверхні елемента фіксувалися поздовжні та поперечні деформації за допомогою електротензодатчиків. Оскільки моделювання виконувалось до настання N_1 , тобто у пружній стадії, то для КТ буде справедливий закон Гука:

$$\sigma = E \cdot \epsilon. \quad (2.3.2)$$

Це дало нам змогу визначити напруження у КТ за експериментальними даними та порівняти їх з отриманими після моделювання.

2.3.3 Чисельне моделювання трубобетонних зразків серій ТБ та Т у Femap. Зразки серій Т та ТБ являли собою сталеву трубу з товщиною стінки 4 мм, висотою 800 мм та діаметром 108 мм, без стиків. Зразок Т випробовувався для отримання результатів несучої здатності виключно сталевій труби-оболонки не заповненої бетоном. Зразок досліджувався на центральний стиск. Зразки ТБ 1-3 це заповнені бетоном труби з аналогічними розмірами, без стиків, що були досліджені на центральний та позацентровий стиск із ексцентриситетами 0,25 та 0,5 від діаметру труби-оболонки.

Моделювання виконувалось згідно алгоритму представленому у пункті 2.3.2 із заданням умов максимально наближених до тих, які існували при експериментальних випробуваннях, у тому числі задання шарнірного закріплення та передачі навантаження через додаткову сталеву пластину для запобігання продавлювання сталевого оголовка.

Моделювання зразків методом скінченних елементів підтвердило характерний випадок руйнування, як можна побачити з рисунку 2.3.6., де зображені головні напруження, отримані за допомогою чисельного моделювання, для зразків із випадковим (центрально) прикладенням навантаження значення напружень були рівномірними майже для всього досліджуваного елемента, із зростанням поблизу оголовків, що призвело до утворення гофр.

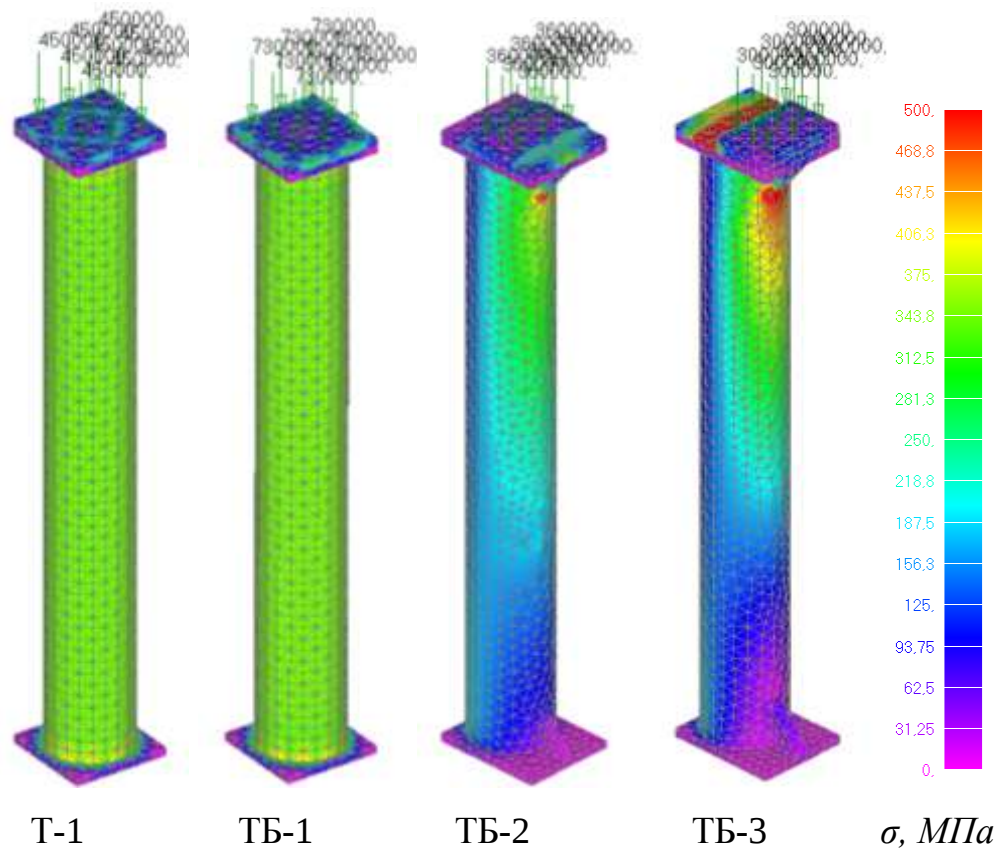


Рис. 2.4.7 – Графічне зображення головних напружень при чисельному моделюванні для досліджуваних зразків серій Т та ТБ

Для позацентрово стиснутих трубобетонних елементів ТБ-2 та ТБ-3, як можна помітити з рисунку 2.3.7 характерне нерівномірне розподілення напружень, з поступовим зростанням при наближенні до верхнього сталевого оголовка, що підтверджується експериментальними даними [1,51].

2.3.4 Чисельне моделювання трубобетонних зразків серії ТБР [36].

Зразки серії ТБР являли собою сталеву трубу з товщиною стінки 4 мм, висотою 800 мм, діаметром 108 мм, заповнену бетоном, із роз'ємним стиком виконаним за допомогою 4 пар сталевих поздовжніх ребер, кожне з яких приварене до верхньої або нижньої частини конструкції та з'єднаних попарно чотирма болтами.

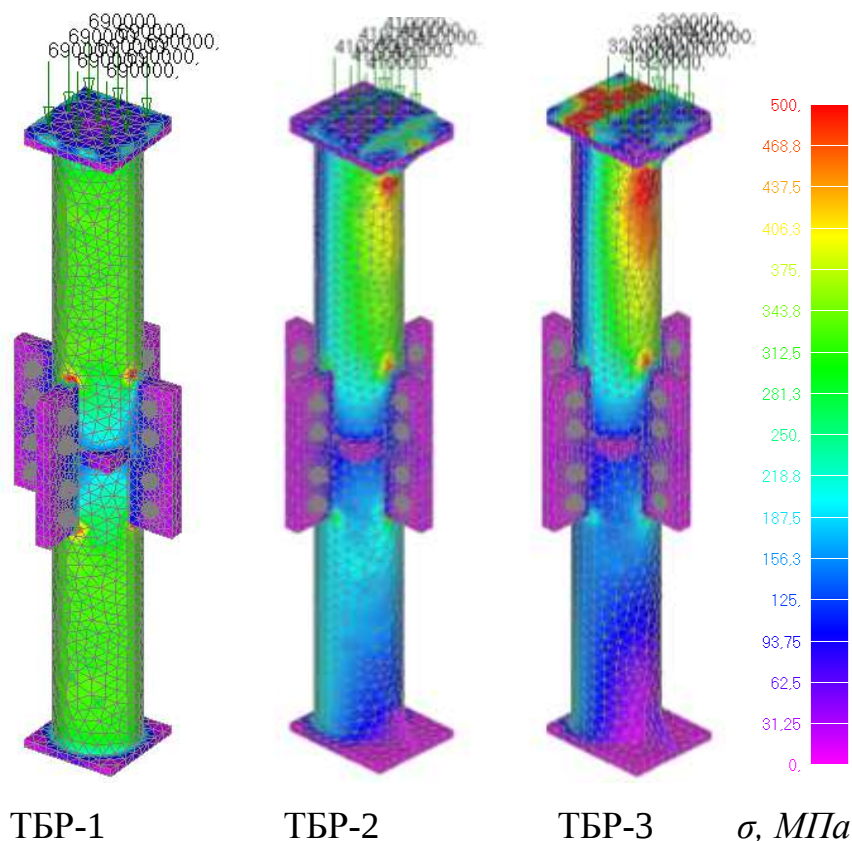


Рис. 2.3.8. Графічне зображення головних напружень при чисельному моделюванні для досліджуваних зразків серії ТБР

Трубобетонні елементи досліджувались на центральний та позacentровий стиск. При центральному стиску, фактично відбувалось випробування двох жорстко з'єднаних за допомогою поздовжніх ребер трубобетонних елементів аналогічних зразку ТБ-1, внаслідок чого спостерігалось рівномірне розподілення напружень, із підвищенням біля верхнього сталевого оголовку, що призвело до утворення у цьому місці гофри. Проте область з'єднання зразків по факту була підсилена ребрами, що призвело до зменшення напружень у цій області. Це підтверджується як математичним моделюванням, так і експериментальними даними.

Для позацентрово стиснутих зразків ТБР-2 та ТБР-3, окрім характерного для всіх трубобетонних елементів із аналогічним способом прикладення навантаження, значного зростання напружень поблизу верхньої сталеві косинки, привертало увагу зменшення напружень у нижньому трубобетонному елементі при збільшенні ексцентриситета. Також для всіх зразків цієї серії спільним є те, що не відбулось ні зрізу болтів, ні деформування сталевих поздовжніх фланців, доказом чого є як математичне моделювання так і експериментальні дані.

У місцях з'єднання поздовжніх ребер із трубобетонними елементами спостерігались місця концентрації напружень.

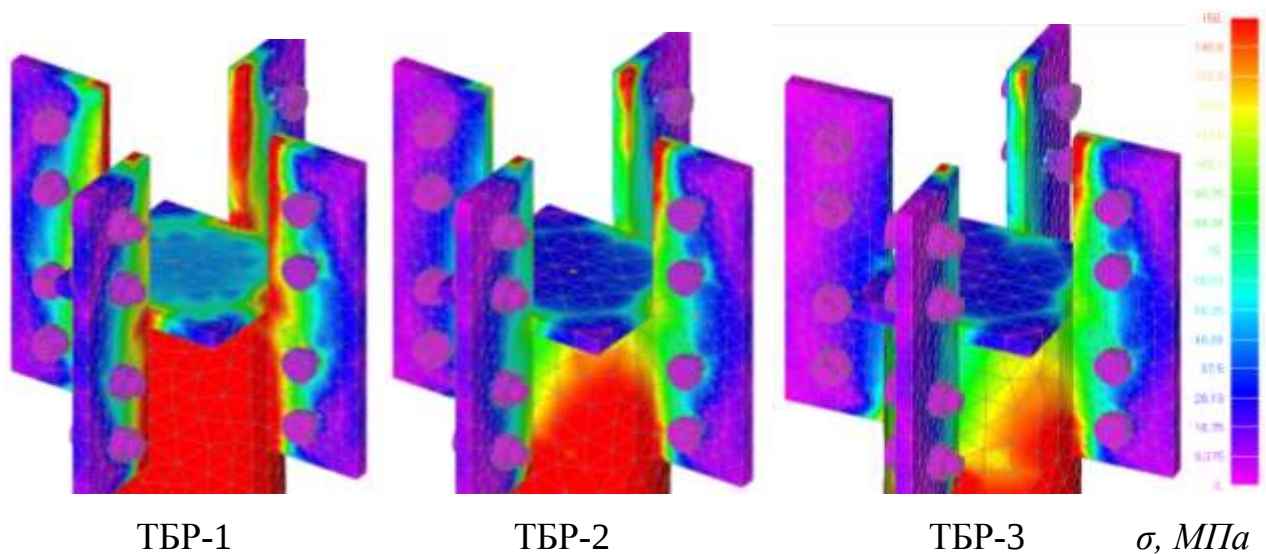


Рис. 2.3.9 – Графічне зображення головних напружень у нижній частині стика з поздовжніми ребрами

На рис. 2.3.9 більш детально зображено місце стика трубобетонних елементів. Слід відзначити що при центральному стиску напруження в стикі були більшими ніж при позацентровому, що свідчить про те, що для даної конструкції вплив розміру навантаження, яке діяло на зразок мало більший вплив, ніж ексцентриситет прикладення навантаження. Це відповідає експериментальним даним, згідно яких деформації ребер при центральному стиску були вищими ніж при позацентровому.

Також можна звернути увагу на те, що при позацентровому стиску напруження більше у стиснутих поздовжніх ребрах, проте при згині руйнування зразків відбувалось внаслідок зрізання болтів у розтягнених ребрах.

2.3.5 Чисельне моделювання трубобетонних зразків серії ТБФ у Femap.

Зразки серії ТБФ мали аналогічну з іншими дослідними зразками конструкції трубобетонного елемента та відрізнялись методом виконання роз'ємного з'єднання, цей стик виконувався за допомогою сталевих круглих фланців з фрезерованою поверхнею, приварених до верхнього або нижнього трубобетонного елемента та з'єднаних болтами. Навантаження прикладались центрально та з ексцентриситетами рівними 0,25 та 0,5 від діаметру труби. За граничні умови були прийняті закріплення аналогічні тим, що були при проведенні експерименту.

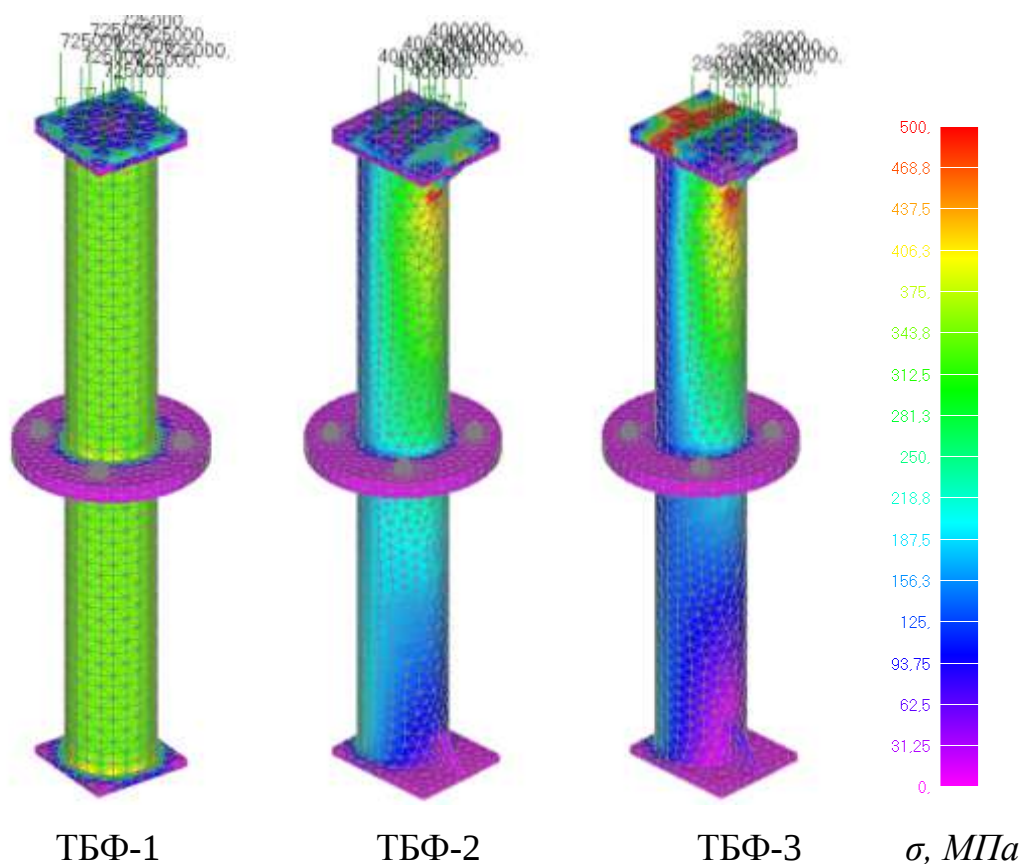


Рис. 2.3.10 – Графічне зображення головних напружень при чисельному моделюванні для досліджуваних зразків серії ТБФ

При чисельному моделюванні було підтверджено той факт, що наявність стика при центральному стиску практично не мала впливу на несучу здатність конструкції, настання N_1 при моделюванні відбулось при навантаженні аналогічному експериментальному, що свідчить про достовірність чисельного моделювання.

Особливістю позацентрово стиснутих зразків є те, що напруження у сталевих фланцях порівняно із напруженнями у власне трубобетонних елементах є дуже незначними навіть при зростанні ексцентриситету навантаження. Також характерним є те, що напруження та відповідно деформації у верхніх трубобетонних елементах були значно вищими ніж у нижніх, що свідчить про те що наявний стик виступає фактично підсиленням всієї конструкції, так при проведенні експерименту всі зразки із стиками при прикладенні навантаження з ексцентриситетом 0,5 від діаметру мали несучу здатність вищу ніж суцільний зразок більше ніж на 30%.

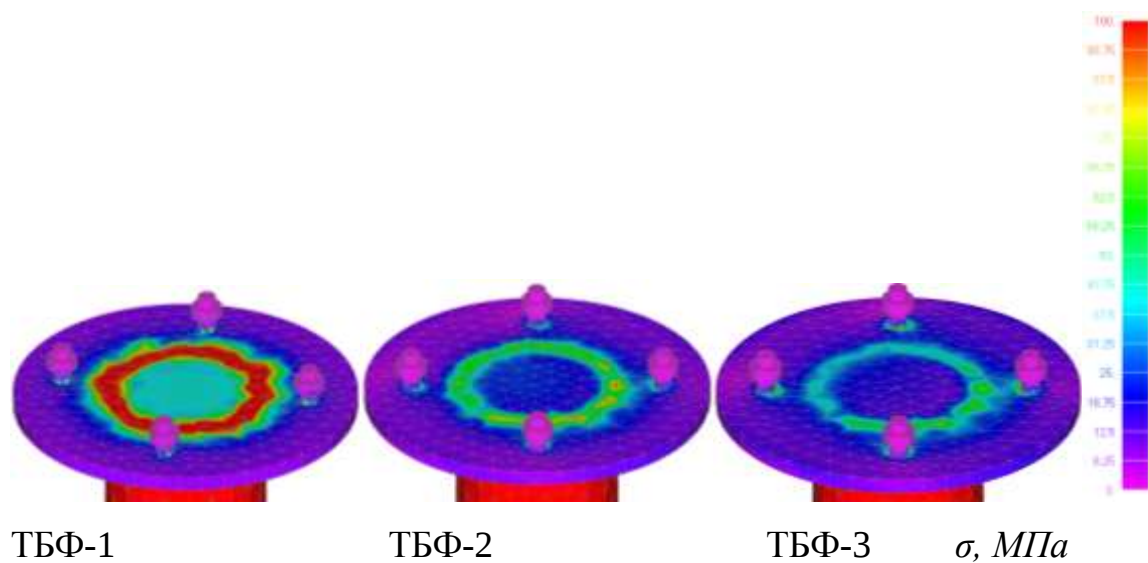


Рис. 2.3.11 – Графічне зображення головних напружень у нижній частині фланцевого роз'ємного стика

Розглядаючи напружено-деформований стан сталевих фланців можна сказати, що у всіх випадках прикладення навантаження напруження були порівняно із напруженнями у трубобетонному елементі незначними, що призвело до того, що фланці під час проведення експерименту залишились фактично неушкодженими, а втрата несучої здатності відбувалась внаслідок руйнування трубобетонного елемента або болтів.

2.3.6 Чисельне моделювання трубобетонних зразків серії ТБМ у програмному комплексі Femap. Для виготовлення зразків серії ТБМ, окрім стандартної для всього експерименту труби висотою 800 мм, діаметром 108 мм та

товщиною стінки 4 мм була використана додаткова труба (муфта) з товщиною стінки 2,5 мм та з внутрішнім і зовнішнім діаметром 108 та 113 мм відповідно. Вона були приварена до нижнього трубетонного елемента та з'єднана з верхнім болтами. Навантаження та граничні умови були аналогічними зі зразками інших серій.

Розглядаючи випадок центрального стиску зразка ТБМ-1 заслуговує увагу те, що зважаючи на дещо більше навантаження порівняно з іншими зразками напруження у верхньому трубетонному елементі були на 10-15% вищими ніж у нижньому, що є нехарактерними для центрально завантажених зразків інших серій у цьому експерименті та пояснюється впливом сталевий муфти. Також дуже цікавим є те, що найбільші напруження були у сталевій муфті саме при центральному стиску оскільки в інших випадках трубетонний елемент втрачав несучу здатність у верхній частині при значно менших навантаженнях.

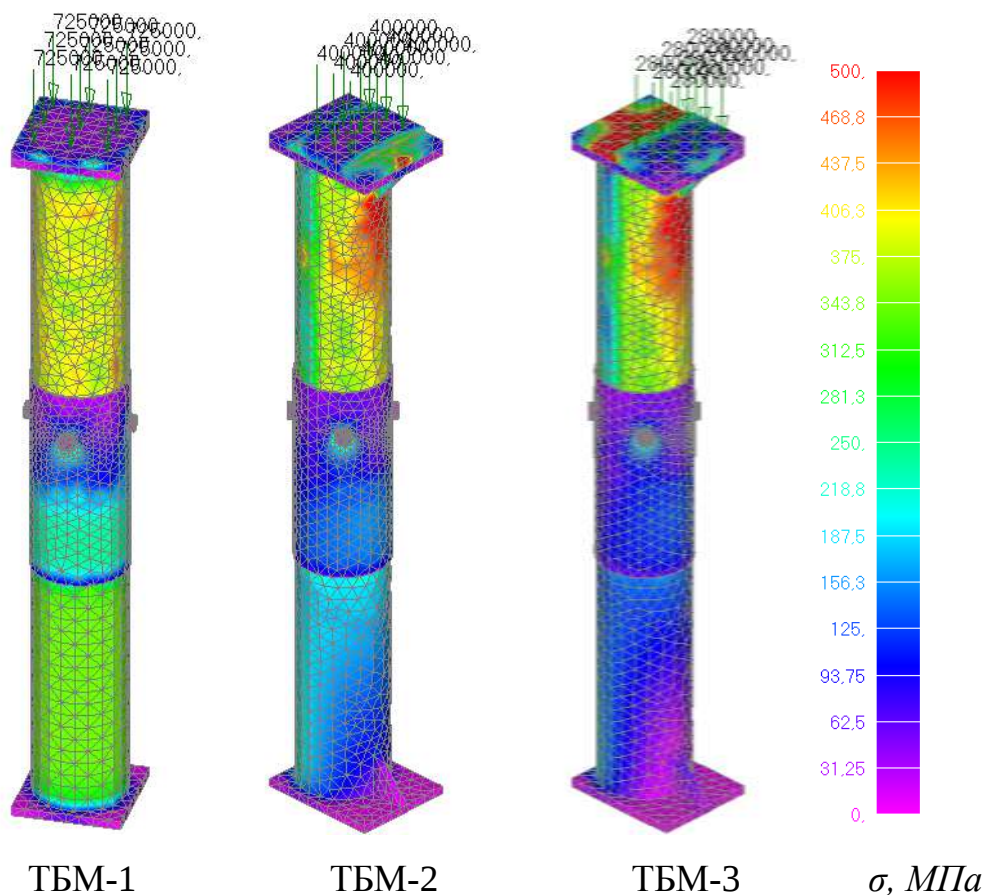


Рис. 2.3.12 – Графічне зображення головних напружень при чисельному моделюванні для досліджуваних зразків серії ТБМ

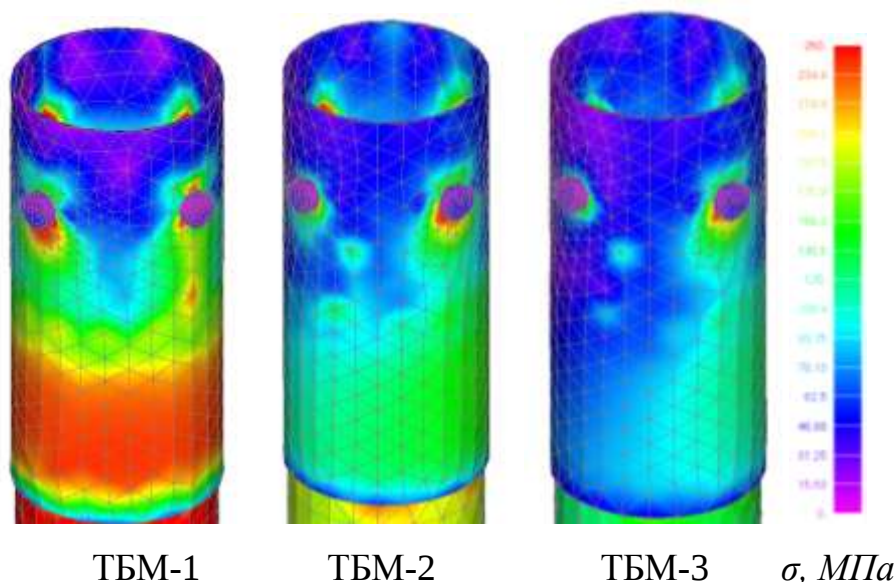


Рис. 2.3.13 – Графічне зображення головних напружень у нижній частині роз'ємного стику зі сталеву муфтою

Позацентрово-стиснуті зразки окрім вищої несучої здатності не мали значних відмінностей від аналогічних зразків інших серій, демонструючи зростання напружень поблизу з'єднання косинки з верхнім елементом, що зі збільшенням навантаження призвело до зростання деформацій у цьому місці та втрати несучої здатності внаслідок цього. Також спільним є зменшення напружень у нижньому трубобетонному елементі.

Розглядаючи напружено-деформований стан сталеву муфти слід відзначити появу незначних концентраторів напружень поблизу отворів для болтів. Аналогічно стику із поздовжніми ребрами напруження були дещо більшими при центральному стиску, особливо в нижній частині муфти.

У таблиці 2.3.2. представлено порівняння результатів, отриманих під час проведення експериментальних досліджень трубобетонних елементів та чисельного моделювання. Для додаткової верифікації отриманих даних були визначені експериментальні значення напружень у стиснутій та розтягненій зонах зразків (посередині для суцільних зразків та по центру верхнього трубобетонного елемента та зразків зі стику - стовпчики 4 та 7 відповідно) та порівняні із значеннями напружень у аналогічних місцях, отриманих за допомогою моделювання, стовпчики 5 та 8 (таблиця 2.3.2). Коефіцієнт варіації та середньо-

квадратичне відхилення коливались у межах 5-7% при порівнянні експериментальних даних з отриманими результатами чисельного моделювання, що підтверджує можливість використання моделювання у якості часткової заміни натурних експериментальних випробувань.

Таблиця 2.3.2

Порівняння експериментальних та теоретичних напружень

Шифр зразка	Ексц. е, мм	Діюче наван. N_1 , кН	$\sigma_{\text{екс.ст.}}$, МПа	$\sigma_{\text{мод.ст.}}$, МПа	$\sigma_i = \sigma_{\text{мод}} / \sigma_{\text{екс}}$	$\sigma_{\text{екс.роз.}}$, МПа	$\sigma_{\text{мод.роз.}}$, МПа	$\sigma_i = \sigma_{\text{мод}} / \sigma_{\text{екс}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Т-1	0	450	327	343	1,0489	327	343	1,04893
ТБ-1	0	730	336	345	1,0268	336	345	1,02679
ТБ-2	27	360	273	253	0,9267	147	142	0,96599
ТБ-3	54	300	332	293	0,8825	72	78	1,08333
ТБР-1	0	690	368	334	0,9076	368	334	0,90761
ТБР-2	27	410	340	347	1,0206	42	40	0,95238
ТБР-3	54	320	316	341	1,0791	120	122	1,01667
ТБФ-1	0	700	310	334	1,0774	310	334	1,07742
ТБФ-2	27	400	331	340	1,0272	48	51	1,0625
ТБФ-3	54	280	326	345	1,0583	119	117	0,98319
ТБМ-1	0	725	331	334	1,0091	331	334	1,00906
ТБМ-2	27	400	349	342	0,9799	76	79	1,03947
ТБМ-3	54	280	330	360	1,0909	183	185	1,01093
					$\bar{\sigma}=1,011$			$\bar{\sigma}=1,014$

2.4 Сталобетонні стійки із легких сталевих тонкостінних конструкцій та легких бетонів

2.4.1 Особливості чисельних досліджень сталезалізобетонних конструкцій з легких сталевих тонкостінних конструкцій та легких бетонів. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій з легких сталевих конструкцій та легкого бетону вирішує ряд питань [48; 46]:

- визначення граничних умов роботи даного виду конструкцій, при яких моделі зразків будуть описувати реальну роботу, як окремих елементів конструкції, так і сталезалізобетонної конструкції в цілому;

- визначення розподілу напружень у легкому полістиролбетону при об'ємно-напруженій роботі. Ці деформації неможливо спостерігати візуально або визначити механічними вимірювальними приладами;

- визначення концентрацій напружень у залежності від виду прикладення навантаження на елементи;

- порівняння експериментальних результатів випробування з комп'ютерним моделюванням, при якому ідеалізована робота кожного із використаних матеріалів може привести до завищених значень міцності та стійкості надлегких сталезалізобетонних конструкцій.

Вибір програмного комплексу базувався на вітчизняному та світовому досвіді проектування та моделювання різного виду будівельних конструкцій, деталей та механізмів машинобудування до таких програм можна віднести ANSYS, Femap, HyperWorks та інші. Принцип розрахунку полягає у автоматичному вирішенні диференційних рівнянь чисельним методом. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану надлегких сталезалізобетонних конструкцій виконувалось за допомогою програмного комплексу в системі NASTRAN Femap 10.1.1 SC 64bit. Операції по підготовці скінченних моделей із відповідними граничними умовами та візуалізація результатів виконується в Femap, саме ж обчислення виконується у NX Nastran. Ця програма дає можливість

задавати власні графіки роботи (міцності та деформативності) окремих матеріалів і також задавати різні види та різні розміри скінченних елементів, що у свою чергу підвищує точність визначень розподілу напружень у конструкціях [7].

До особливостей проектування сталезалізобетонних конструкцій у програмних комплексах можна віднести ряд невирішених задач, які описують різні аспекти роботи конструкції. Невирішені задачі моделювання надлегких сталезалізобетонних конструкцій:

- визначення граничних умов, які б описували роботу з'єднань із фальцювання та заклепок при формуванні трубного елементу сталевих тонкостінного листа. Визначення місць концентрації напружень при роботі у складно-напруженому стані;

- визначення ефективності використання заклепкового з'єднання при створенні складеного замкнутого перерізу із двох різних за формою, але однакових за матеріалом та товщиною прокатних профілів, визначення слабких місць новоутвореного перерізу та концентрації напружень;

- визначення міцності та деформативності легкого полістиролбетону при різних граничних умовах, визначення особливостей розподілу внутрішніх напружень;

- складний напружено-деформативний стан двокомпонентних сталобетонних конструкцій при роботі на центральний стиск;

- визначення ефективності використання круглих та прямокутних перерізів для роботи на центральний стиск;

- складний напружено-деформативний стан трикомпонентних сталезалізобетонних конструкцій при роботі на центральний стиск;

- моделювання просторових конструкцій та визначення їх міцності у напружено-деформованому стані в залежності від виду підсилення легкими бетонами несучих елементів.

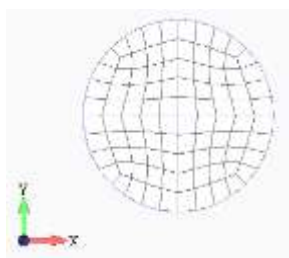
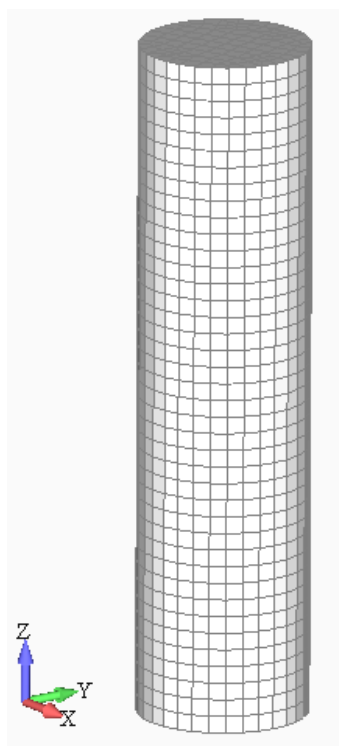
2.4.2 Вибір розмірів скінченних елементів. Визначення розмірів та кількості скінченних елементів при моделювання конструкцій відіграє важливу роль [49]. Ці параметри призначає користувач у залежності від поставлених задач. Якість та точність отриманих результатів залежить саме від кількісних та геометричних характеристик скінченних елементів. Визначення параметрів скінченних елементів надлегких сталезалізобетонних конструкцій повинні відповідати дійсній роботі конструкції для визначення напружень в елементах. Враховуючи можливості NASTRAN щодо бази скінченних елементів та геометричні особливості досліджуваних моделей, пропонується чотири типи скінченних елементів: одновимірні, двовимірні, тривимірні та скалярні.

Для елементів виготовлених із сталевих листових матеріалів, товщина якого у декілька разів менша за інші геометричні характеристики доцільно використати двовимірну систему поділу на скінченні елементи. Тому елементи сталевих оболонок та сталевих профілів задавались як двовимірні системи.

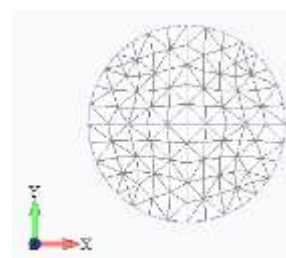
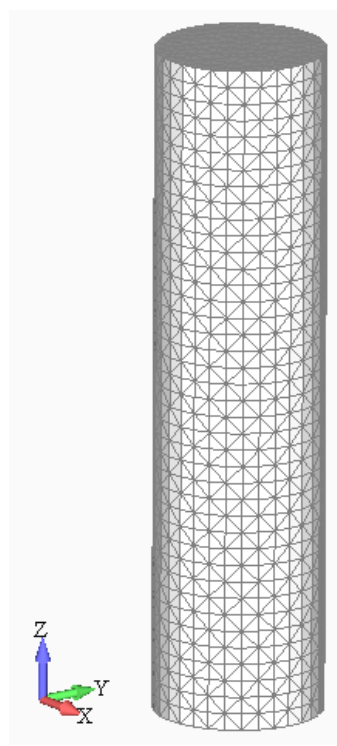
Бетонне ядро ж у свою чергу моделювалося, як тривимірні системи, які поділені на об'ємні елементи Solid. Об'ємні елементи пропонуються двох видів: тетраедри та гексаедри. Кожен із цих видів має свої переваги та недоліки. У залежності від поставлених задач, геометричних форм досліджуваних моделей приймають рішення по вибору форми скінченного елемента та його розміру.

Важливим фактором при виборі розміру скінченного елемента є можливість персонального комп'ютера, на якому будуть проводитись розрахунки. Із збільшенням кількості скінченних елементів при зменшенні їх геометричних розмірів час розрахунку збільшується у декілька разів. Також це впливає і на точність виконаних розрахунків, які враховують відношення сторін та відхилення їх граней, що знижує якість і точність розрахунків.

Різниця розбиття бетонного циліндра висотою 400 мм і діаметром 100 мм на тетраедри та гексаедри продемонстровано на рисунку 2.4.1. До таблиці 2.4.1 внесені результати кількісного порівняння типу скінченних елементів.



а) гексаедри



б) тетраедри

Рис. 2.4.1 – Різні варіанти підбору геометричної форми СЕ бетонного циліндра

Таблиця 2.4.1

Результати оптимізації кількості скінченних елементів

Розміри скінченних елементів, мм	Кількість та тип:			
	скінченних елементів (СЕ)		вузлів СЕ	
	гексаедр	тетраедр	гексаедр	тетраедр
5	30720	141270	33777	213074
10	3840	23201	4633	37379
15	1620	6642	1708	11622
20	640	3339	861	6369

Таблиця 2.4.2

Порівняння максимальних напружень та часу для обчислення
у програмному комплексі

Розміри скінченних елементів, мм	Максимальні напруження (МПа)		Необхідний час (сек) для проведення програмним комплексом розрахунку	
	в залежності від типу скінченних елементів			
	гексаедр	тетраедр	гексаедр	тетраедр
5	1,199	1,292	123,57	9847,50
10	1,186	1,286	10,26	83,33
15	1,201	1,248	7,75	9,61
20	1,214	1,222	6,74	6,13

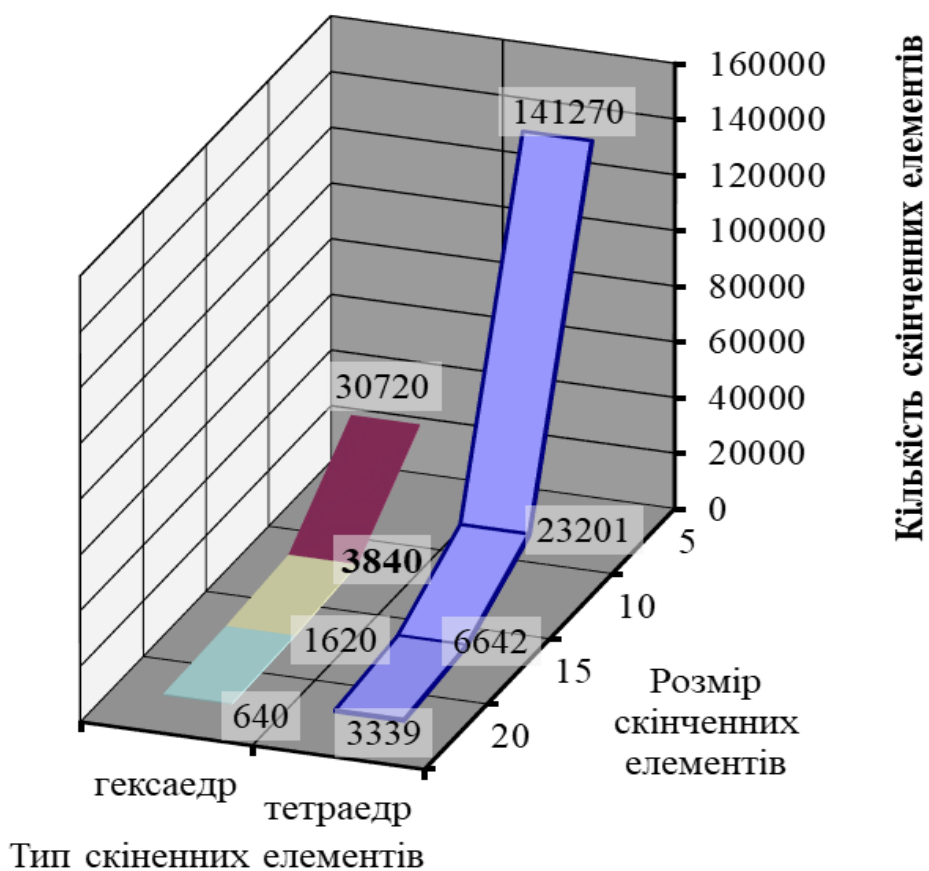


Рис. 2.4.2 – Діаграма підбору типу та розмірів скінченних елементів у залежності від кількості скінченних елементів

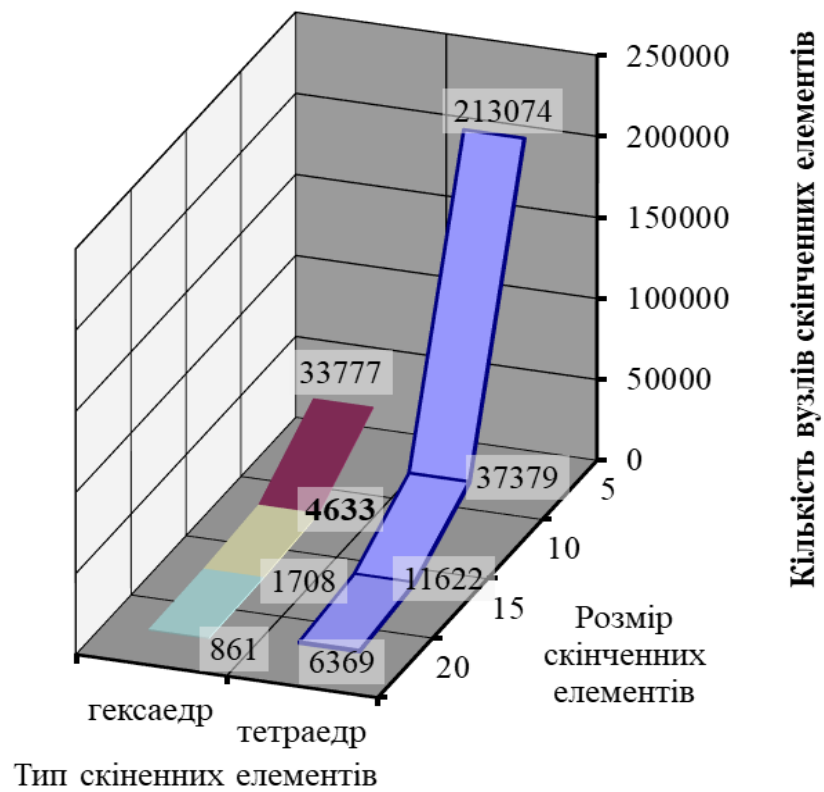


Рис. 2.4.3 – Діаграма підбору типу та розмірів скінченних елементів у залежності від кількості вузлів скінченних елементів

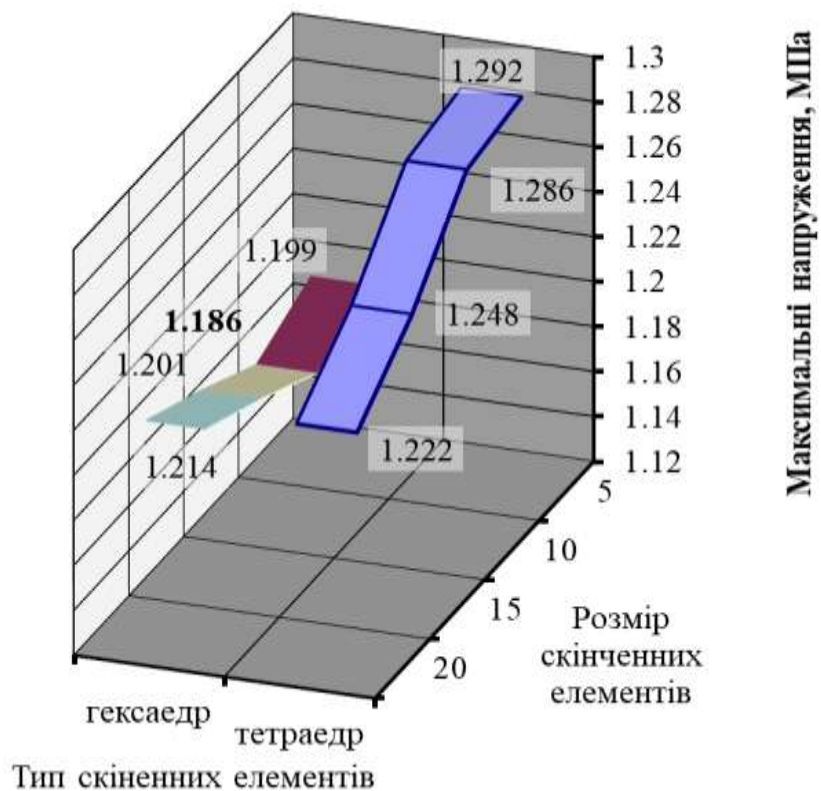


Рис. 2.4.4 – Діаграма підбору типу та розмірів скінченних елементів у залежності від максимальних напружень

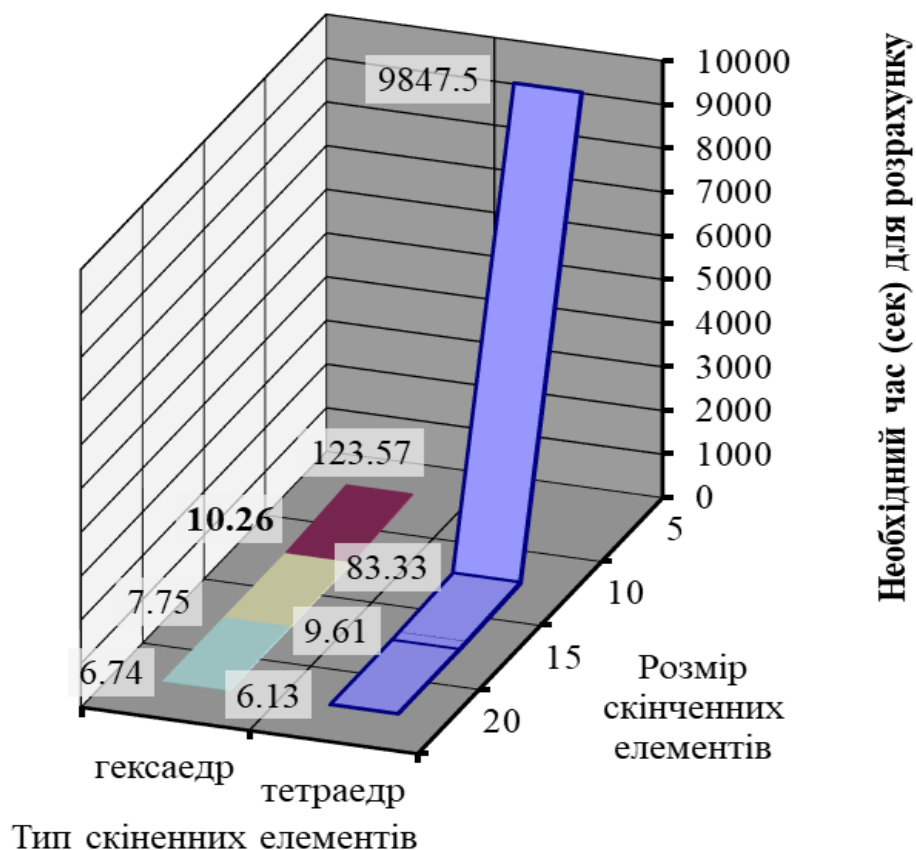


Рис. 2.4.5 – Діаграма підбору типу та розмірів скінченних елементів у залежності від необхідного часу для розрахунку

Наведений вище аналіз дає можливість оцінити ефективність автоматичного поділу на скінченні елементи та підібрати найефективніший вид скінченного елементу. Причому підбір виконувався за декількома параметрами:

- кількість скінченних елементів;
- кількість вузлів скінченних елементів;
- максимальні напруження;
- час необхідний для розрахунку.

Оптимальні значення характеристик скінченних елементів за цими параметрами дають необхідну точність при розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів. Для визначення фізико-механічних властивостей полістиролбетону прийнято рішення по розбивці об'ємної моделі бетону на гексаедри із розміром сторони 10 мм, що складає 2,5% висоти зразка. Обов'язково виконувалось об'єднання співпадаючих вузлів скінченних елементів для об'єднання у єдине монолітне тіло.

2.4.3 Моделювання фізичної нелінійності при розрахунку. Всі побудови геометрії досліджуваних моделей виконувалися в ортогональній системі глобальній декартовій прямокутній системі координат програми NASTRAN [15].

Моделювання складного з'єднання, яке поєднує у собі фальцеве і заклепкове.

Для створення розрахункової схеми роботи з'єднання підбирались граничні умови, які б обмежували деякі переміщення і відповідали реальній роботі такого виду з'єднань. Побудова моделі з'єднань виконувалась у об'ємному вигляді. Фізико-механічні характеристики використаних матеріалів задавались у відповідності з графіком роботи отримані експериментальним шляхом.

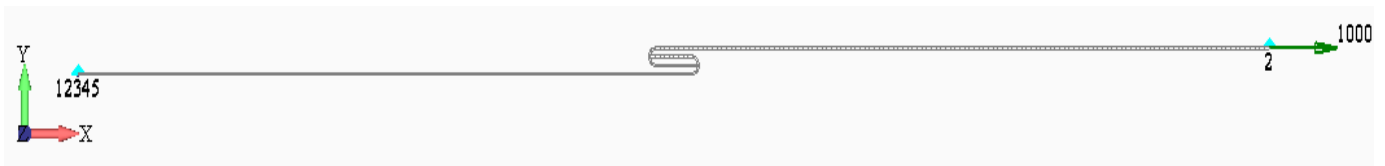


Рисунок 2.4.6 – Розрахункова схема з'єднання сталевих смуг.

З урахуваннями роботи заклепкового з'єднання при моделюванні розглядався випадок руйнування при складно-напруженому стані заклепки саме робота на зріз і робота на розтяг.



Рисунок 2.4.7 – Загальна схема деформацій з'єднання сталевих смуг

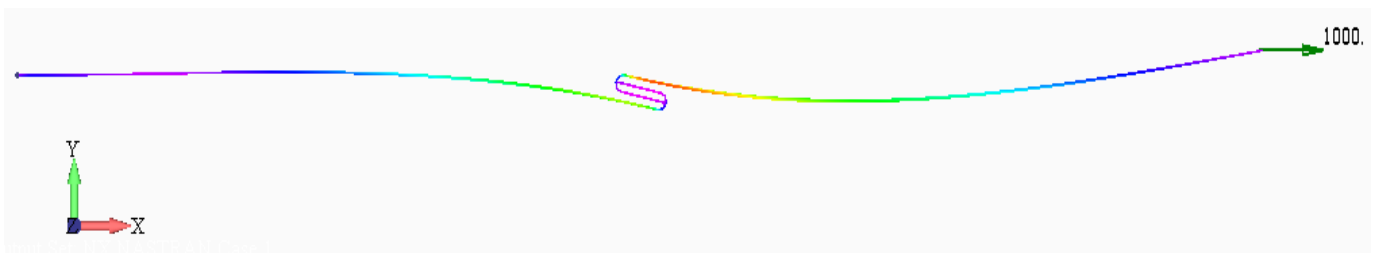


Рисунок 2.4.8 – Розподіл головних напружень з'єднання сталевих смуг

Загальна форма геометрії трубних елементів задавалася спочатку плоским поперечним кільцевим перерізом із зовнішнім діаметром $d=100\text{мм}$, товщина сталевих елементів $t=0,42\text{мм}$. Центр кіл прив'язаний до точки з координатами $(0;0;0)$.

Короткі конструкції довжиною 400мм та довгі 1500мм. Всі моделі поділялись на серії за тими ж параметрами як і для експериментальних конструкцій. Для наближення до реальної роботи всі зразки змодельовані з такими геометричними і фізико-механічними властивостями, як і натурні зразки при експериментальних випробуваннях.

У системі MSC/NASTRAN матеріали можуть задаватися як ізотропні, ортотропні та анізотропні. Саме для розрахунку надлегких сталезалізобетонних конструкцій всі матеріали задавалися як ізотропні.

Матеріали для цих конструкцій поділялись на групи, їх поділ базувався на різних фізико-механічних характеристиках кожного із запропонованих матеріалів.

При чисельному моделюванні виникає проблематика моделювання сумісної роботи сталеві оболонки та бетонного ядра. Для вирішення цього питання запропоновано використати додатковий шар на границі стику бетону і сталеві оболонки.

Таблиця 2.4.3

Фізико-механічні характеристики матеріалів

Діаметр труб	Фізико-механічні характеристики сталевих труб			
	E, МПа	$\sigma_{\max}$, МПа	$\epsilon_{\sigma} \times 10^{-5}$	ν
Полістиролбетон	400	1,15	380	0,22
Сталь	$2,1 \times 10^5$	312	200	0,3

Характеристики матеріалів задавалися з урахуванням міцності та деформативності конструкцій згідно із експериментальними випробуваннями. Уточнюючі характеристики матеріалів порівнювались та приймалися згідно нормативних документів. Робота матеріалів передбачена у пружно-пластичній стадії. Визначені експериментальним методом модуль пружності та коефіцієнт Пуассона. Із запропонованих у бібліотеці комп'ютерної програми характеристик матеріалу найбільш доцільним обрано «пластичний матеріал», що найближче відповідає реальній роботі конструкції.

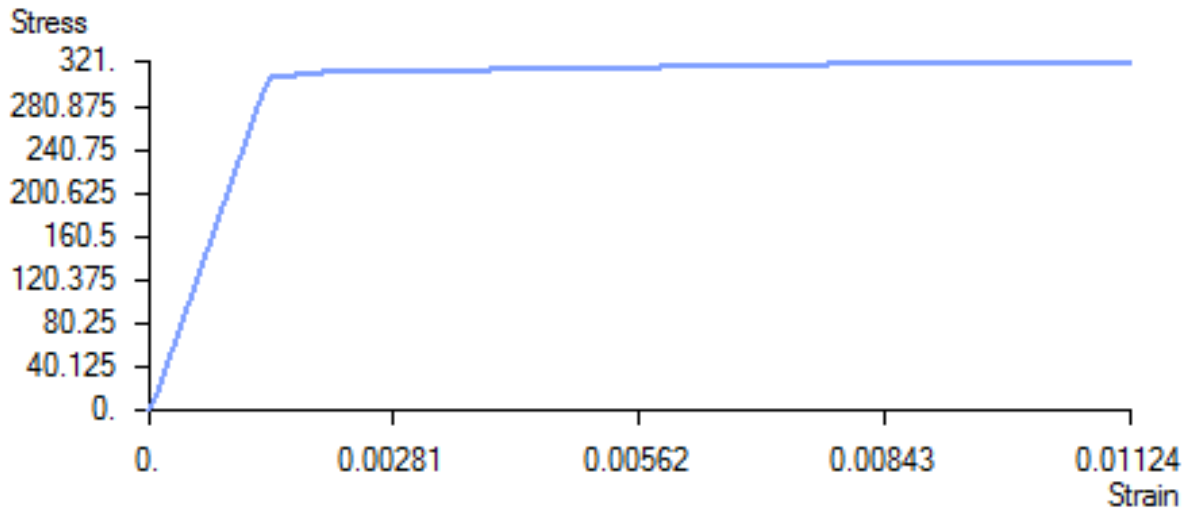


Рисунок 2.4.9 – Діаграма роботи сталі S355

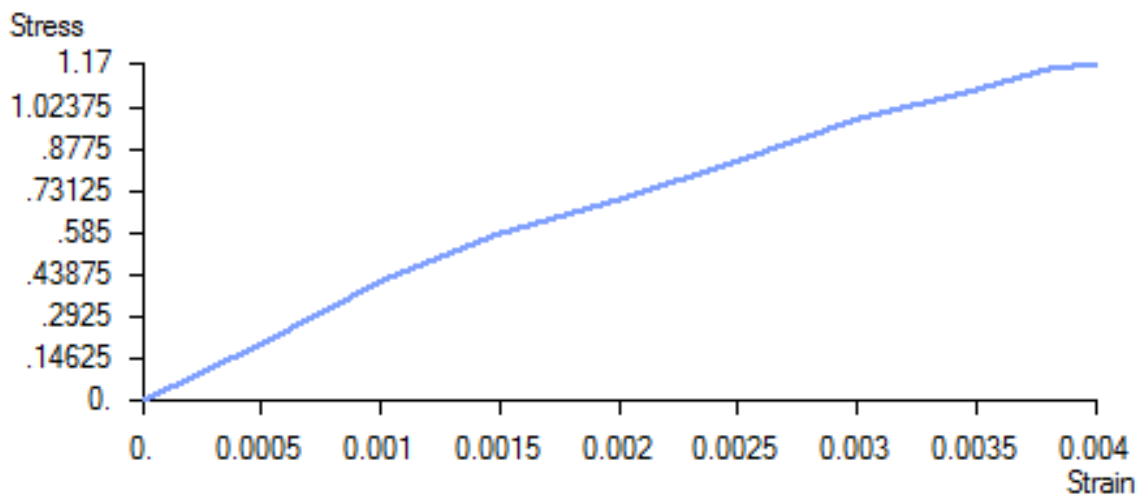


Рисунок 2.4.10 – Діаграма роботи полістиролбетону за експериментальними дослідженнями

Граничні умови задавалися в'язями прикладеними на конструкції. В'язі обмежували переміщення в опорних точках елементів.

Поперечному перерізу нижньої грані моделей обмежувалися три поступальні та кутові переміщення. Верхній же переріз обмежувався поступальними переміщеннями по горизонтальній площині та кутові переміщення.

Навантаження на зразки прикладалось рівномірно на весь переріз або на поперечний переріз бетонного ядра у залежності від типу конструкцій.

Для забезпечення рівномірного переміщення верхньої площини зразка вздовж вертикальної осі, навантаження передавалось через жорсткі елементи, які з'єднують вузли із умовною точкою прикладення навантаження у вигляді зосередженої сили.

Саме ця сила перерозподілялась на рівномірне завантаження кожного скінченного елемента поперечного перерізу.

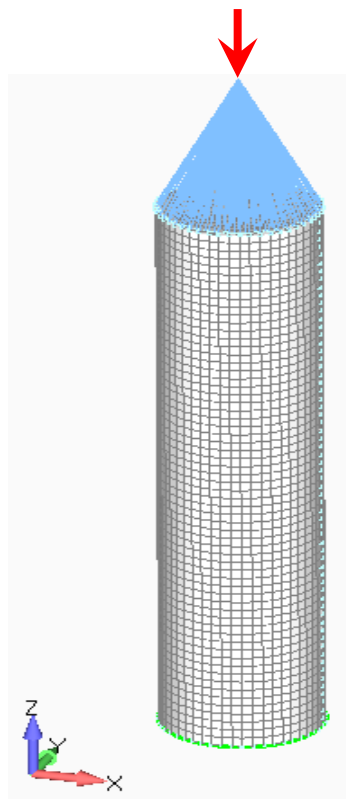


Рисунок 2.4.11 – Загальноприйнята розрахункова модель на прикладі трубобетонних елементів з легкого бетону

2.4.4 Аналіз деформативності зразків. Чисельне моделювання проводилося у відповідності з алгоритмом експериментальних досліджень. А саме всі серії зразків були змодельовані і показані головні напруження цих елементів.

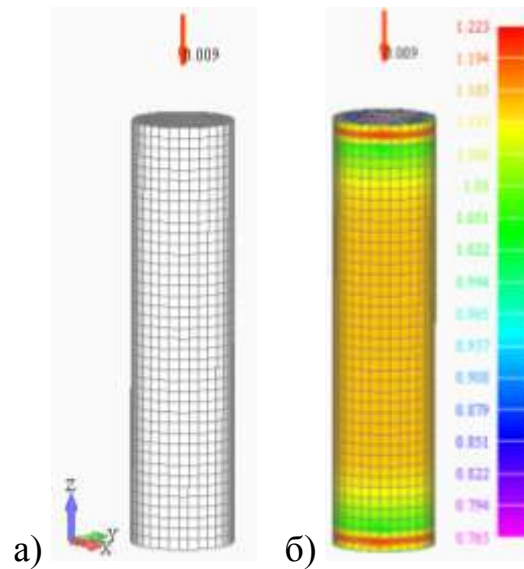


Рисунок 2.4.12 – Модель полістиролбетонного циліндра ЦБ40: а) розрахункова модель; б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі

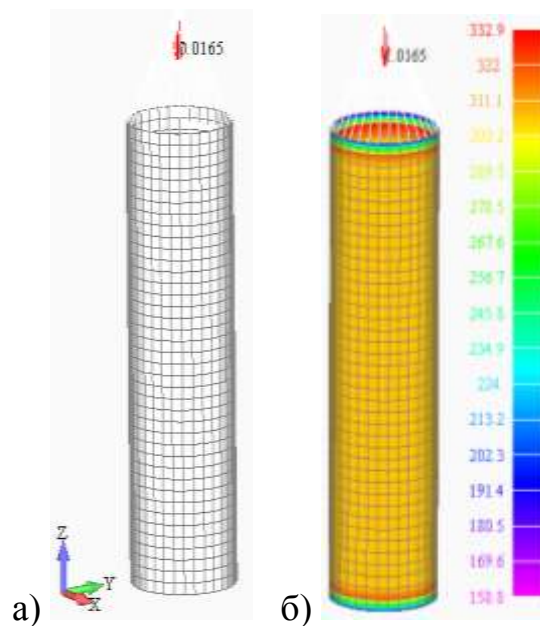


Рисунок 2.4.13 – Модель сталевій обійми ЦМ40: а) розрахункова модель; б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі

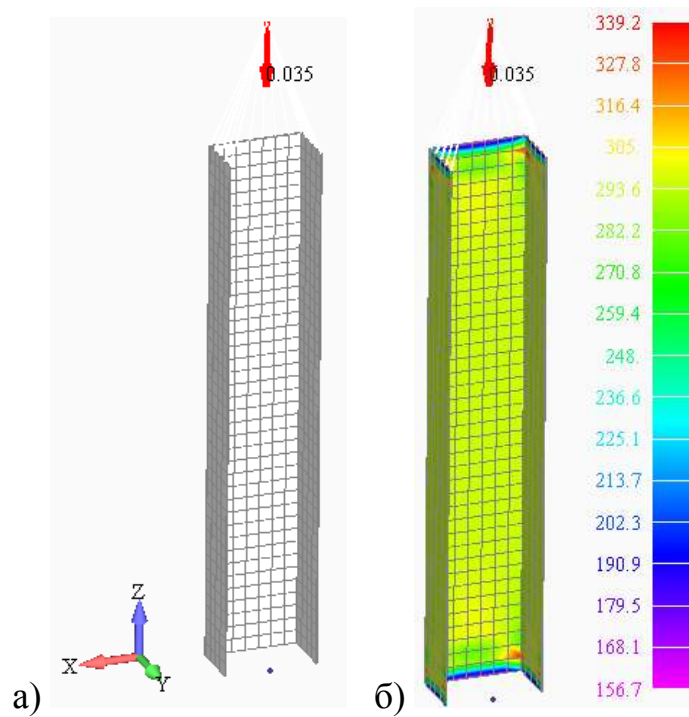


Рисунок 2.4.14 – Модель сталевго профілю ПМО40: а) розрахункова модель;
б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі

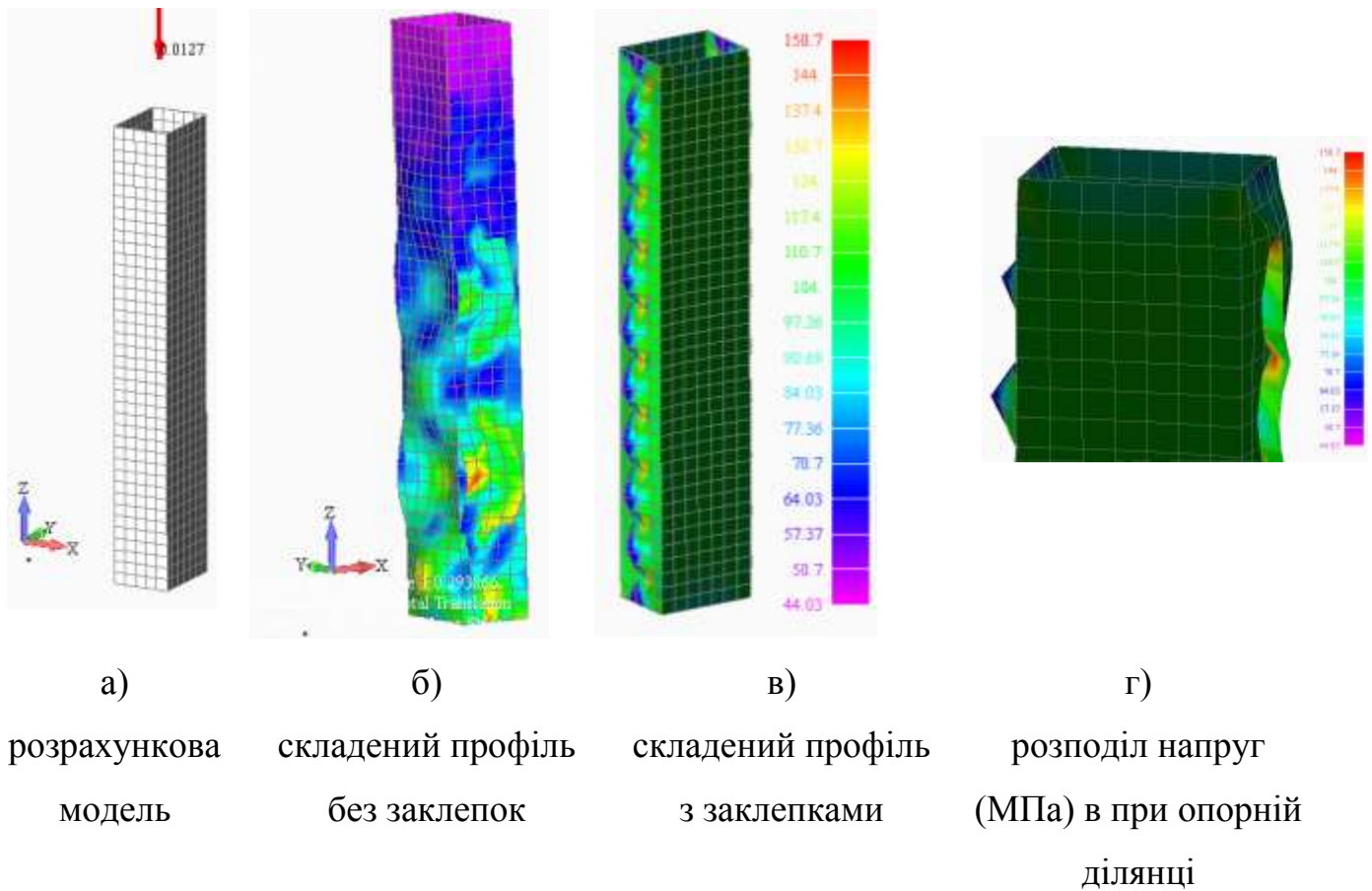


Рисунок 2.4.15 – Розподіл напружень у складеному сталевому профілю ПМ40

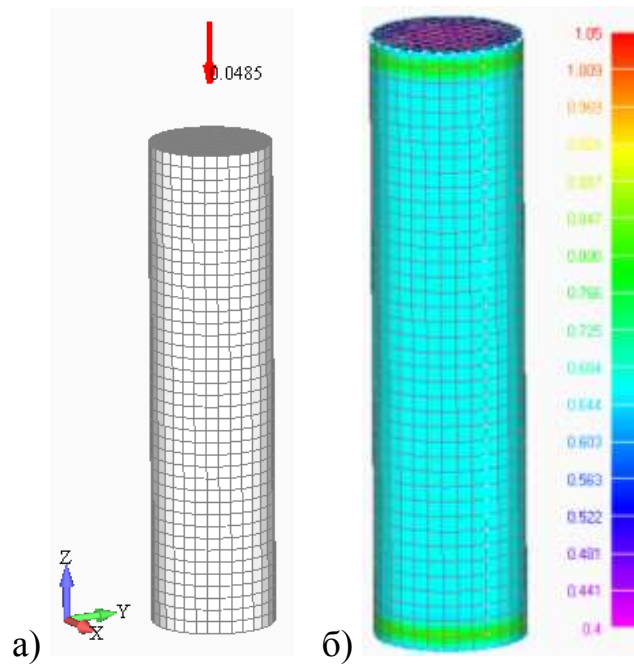


Рисунок 2.4.16 – Модель двокомпонентної сталезалізобетонної конструкції ЦМБ40б завантаженої на бетонне ядро: а) розрахункова модель; б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі

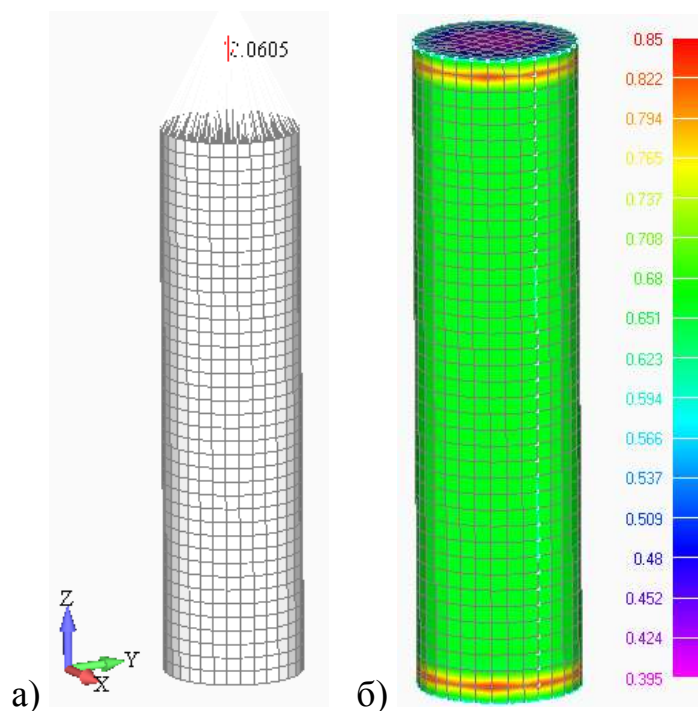
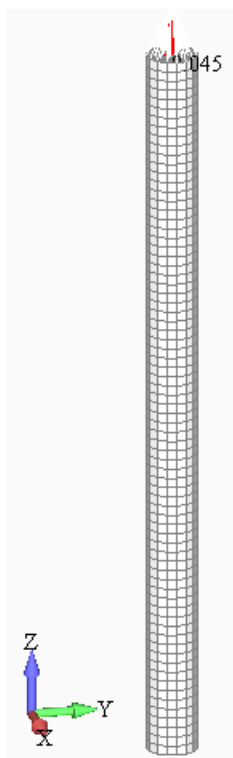
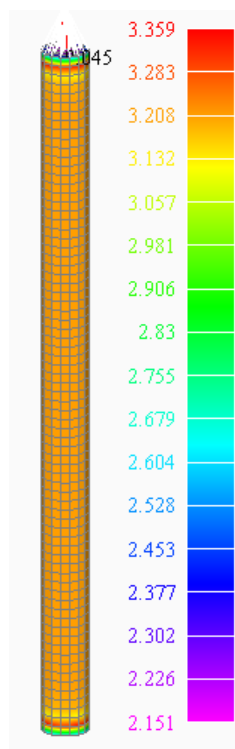


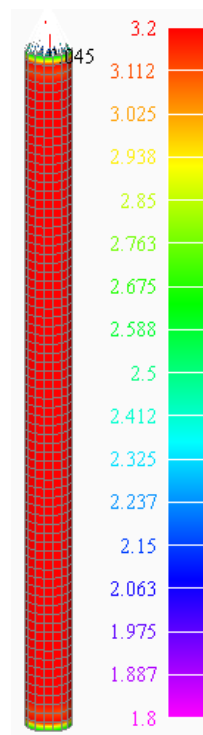
Рисунок 2.4.17 – Модель сталезалізобетонної конструкції ЦМБ40 завантаженої на весь переріз: а) розрахункова модель; б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі



Розрахункова
схема

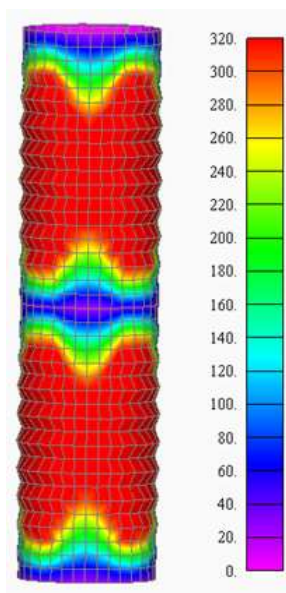


Напруження у
бетонному ядрі

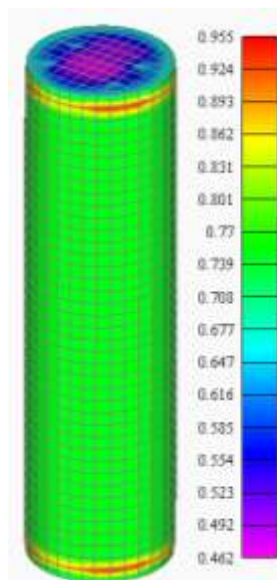


Напруження у сталевій оболонці

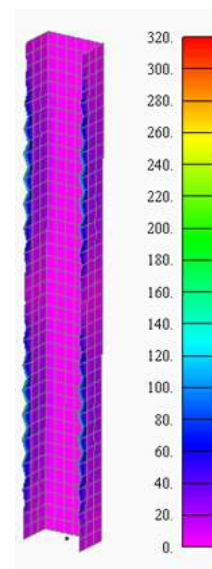
Рисунок 2.4.18 – Моделі двокomпонентної сталезалізобетонної конструкції ЦМБ150, навантаження на весь переріз.



а) сталевій трубi-оболонці

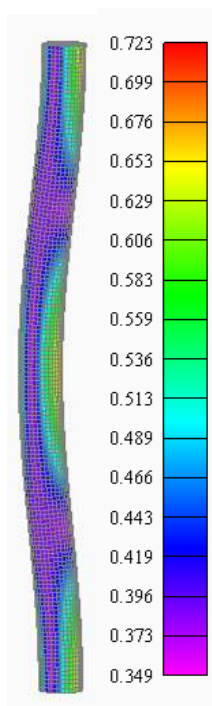


б) полістиролбетонному
ядрі

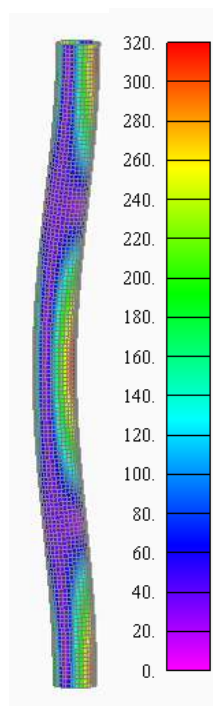


в) сталевому профiлю
внутрішнього армування

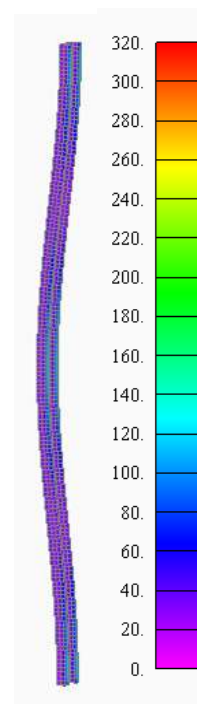
Рисунок 2.4.19 – Головні напруження трикомпонентної сталезалізобетонної конструкції (МПа) та загальний вигляд деформування елементів моделі ЦМБП40



а) полістиролбетонного
ядра

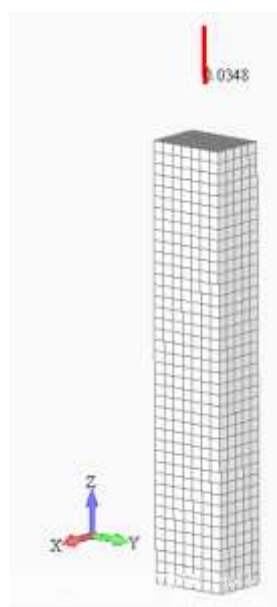


б) сталевій труби-
оболонки

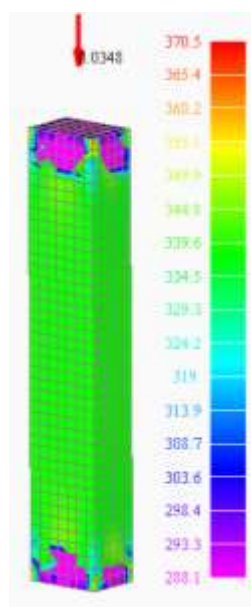


в) сталевий профіль
внутрішнього армування

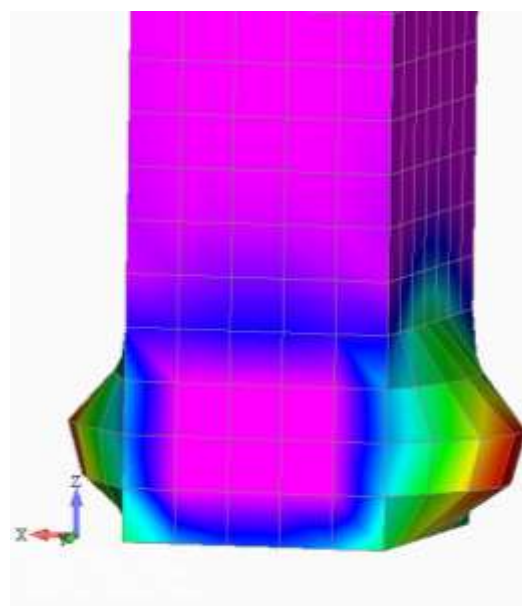
Рисунок 2.4.20 – Головні напруження (МПа) та загальний вигляд деформування елементів моделі ЦМБП15



Розрахункова модель

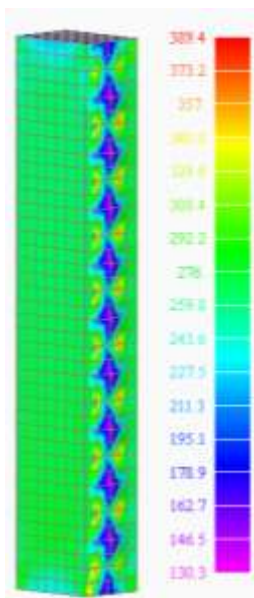


Розподіл напруг
(МПа)

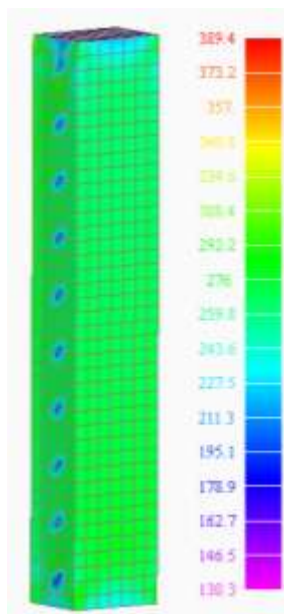


Розподіл напруг (МПа) в при опорній
ділянці

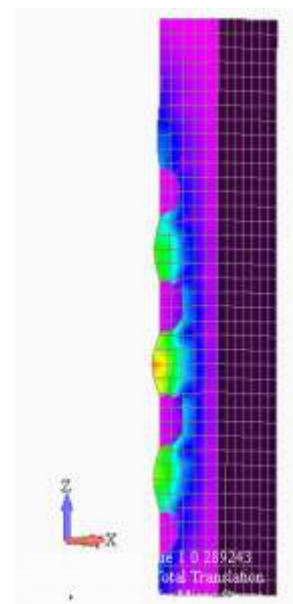
Рисунок 2.4.21 – Головні напруження (МПа) сталезалізобетонної конструкції ПМБ40 у суцільній сталевій прямокутній обоймі



Напруження на
поверхні сталевій
оболонки

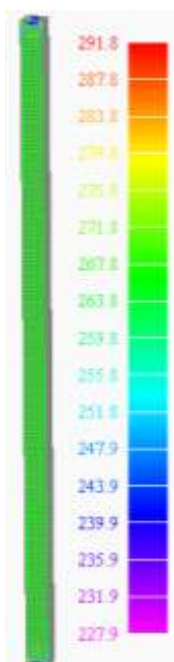


Напруження на
поверхні бетону



Втрата стійкості

Рисунок 2.4.22 – Головні напруження (МПа) сталезалізобетонної конструкції ПМБ40



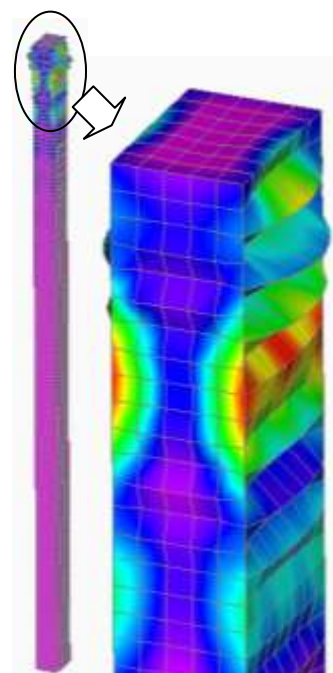
Напруження на
поверхні
сталевій
оболонки



Напруження на
поверхні
бетонного ядра



Можлива форма
загальної втрати
стійкості

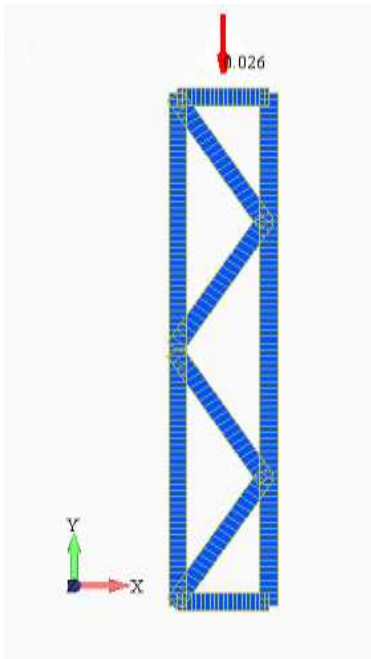


Можлива форма місцевої
втрати стійкості

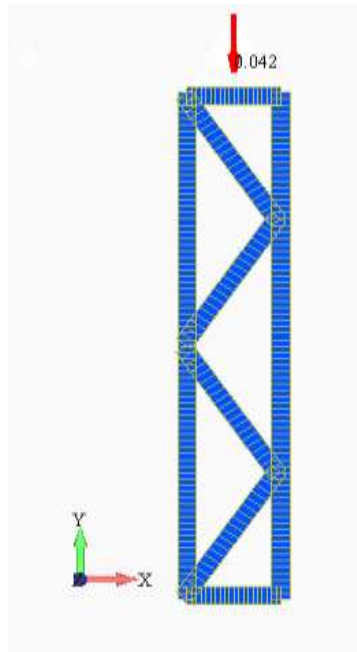
Рисунок 2.4.23 – Головні напруження (МПа) СЗБ конструкції МБ150

Скінченно-елементна модель

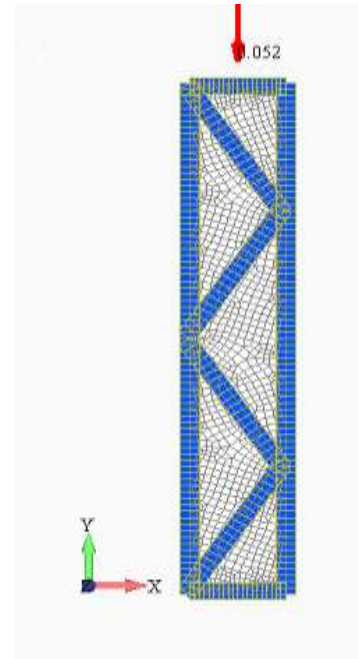
ПС150



ПСБ150



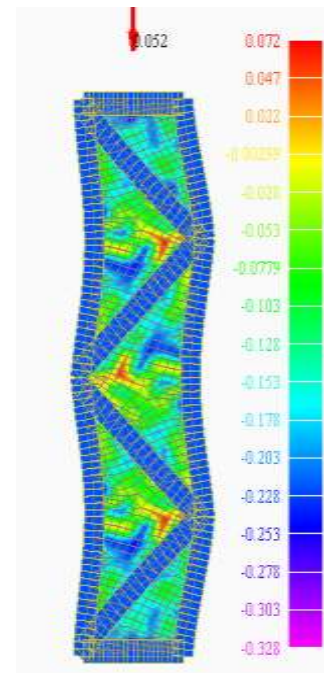
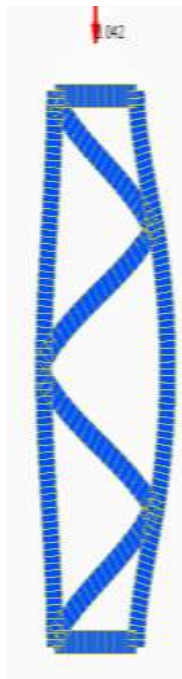
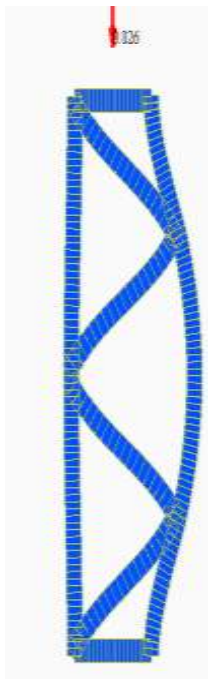
ПСБО150



Загальна деформована схема

(не враховано можливу місцеву втрату стійкості полицок чи стінки С-профіля)

якби було постійне зчеплення
бетону з профілем



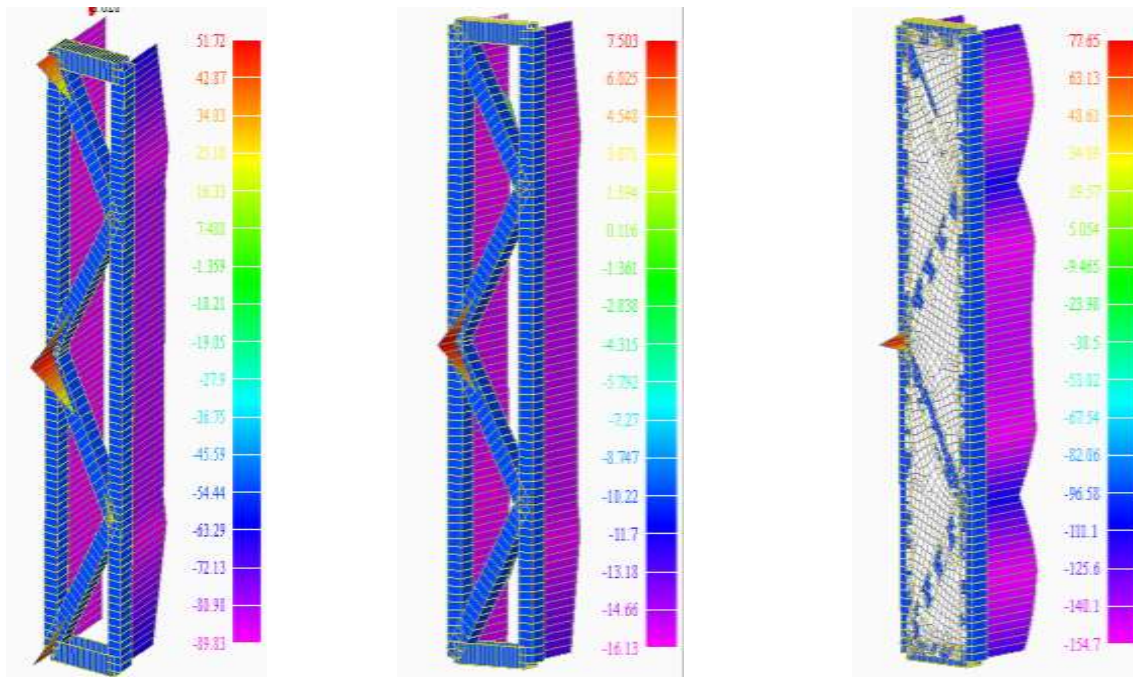


Рисунок 3.24 – Розподіл головних напружень в сталевих профілях, МПа

2.4.5 Аналіз деформативності зразків. Для порівняльного аналізу експериментальних випробувань з чисельним моделюванням досліджень сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів нанесемо відповідні значення несучої здатності та відповідні відносні деформації.

Рисунки 3.25-3.26 характеризують роботу сталезалізобетонних конструкцій круглого перерізу довжиною 400мм та 1500мм. Навантаження прикладене на весь переріз.

Рисунки 3.27-3.28 характеризують роботу сталезалізобетонних конструкцій прямокутного перерізу довжиною 400мм та 1500мм. Навантаження прикладене на весь переріз.

На рисунках 3.25-3.28 показана різниця кожного із методу визначення деформацій. Причому різниця роботи сталезалізобетонних конструкцій не перевищує 10%, що знаходиться у допустимих межах.

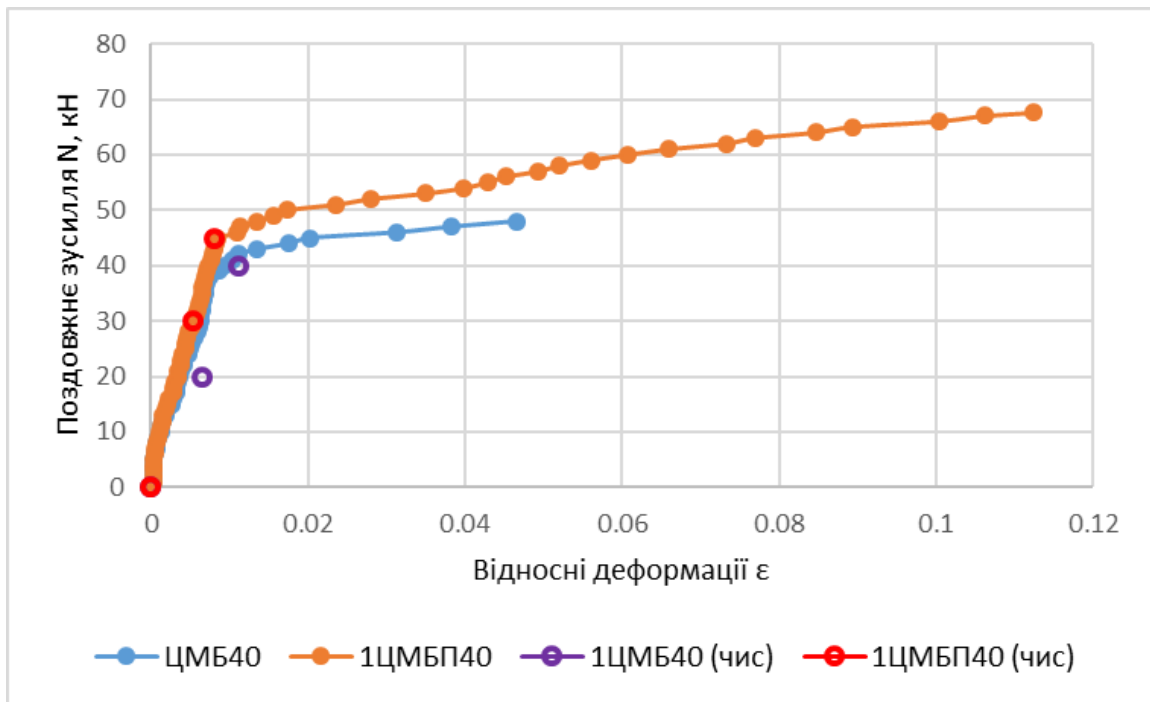


Рисунок 3.25 – Графік роботи коротких сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів за результатами експериментальних випробувань та чисельного моделювання.

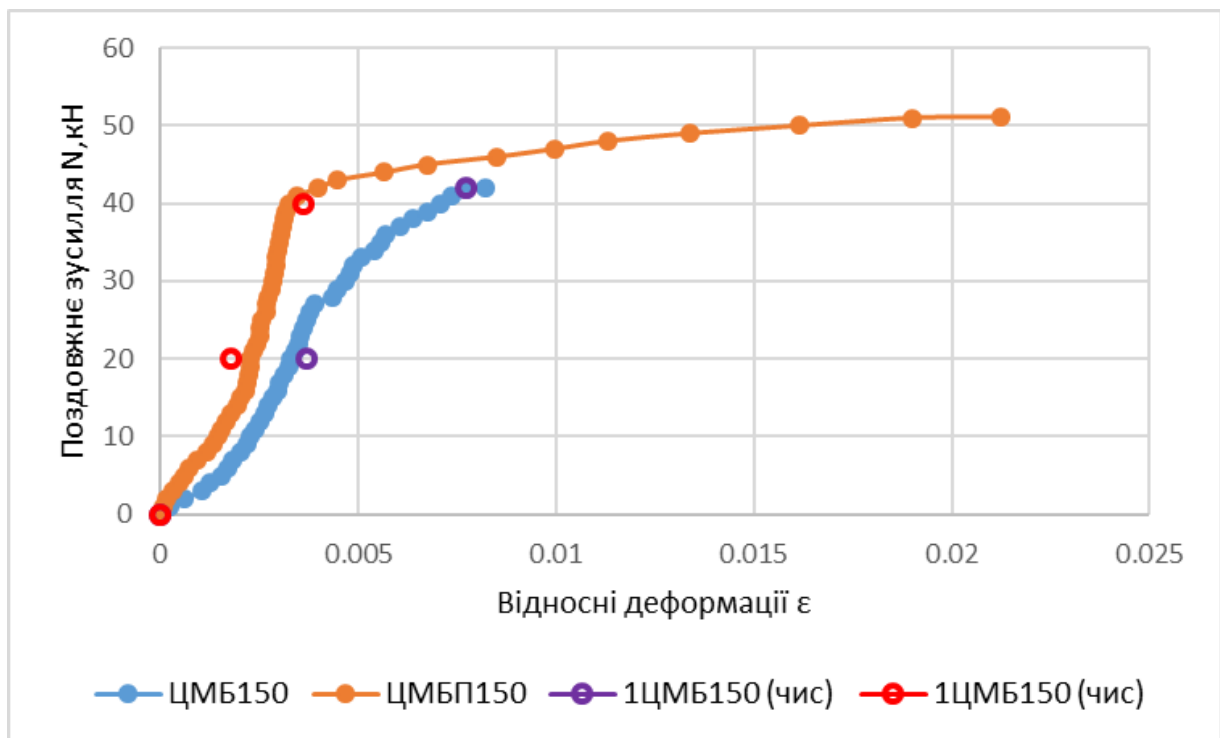


Рисунок 3.26 – Графік роботи довгих сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів за результатами експериментальних випробувань та чисельного моделювання.

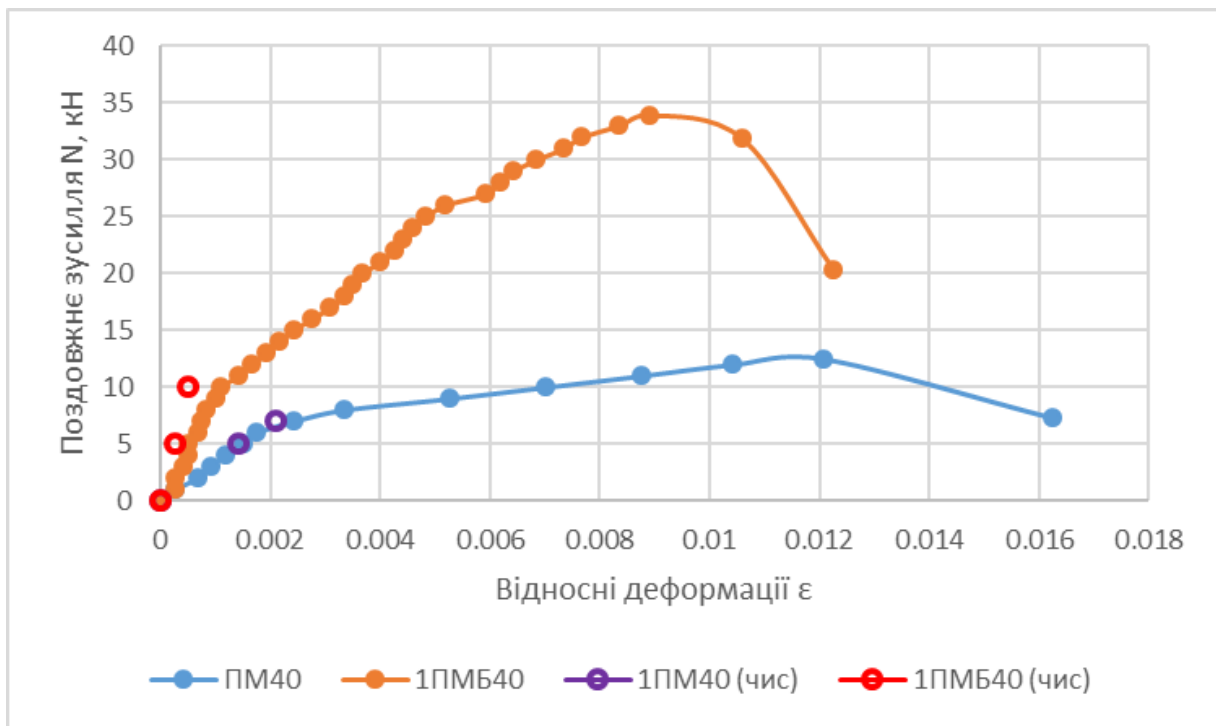


Рисунок 3.27 – Графік роботи сталезалізобетонних конструкцій з легкого бетону прямокутного перерізу за результатами експериментальних випробувань та чисельного моделювання.

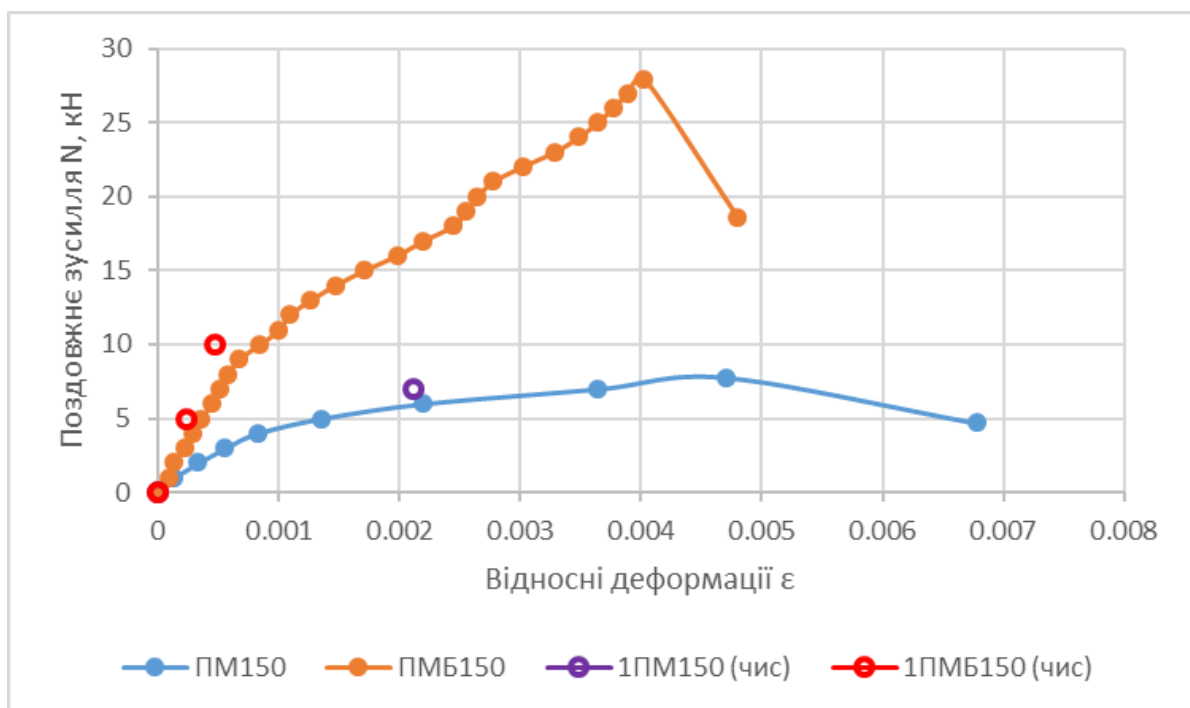


Рисунок 3.28 – Графік робота сталезалізобетонних конструкцій з легкого бетону прямокутного перерізу за результатами експериментальних випробувань та чисельного моделювання.

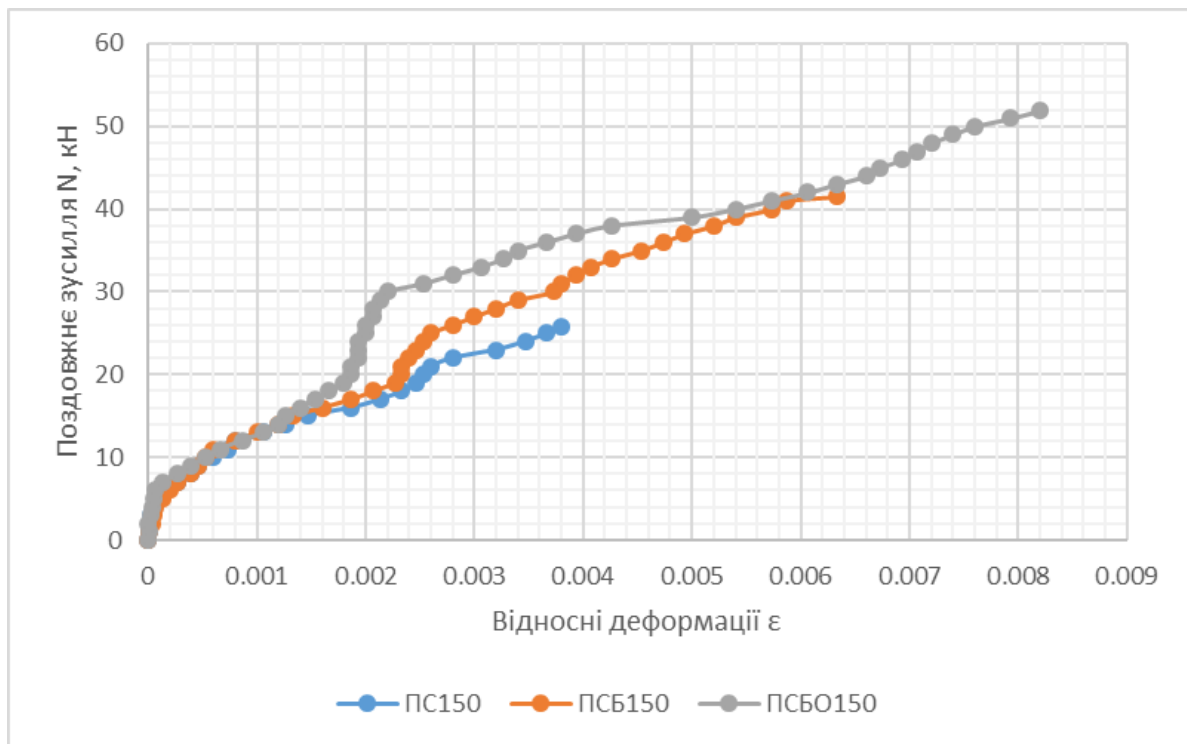


Рисунок 3.29 – Графік роботи сталезалізобетонних наскрізних стійок

На рисунку 3.29 зображено графіки роботи на центральний стиск трьох наскрізних стійок різних за своєю структурою. Навантаження на всі типи зразків прикладалося вздовж осі центра ваги конструкції.

Таким чином, проведено аналіз розмірів скінченних елементів для сталеві оболонки та бетонного ядра у програмному комплексі Nastran, визначені оптимальну геометричну форму та розміри скінченних елементів яка становить 10мм, що забезпечує необхідну точність розрахунку за оптимальний проміжок часу. Наведено детальний алгоритм чисельного моделювання за допомогою програмного комплексу Nastran сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів. Виконано моделювання основних зразків сталезалізобетонних конструкцій, які підлягали експериментальним випробуванням. Визначено головні напруження, що виникають під час роботи сталезалізобетонних конструкцій з легкого бетону при критичних навантаженнях. Проведений аналіз деформативності експериментальних зразків, які демонструють дійну роботу конструкцій. Побудовані зведені графіки деформативності зразків у залежності від прикладення навантаження та конструкції зразків. Відхилення чисельного моделювання від експериментальних досліджень у межах 10%.

РОЗДІЛ 3

ЗБІРНОМОНОЛІТНІ СТАЛЕБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ

3.1 Підбір та обґрунтування досліджуваного зразка

За каталогом продукції [3] Deltabeam – це порожниста залізобетонна композиційна балка, виконана з зварених сталевих пластин з отворами з боків. Ця конструкція повністю заповнюється бетоном після монтажу на будмайданчику.

Deltabeam працює як композиційна балка спільно з пустотними плитами, або з тонкими плитами-оболонками, (незнімної опалубкою) і заповнюється бетоном безпосередньо на майданчику. Дельта-балка може відповідати класу вогнестійкості R120 без будь-якої додаткового захисту від вогню.

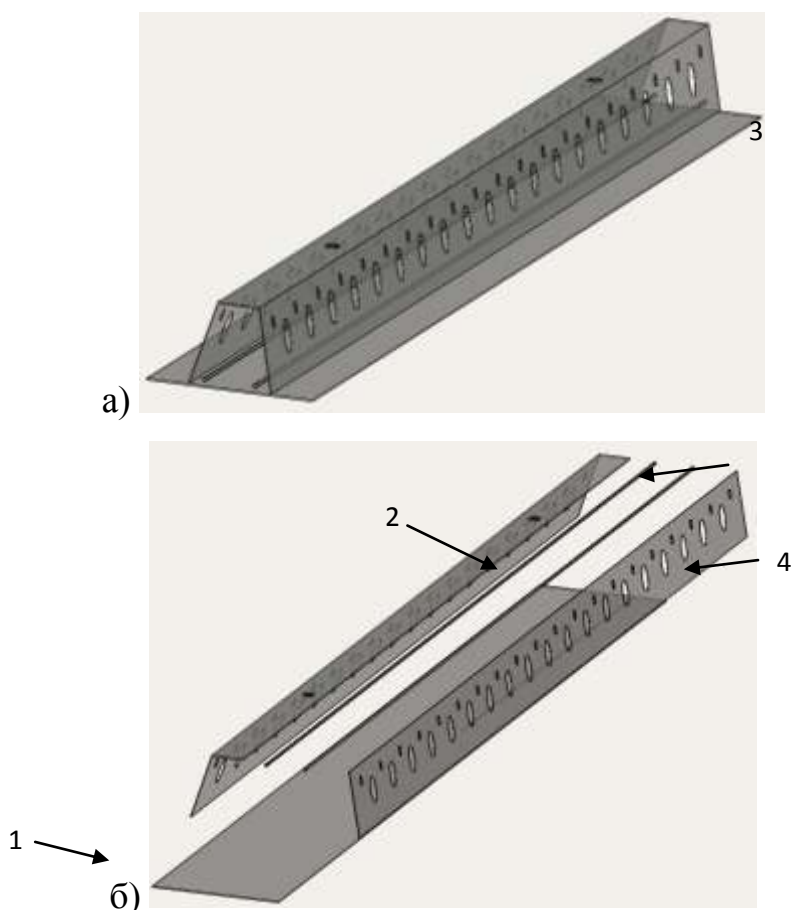


Рис. 3.1.1 – Загальний вид Дельта-балки:

(а) – у зібраному стані, (б) – по частинах

1 – нижня пластина; 2 – верхня пластина з отворами для стропування;

3 – гнучка арматура; 4 – бокові пластини з отворами



Рис. 3.1.2 – Deltabeam з легкими збірними бетонними елементами і заповненням на місці.

Для дослідження напруженого деформованого стану даного типу конструкції буде обрана балка марки 22-400-6-12-4, визначена оптимальною в розділі 2 для прольоту балки 6 м та прольоту плит 6 м.

На основі балки марки 22-400-6 буде створено дев'ять моделей: моделі з товщиною верхньої пластини 12 мм з прирощенням товщини верхньої пластини до 16 мм через 2 мм. Потім для кожної з моделей з визначеною товщиною верхньої пластини буде варіюватись товщина бокових пластин з 4 мм до 8 мм через 2 мм.

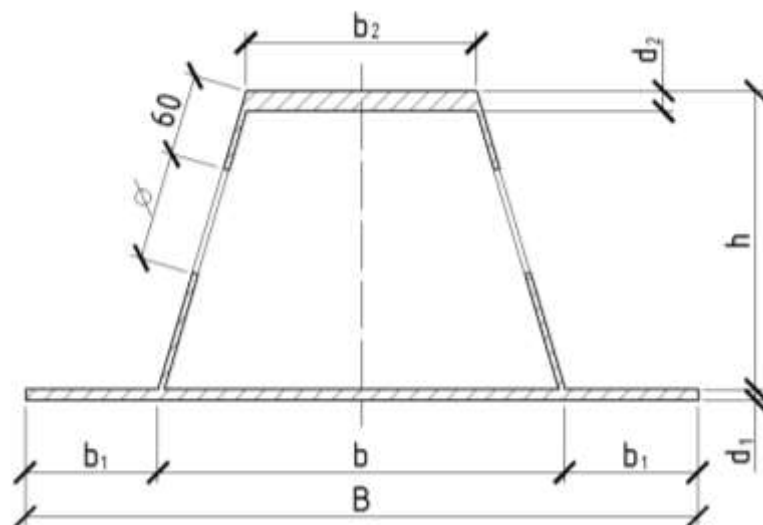


Рис. 3.1.3 – Переріз Дельтабалки

Геометричні розміри моделей

Model name	Beam mark	Thickness of top plate, mm	Thickness of lateral plates, mm
D-12-4	22-400-6-12-4	12	4
D-12-6	22-400-6-12-6		6
D-12-8	22-400-6-12-8		8
D-14-4	22-400-6-14-4	14	4
D-14-6	22-400-6-14-6		6
D-14-8	22-400-6-14-8		8
D-16-4	22-400-6-16-4	16	4
D-16-6	22-400-6-16-6		6
D-16-8	22-400-6-16-8		8

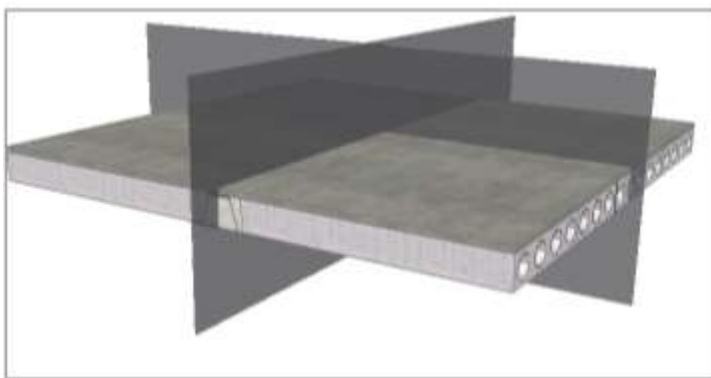
Аналіз напружено-деформованого стану буде оцінюватися для декількох випадків:

А) під дією навантаження при монтажі плит з однієї сторони вздовж усієї балки (рис. 3.1.4). Цей аналіз буде здійснюватись для того, щоб зрозуміти роботу конструкції при монтажі багатопустотних плит з однієї сторони прольоту балки у незабетонованому стані. Буде досліджений напружено-деформований стан нижньої полицки металевої частини та деформування балки взагалі, оскільки у такому випадку (до замонолічення) балка буде гірше витримувати вплив кручення при такому встановленні плит із-за своєї коробчастої тонкостінної конструкції.

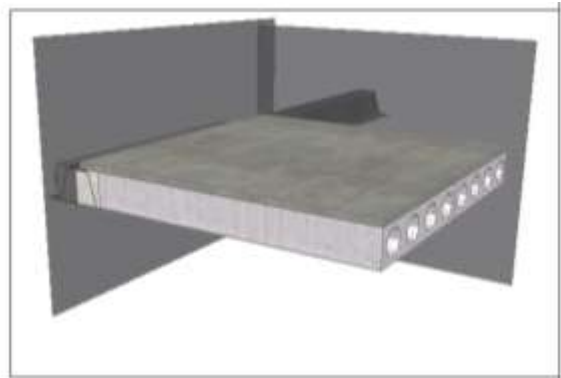
Б) під дією навантаження у замоноліченому стані (рис. 3.1.5). Моделювання і вирішення даної задачі буде здійснюватися лише для четверті конструкції в силу її симетрії відносно двох площин (рис. 3.1.5, а). Це дозволить скоротити час для побудови моделі та її розрахунку, оскільки для розрахунку такого об'єму задачі необхідно буде менше обчислювального ресурсу ЕОМ.



Рис. 3.1.4 – Схема до розрахунку конструкції при монтажі плит



(а)



(б)

Рис. 3.1.5 – Схема до розрахунку конструкції у замонолітненому стані:

(а) – площини симетрії розглядуваної конструкції;

(б) – розглядувана четверть конструкції

За результатами аналізу у програмному комплексі будуть сформовані таблиці для оцінки НДС балок різних марок та зроблені висновки за результатами аналізу.

3.2 Аналіз напружено-деформованого стану балки під дією навантаження при монтажі плит з однієї сторони вздовж усієї балки

3.2.1. Створення геометрії скінченно-елементної моделі. Для цього випадку будуть створені моделі натурального розміру на весь проліт, описані в таблиці 3.1.

Створюємо новий файл з ім'ям визначеної моделі, наприклад D-12-4, балки, марки 22-400-6-12-4.

Перед створенням твердого тіла створюємо скетч з визначеними розмірами в таблиці 3.1 поперечного перерізу балки за допомогою препроцесора Femap. Спочатку за допомогою інструмента «Point...» (рис. 3.2.1) на вкладці «Geometry» створюємо точки скетча поперечного перерізу (рис. 3.2.3), прописуючи геометричні параметри (рис. 3.2.2), відповідно до визначених розмірів.

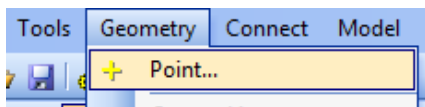


Рис. 3.2.1 – Використання інструменту для побудови точок



Рис. 3.2.2 – Введення необхідних параметрів



Рис. 3.2.3 – Побудова точок перерізу балки

Далі по чергово сполучаємо точки півперерізу лініями за допомогою інструменту «Curve – Line → Project Points» (рис. 3.2.4) вкладки «Geometry», вибравши метод вводу «On Points» (рис. 3.2.5). Таким чином отримуємо скетч пів перерізу балки (рис. 3.2.6).

Після цього, щоб завершити переріз, інструментом «Reflect → Curve» (рис. 3.2.7) відображаємо пів переріз, вибравши в діалоговому вікні метод «Components», вказавши за базову точку «0;0;0» та вектор «-1;0;0» (рис. 3.2.8). Отримуємо переріз балки (рис. 3.2.9).

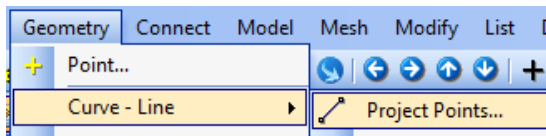


Рис. 3.2.4 – Використання інструменту для побудови ліній

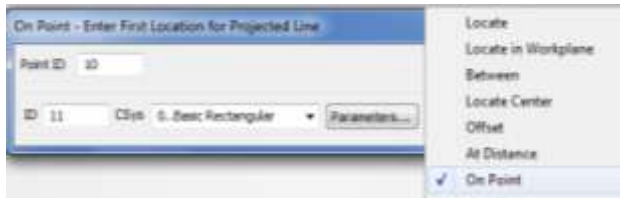


Рис. 3.2.5 – Вибір методу побудови

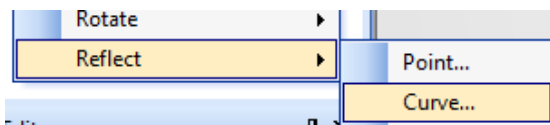


Рис. 3.2.7 – Використання інструменту відображення

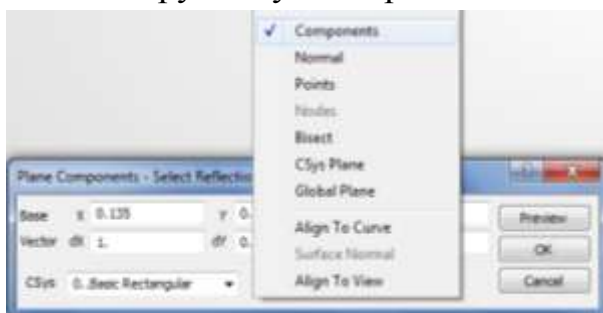


Рис. 3.2.8 – Вибір методу, ввід параметрів

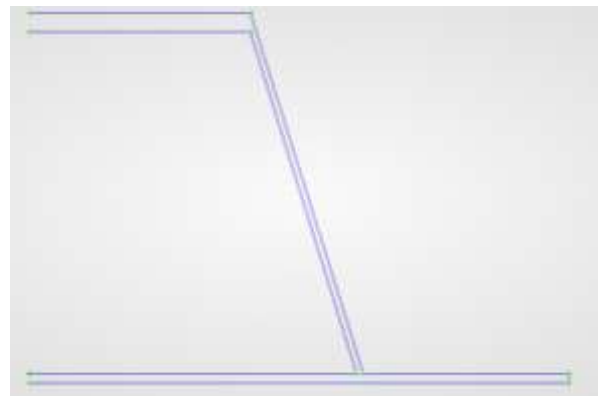


Рис. 3.2.6 – Побудова півперерізу балки

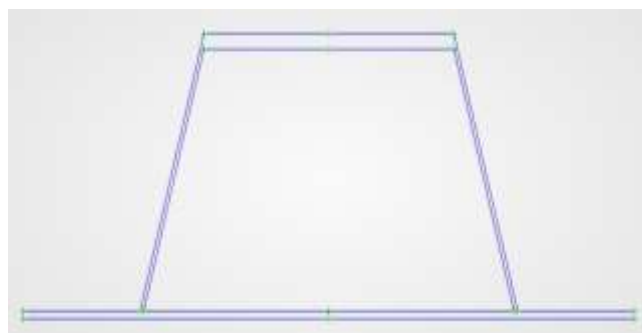


Рис. 3.2.9 – Отриманий скетч перерізу балки

Проте, отриманий скетч на даному етапі не є плоским перерізом. Для перетворення креслення у плоский переріз необхідно задати площину, яка б обмежувалася необхідними лініями. Для цього користуємось інструментом «Boundary Surface → From Curves...» (рис. 3.2.10) вкладки «Geometry». В діалоговому вікні вибираємо всі створені лінії «Select All» (рис. 3.2.11) та, натиснувши «ОК», отримуємо площину перерізу (рис. 3.2.12).

Щоб отримати тіло балки користуємось інструментом «Solid → Extrude...» вкладки «Geometry» (рис. 3.2.14). Вибираємо у вкладці «Surface...» отриману площину та у пункті «To Depth» вписуємо довжину (рис. 3.2.15), на яку необхідно видавити площину, в нашому випадку 6 метрів. Отримуємо тіло балки (рис. 3.2.16).

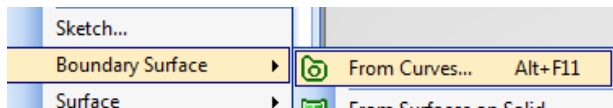


Рис. 3.2.11 – Використання інструменту побудови площини



Рис. 3.2.12 – Вибір елементів

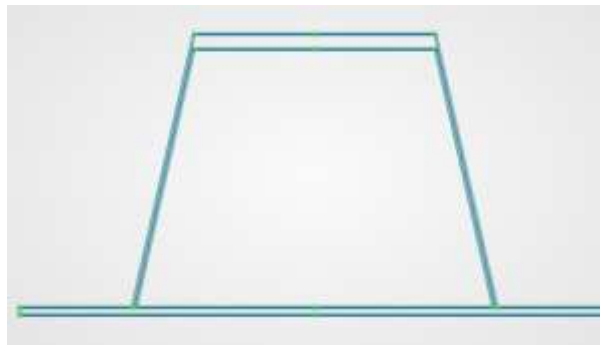


Рис.

3.2.13 – Утворена площина перерізу

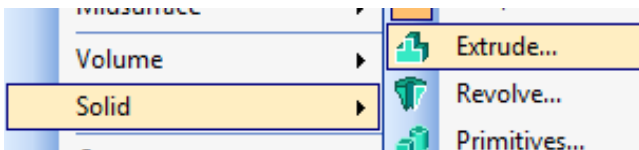


Рис. 3.2.14 – Інструмент для формування об'ємного тіла

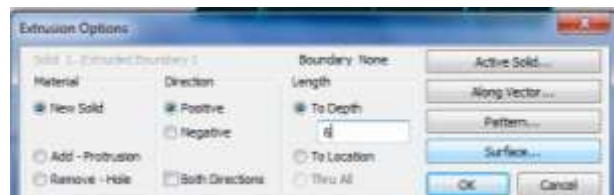


Рис. 3.2.16 – Ввід необхідних параметрів тіла



Рис. 3.2.15 – Утворене тіло балки

Далі необхідно зробити отвори у тілі. Для цього створимо на бокових пластинах циліндри з діаметрами отворів, щоб при перетині ними бокових пластин зробити необхідні отвори. Вибираємо інструментом «Workplane» у вкладці «Tools» поверхню бокової пластини в діалоговому вікні «On Surface...» (рис. 3.2.17) та вказуємо базову точку локальної системи координат та точку напрямку вісі (рис. 3.2.18).

Таким чином встановлюємо локальну систему координат по грані бокової пластини на час створення отворів (рис. 3.2.19).



Рис. 3.2.17 – Встановлення початку локальної системи координат



Рис. 3.2.18 – Встановлення початку локальної системи координат

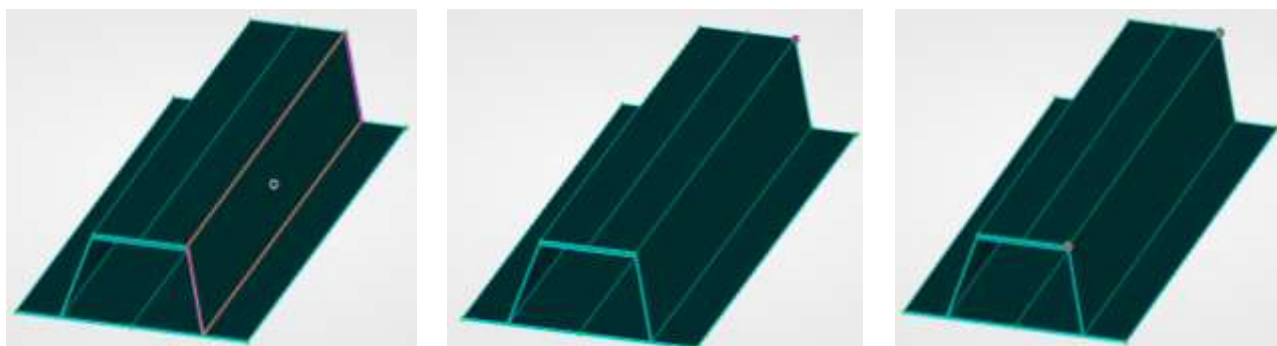


Рис. 3.2.19 – Процес встановлення локальної системи координат на боковій пластині балки

Далі створюємо циліндри під отвори на пластині. Для цього користуємося інструментом «Solid → Primitives...» вкладки «Geometry» (рис. 3.2.20 – 3.2.21).

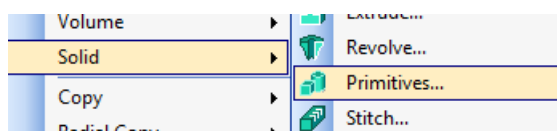


Рис. 3.2.20 – Інструмент для створення циліндрів під отвори

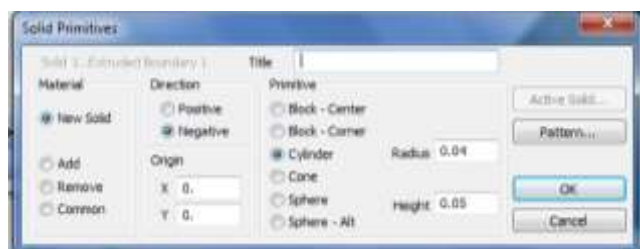


Рис. 3.2.21 – Введення необхідних параметрів

При створенні у необхідних пунктах вказуємо «New Solid», напрям «Negative», так як вісь направлена по нормалі назовні до бокової пластини; далі вибираємо «Cylinder» та вводимо необхідні радіус та висоту, висоту вводимо більшу, ніж товщина пластини для більшого зручності подальшого редагування. Щоб створити ряд циліндрів під отвори за одну операцію та уникнути поодиначного копіювання елементів, заходимо у вкладку «Pattern...» та створюємо масив з елементів (рис. 3.2.23), вибравши підпункт «Rectangular» та задавши необхідну кількість елементів (рис. 3.2.22).

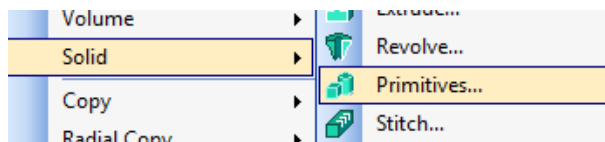


Рис. 3.2.22 – Інструмент для створення масиву циліндрів

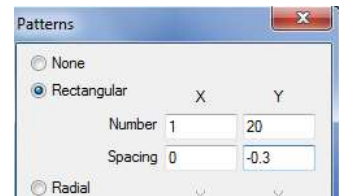


Рис. 3.2.23 – Створення масиву циліндрів під отвори

Отримуємо наступне (рис. 3.2.24).

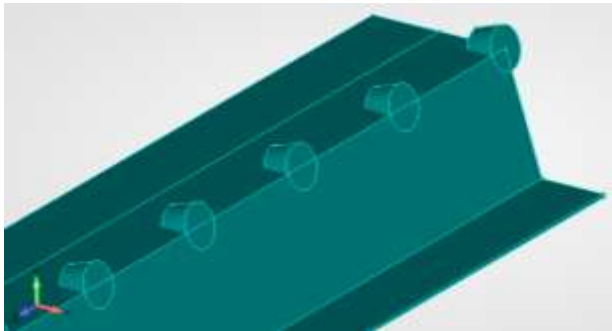


Рис. 3.2.24 – Утворений масив циліндрів

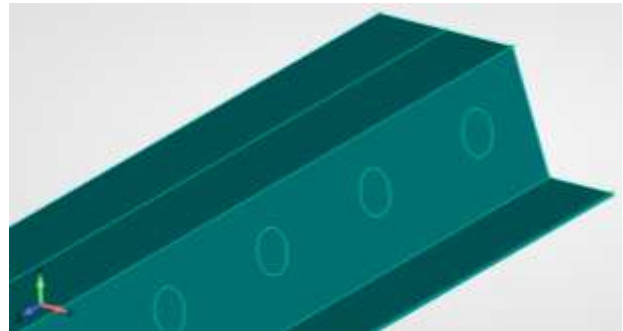


Рис. 3.2.25 – Встановлення циліндрів у відповідне положення

Після цього отримані циліндри встановлюємо в необхідне положення (рис. 3.2.25). Для цього користуємось інструментом «Move By → Solid...» у вкладці «Modify» (рис. 3.2.26), вибираємо тіло та встановлюємо метод «Locate/Length». Встановлюємо точки вектора, вздовж якого необхідно переміщувати циліндри, при цьому користуємось точками, визначеними при побудові пів перерізу (рис 3.2.27).

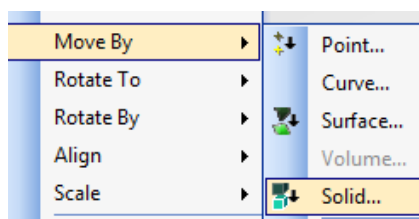


Рис. 3.2.26 – Інструмент для переміщення тіл

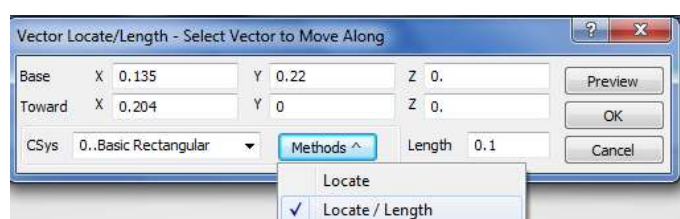


Рис. 3.2.27 – Вибір методу переміщення та задання необхідних параметрів

Після цього симетрично відображаємо циліндри на іншу бокову пластину, користуючись тими ж інструментами, що і при побудові плоского перерізу.

Тепер створюємо отвори в балці, вирізаючи встановлені циліндри, користуючись функцією «Solid → Remove...» вкладки «Geometry» (рис. 3.2.28 – 3.2.29).



Рис. 3.2.28 – Інструмент для створення отворів

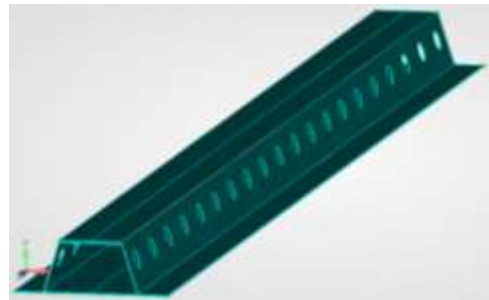


Рис. 3.2.29 – Модель балки з отворами

За аналогією створюємо інші моделі досліджуваної групи, описані в таблиці 3.1.

3.2.2. Створення граничних умов та навантаження. Для імітації закріплення балки в колоні за допомогою вищеописаних інструментів створюємо на верхній і нижній пластині платформи, які будуть зафіксовані (рис. 3.2.30).

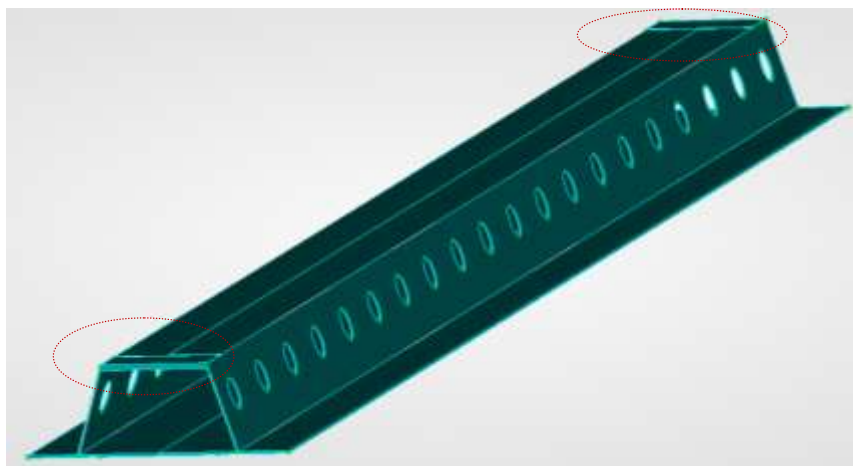


Рис. 3.2.30 – Створенн платформ у місцях встановлення колон

Закріплення створюємо за допомогою інструмента «Constraint → On Surface...» вкладки «Model» (рис. 3.2.31). Вибравши визначені поверхні, в діалоговому вікні вказуємо необхідний тип закріплення (рис. 3.2.32), тим самим створивши граничні умови для досліджуваного елемента (рис. 3.2.33).

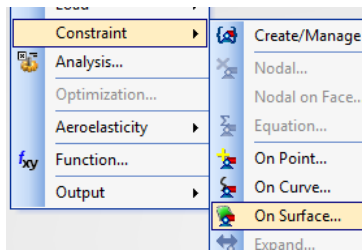


Рис. 3.2.31 – Інструмент для створення закріплення

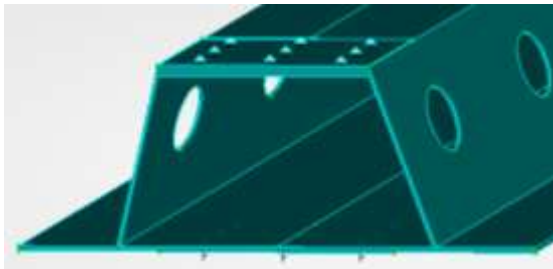
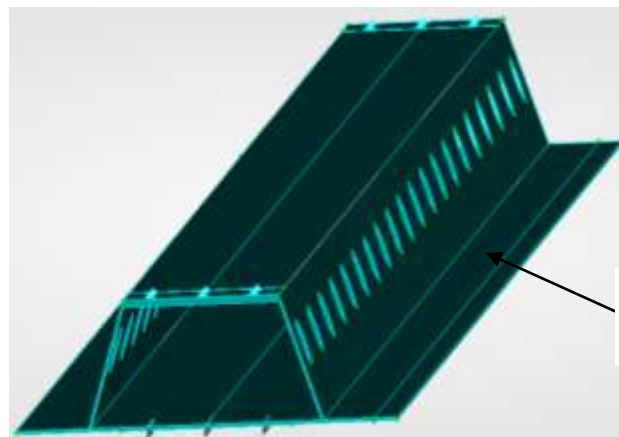


Рис. 3.2.32 – Створені граничні умови



Рис. 3.2.33 – Введення параметрів для створення умов закріплення конструкції

Навантаження створюватиметься наступним чином. Спершу визначимо лінію, по якій буде розподілене навантаження від плит (рис. 3.2.34). Вона розташовуватиметься від краю нижньої пластини до точки прикладання R_f .



Лінія прикладення навантаження

Рис. 3.2.34 – Лінія прикладення навантаження

Тепер, у визначеному місці, безпосередньо створюємо навантаження за допомогою інструменту «Load → On Curve...» вкладки «Model» (рис. 3.2.35). В діалоговому вікні вказуємо розподілене навантаження «Force Per Length» (рис. 3.2.36) та вказуємо величину навантаження у необхідному напрямку (величина навантаження під час монтажу плит, при їх розташуванні з одного боку вздовж усієї балки становить 9,36 кН/м). Загалом отримуємо наступний вигляд елемента (рис. 3.2.37) з урахуванням граничних умов та навантаження.

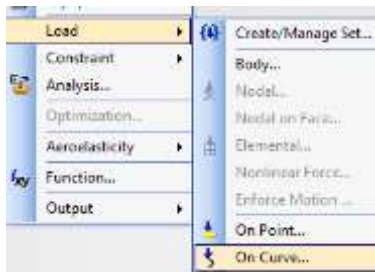


Рис. 3.2.35 – Інструмент для створення навантаження



Рис. 3.2.36 – Введення параметрів та величини дії навантаження

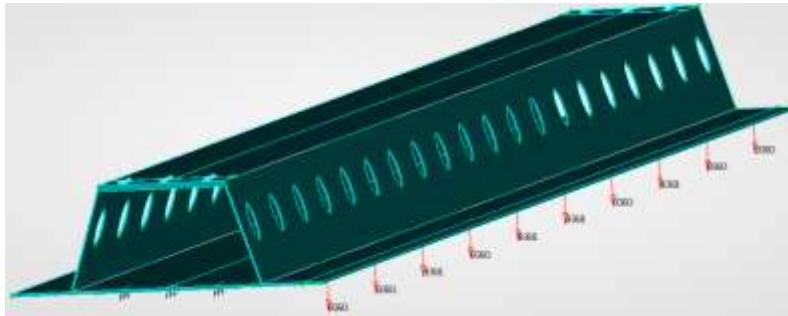


Рис. 3.2.37 – Модель з урахуванням граничних умов та навантаження

3.2.3. Створення властивостей матеріалу та розбиття на скінченні елементи. Для створення матеріалу в бібліотеці програми користуємося інструментом «Material» у вкладці «Model» (рис. 3.2.38) та в діалоговому вікні задаємо діаграму роботи матеріалу «Деформації – Напруження» (рис. 3.2.39).

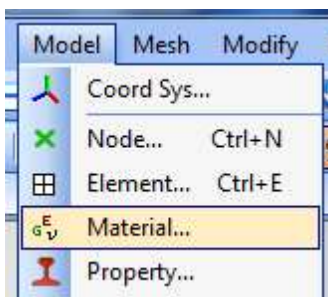


Рис. 3.2.38 – Інструмент створення властивостей матеріалу

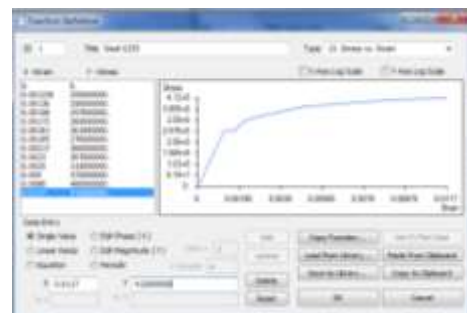


Рис. 3.2.39 – Задання функції «Напруження-Деформації» для матеріалу

Далі виконуємо процедуру розбиття досліджуваного тіла сіткою скінченних елементів. Спочатку необхідно встановити максимальний розмір грані скінченного елемента моделі, скориставшись інструментом «Mesh Control → Size On Solid...» вкладки «Mesh» (рис. 3.2.40). У діалоговому вікні вказуємо вигляд

скінченного елемента тетраедр з максимальною довжиною грані 20 мм для забезпечення достатньої точності аналізу (рис. 3.2.41). Отримуємо модель з попередньо встановленою розміткою вузлів скінченних елементів (рис. 3.2.42).

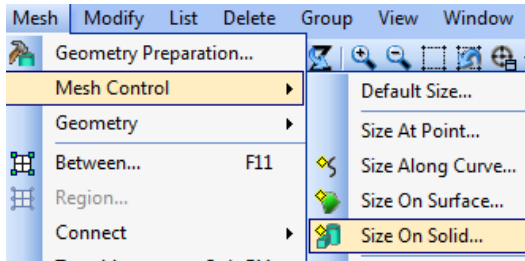


Рис. 3.2.40 – Інструмент для розмітки моделі під скінченні елементи



Рис. 3.2.41 – Введення параметрів майбутніх скінченних елементів

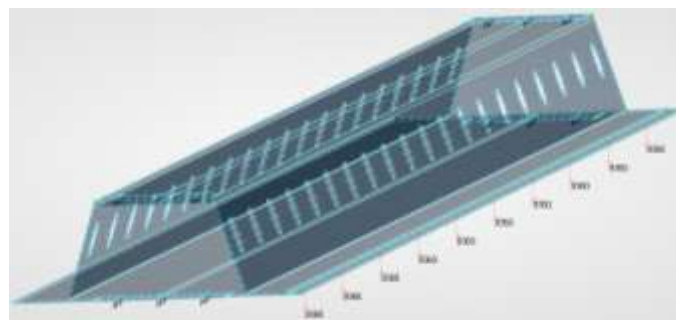


Рис. 3.2.42 – Попередньо встановлена розмітка вузлів скінченних елементів



Рис. 3.2.43 – Інструмент для генерації сітки СЕ

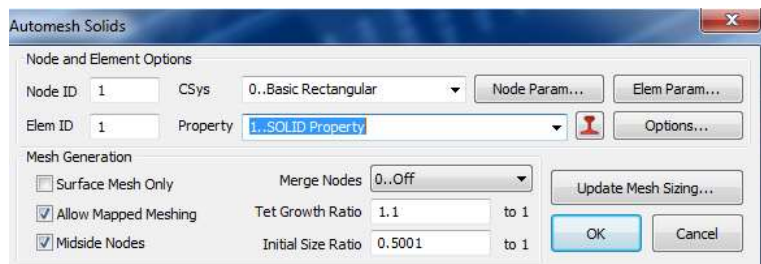


Рис. 3.2.44 – Встановлення властивостей раніше створеного матеріалу

Після даної процедури безпосередньо виконується розбиття інструментом «Geometry → Solids...» вкладки «Mesh» (рис. 3.2.43). Вибравши тіло для розбиття, в діалоговому вікні вказуємо властивості раніше створеного матеріалу (рис. 3.2.44). Отримуємо модель, розбиту на скінченні елементи (рис. 3.2.45) та готову до розрахунку.

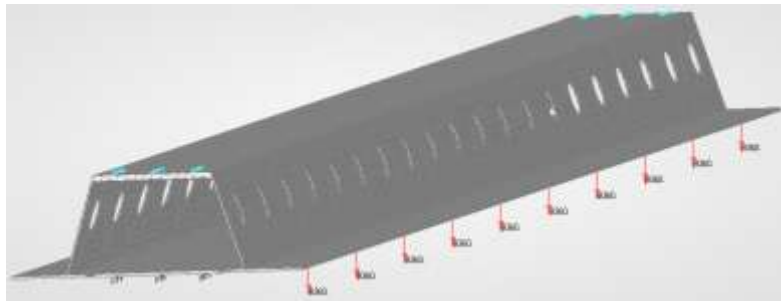


Рис. 3.2.45 – СЕМ балки

3.2.4. Налаштування виконання аналізу та виведення результатів. Після створення моделі проводимо її аналіз, вказавши набір умов для розрахунку. Для цього користуємося інструментом «Analyze...» вкладки «File». У діалоговому вікні створюємо новий розрахунок (рис. 3.2.46). Вказуємо статичний розрахунок (рис. 3.2.47) та інші параметри, щодо виводу інформації та необхідного ресурсу обчислювальної машини (рис. 3.2.48).

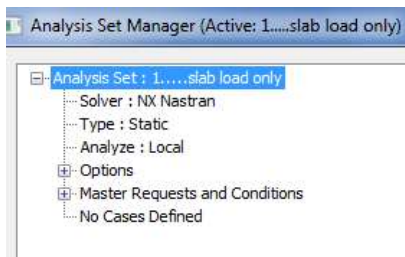


Рис. 3.2.46 – Створення розрахунку

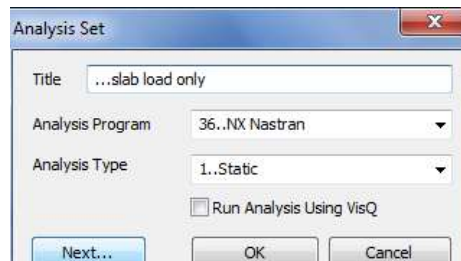


Рис. 3.2.47 – Встановлення типу розрахунку

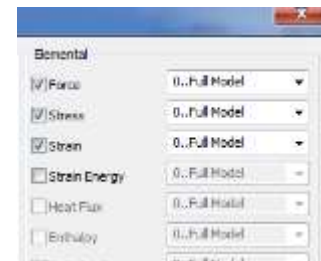


Рис. 3.2.48 – Встановлення параметрів виведення

Виконавши аналіз, отримуємо наступні результати.

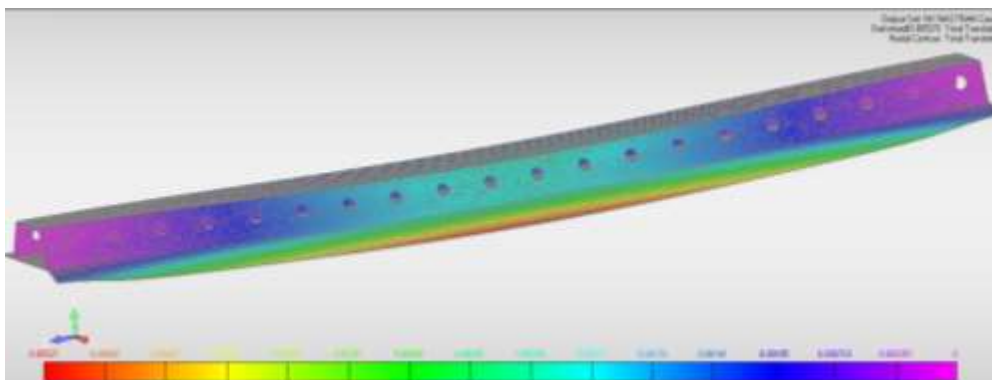


Рис. 3.2.49 – Деформована схема не залитої бетоном балки з ізополями повних переміщень

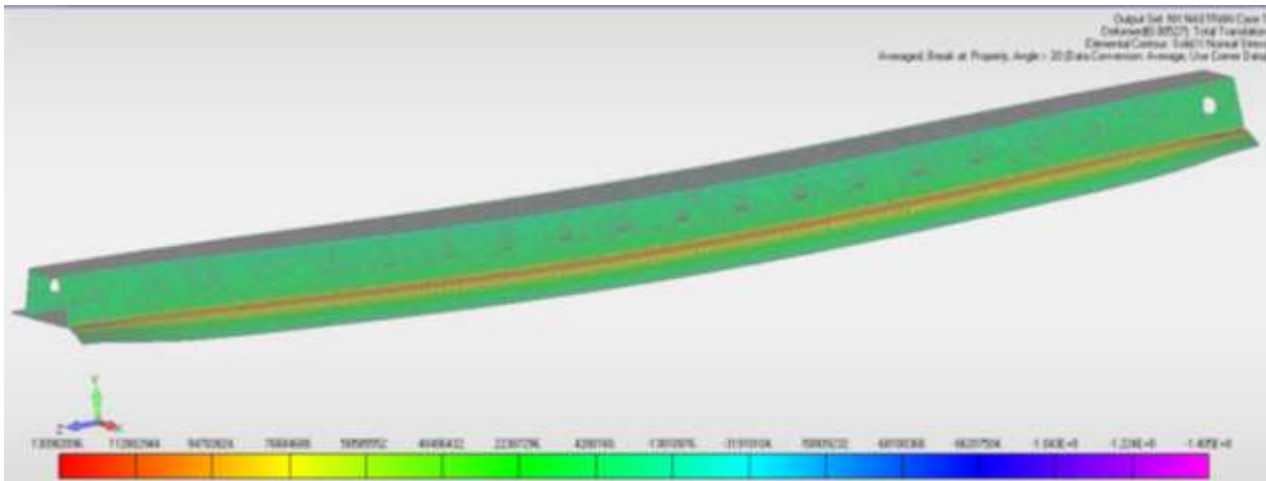


Рис. 3.2.50 – Деформована схема не забетонованої балки з ізополями нормальних напружень вздовж осі X

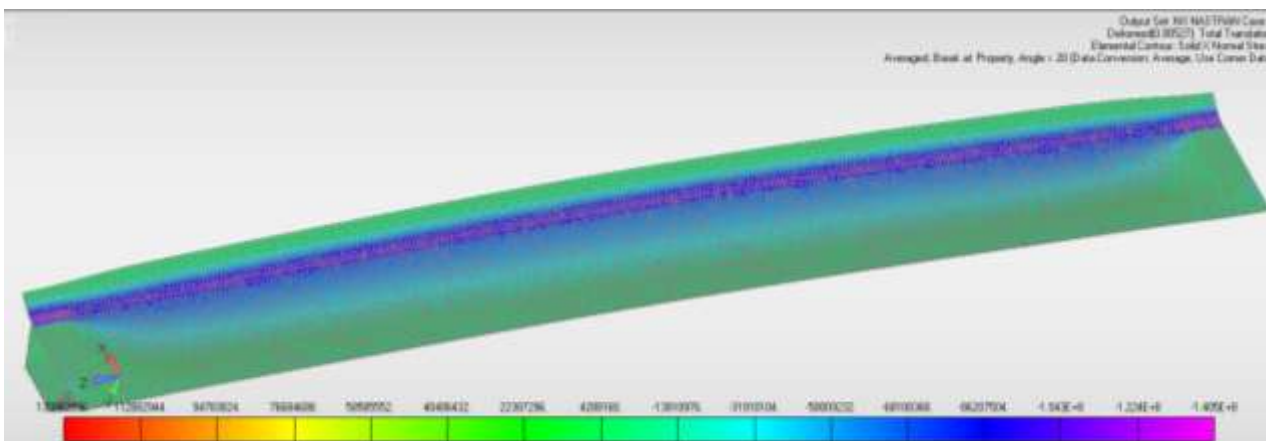


Рис. 3.2.51 – Деформована схема не забетонованої балки з ізополями нормальних напружень вздовж осі X. Вигляд знизу

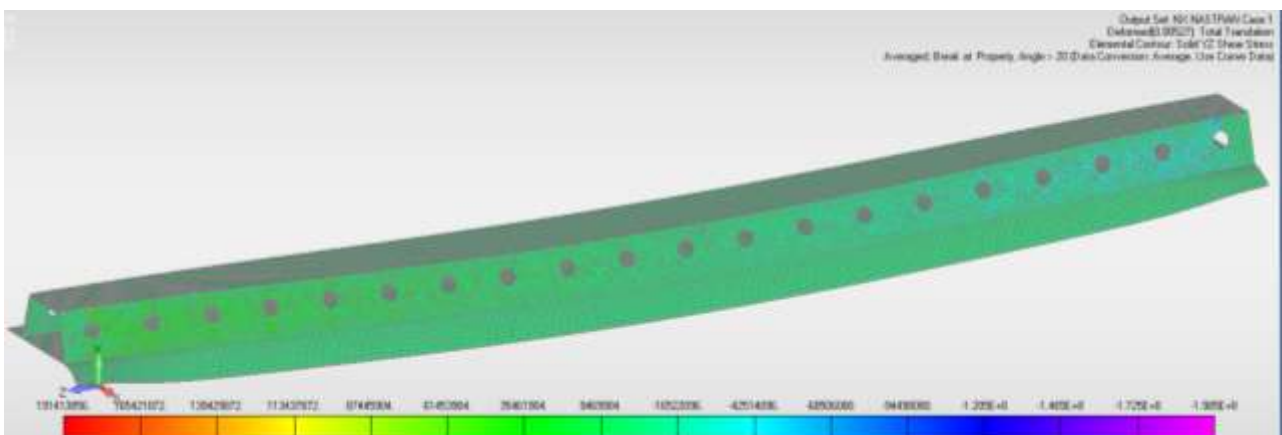


Рис. 3.2.52 – Деформована схема не забетонованої балки з ізополями дотичних напружень в площині YZ

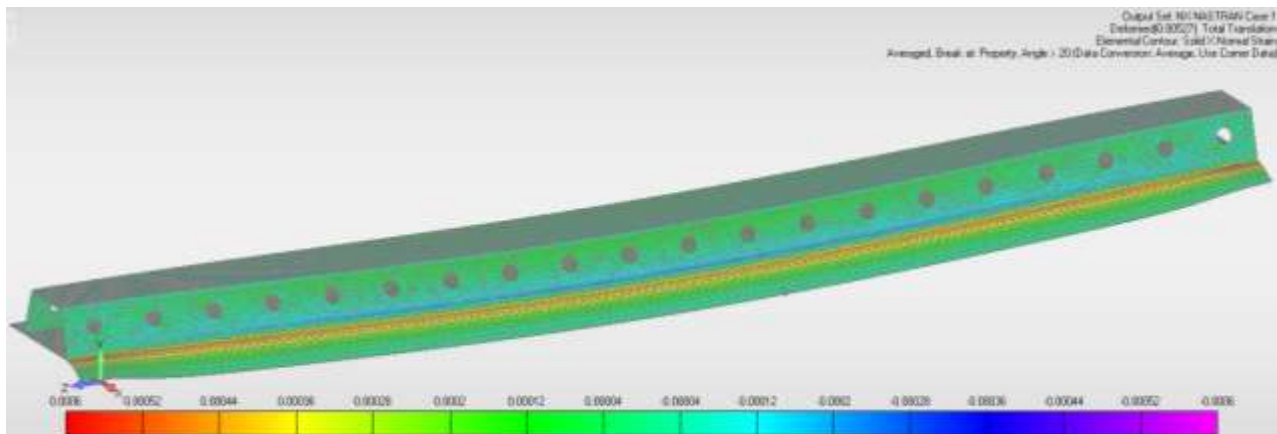


Рис. 3.2.53 – Деформована схема не забетонованої балки з ізополями нормальних деформацій вздовж осі X

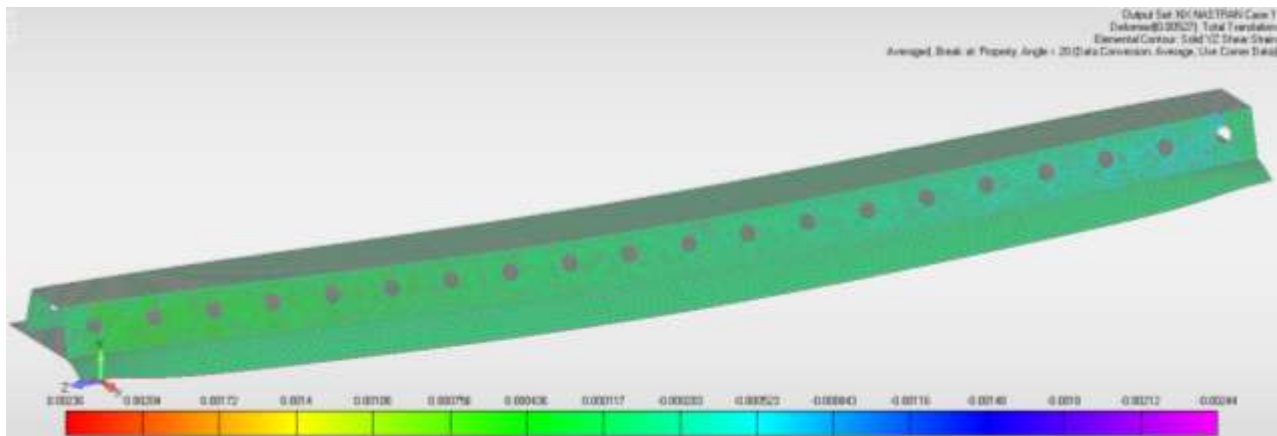


Рис. 3.2.54 – Деформована схема не забетонованої балки з ізополями дотичних деформацій по площині XZ

Дослідивши отримані розрахунки, складаємо наступні таблиці, які дають кількісну оцінку напружено-деформованому стану. Відліки знімалися по нижній пластині у місці сполучення з боковою пластиною поблизу розташування опори та посередині прольоту.

Нижче у таблицях і графіках представлені результати аналізу НДС для полочки нижньої пластини посередині прольоту

Таблиця 3.2.1

Нормальні та дотичні напруження в нижній пластині посередині прольоту, МПа

Марка балки	Величина напруження, МПа		
	σ_x	σ_z	τ_{zx}
D-12-4	120.7	50.0	-0.140
D-12-6	117.8	47.3	0.450
D-12-8	115.9	46.4	0.430
D-14-4	119.8	48.9	-0.006
D-14-6	116.9	46.3	0.490
D-14-8	115.1	45.4	0.460
D-16-4	117.8	49.1	0.129
D-16-6	115.0	46.4	0.538
D-16-8	113.1	45.6	0.496

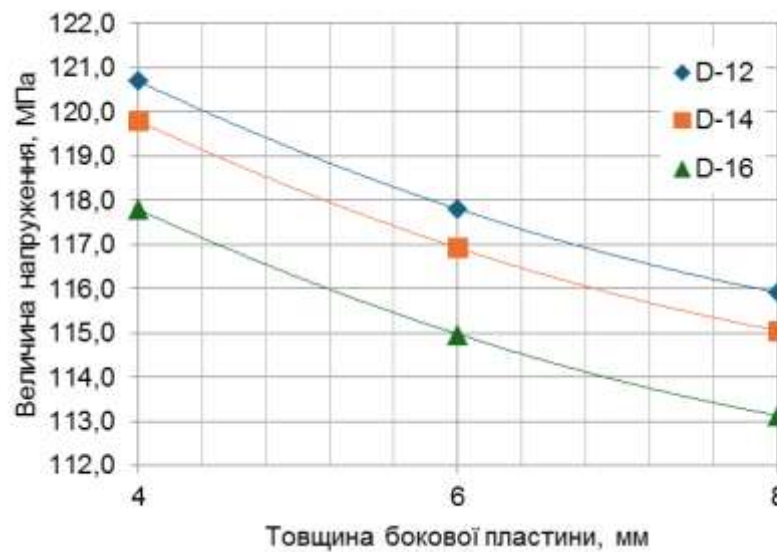


Рис. 3.2.55 – Графік зміни величини нормального напруження σ_x в нижній пластині балки посередині прольоту в залежності від товщини бокової пластини та товщини верхньої пластини

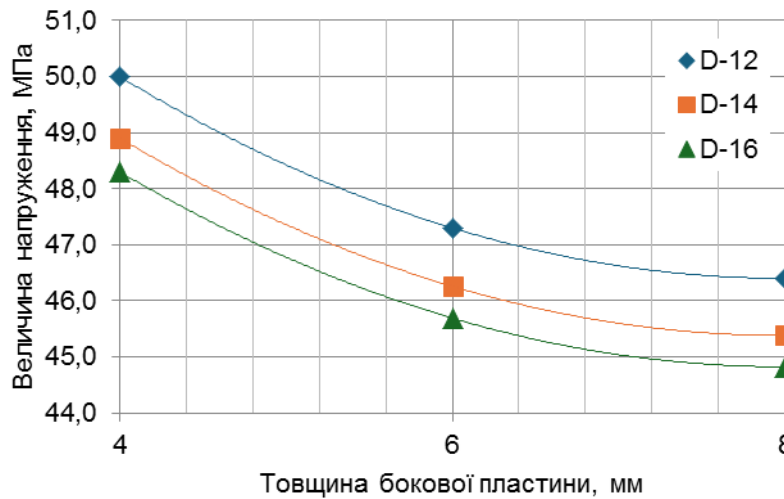


Рис. 3.2.56 – Графік зміни величини нормального напруження σ_z в нижній пластині балки посередині прольоту в залежності від товщини бокової пластини та товщини верхньої пластини

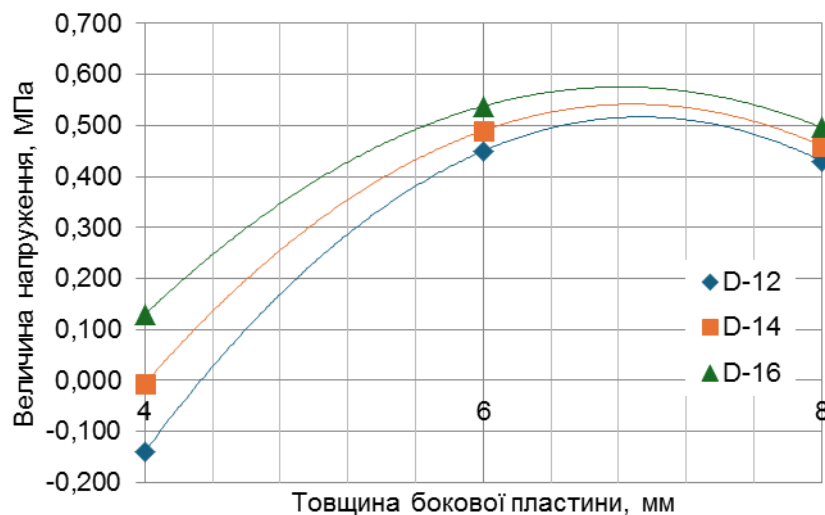


Рис. 3.2.57 – Графік зміни величини дотичного напруження τ_{xz} в нижній пластині балки посередині прольоту в залежності від товщини бокової пластини та товщини верхньої пластини

Оскільки деформації будуть мати ту ж саму тенденцію розподілу, що і напруження (так як елемент працює у пружній стадії), то в якості результатів буде представлена лише таблиця.

Таблиця 3.2.2

Нормальні та дотичні деформації в нижній пластині посередині прольоту, $\times 10^{-5}$

Марка балки	Величина деформації, $\times 10^{-5}$		
	ϵ_x	ϵ_z	γ_{zx}
D-12-4	58.0	24.0	-0.114
D-12-6	56.6	22.7	0.366
D-12-8	55.7	22.3	0.350
D-14-4	57.6	23.5	-0.005
D-14-6	56.2	22.2	0.398
D-14-8	55.3	21.8	0.374
D-16-4	56.6	23.2	0.105
D-16-6	55.3	22.0	0.437
D-16-8	54.4	21.5	0.403

За таким самим принципом були сформовані результати НДС для полички нижньої пластини поблизу опори.

Таблиця 3.2.3

Нормальні та дотичні напруження в нижній пластині біля опори, МПа

Марка балки	Величина напруження, МПа		
	σ_x		σ_x
D-12-4	135.4	25.8	-5.30
D-12-6	124.2	22.4	-3.08
D-12-8	116.3	19.8	-1.29
D-14-4	136.6	25.2	-5.20
D-14-6	125.3	21.9	-2.92
D-14-8	117.4	19.3	-0.93
D-16-4	137.3	27.5	-5.10
D-16-6	125.9	23.9	-2.74
D-16-8	118.0	21.1	-0.58

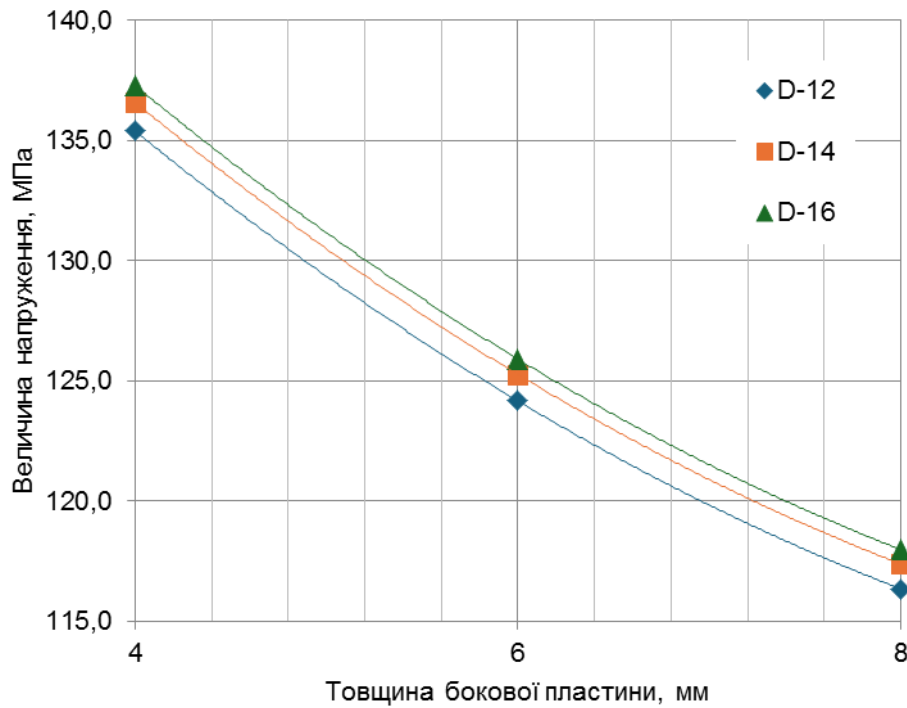


Рис. 3.2.58 – Графік зміни величини нормального напруження σ_x в нижній пластині балки поблизу опори в залежності від товщини бокової пластини та товщини верхньої пластини

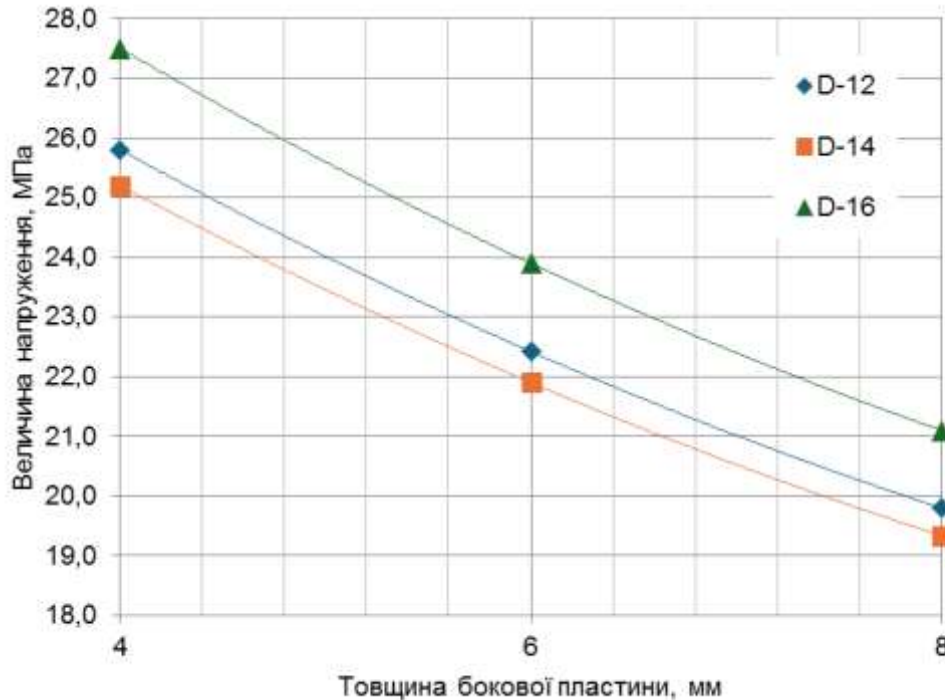


Рис. 3.2.59 – Графік зміни величини нормального напруження σ_y в нижній пластині балки поблизу опори в залежності від товщини бокової пластини та товщини верхньої пластини

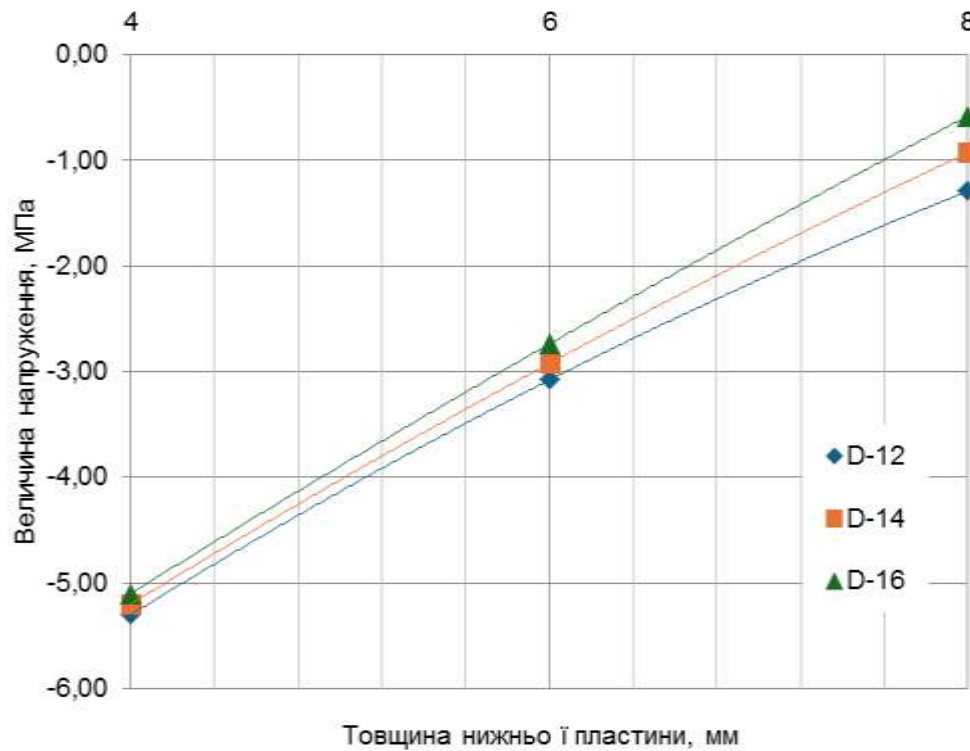


Рис. 3.2.60 – Графік зміни величини дотичного напруження τ_{xz} в нижній пластині балки поблизу опори в залежності від товщини бокової пластини та товщини верхньої пластини

Таблиця 3.2.4

Нормальні та дотичні деформації в нижній пластині поблизу опори, $\times 10^{-5}$

Марка балки	Величина деформації, $\times 10^{-5}$		
	ϵ_x	ϵ_z	γ_{zx}
D-12-4	65.1	12.4	-6.52
D-12-6	59.7	10.8	-3.79
D-12-8	55.9	9.5	-1.59
D-14-4	65.7	12.1	-6.40
D-14-6	60.2	10.5	-3.59
D-14-8	56.4	9.3	-1.14
D-16-4	66.0	13.2	-6.27
D-16-6	60.5	11.5	-3.37
D-16-8	56.7	10.1	-0.71

За отриманими результатами дослідження полички нижньої пластини балки на монтажне навантаження, можна зробити наступні висновки:

- нормальне напруження по товщині у крайніх волокнах полички є різним; співвідношення нормального напруження верхньої до нижньої частини полички приблизно становить 0,94;
- найбільш напруженою зоною виявилася нижня частина полички поблизу опори, так як за рахунок більшої податливості плоского перерізу посередині прольоту балки, зусилля більшою мірою перерозподілялися на бокову та верхню пластини, що помітно по представленим ізополям нормальних напружень (рис. 3.60) нижньої частини полички.

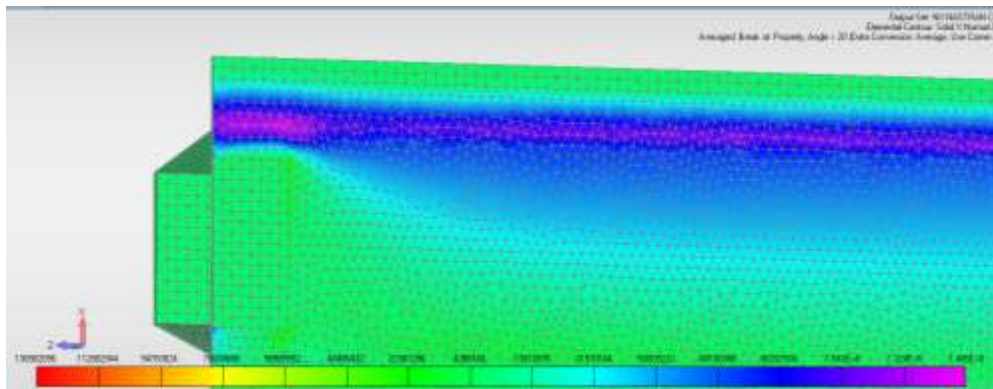


Рис. 3.2.61 – Розподіл нормальних напружень в нижній частині полички

Характер роботи полички посередині прольоту та поблизу опори дещо різний, що ілюструють вище приведені графіки. Наприклад, нормальні напруження більш стрімко змінюються у зоні поблизу опори із-за вище описаного перерозподілу зусиль, а дотичні напруження мають зовсім різний характер.

3.3 Аналіз напружено-деформованого стану балки під дією навантаження у замоноліченому стані

Переходимо до моделювання НДС балки у проектному стані, тобто балка встановлена та замонолічена. Оскільки балка симетрична відносно двох площин, то аналізуватися буде лише четверта частина. Це допоможе зменшити кількість рівнянь, що зменшить розмір матриці жорсткості приблизно в 48 разів, оскільки до розрахунку береться в чотири рази менше елементів; за скінченний елемент вибрано тетраедр з чотирма вузлами, у кожному з яких по три ступені вільності. Тому, такий підхід дає змогу зменшити час розрахунку та необхідний ресурс обчислювальної машини.

3.3.1. Створення геометрії моделі. Використовуючи інструменти та методи, описані в попередньому пункті, створюємо геометричну модель досліджуваного зразка (рис. 3.3.1). Як видно з рис. 3.3.1, була змодельована лише чверть конструкції, як показано на рис. 3.1.5, але тільки із частиною багатопустотної плити, яка спирається на плиту металеву балки, так як інша частина плит не є об'єктом дослідження і при розрахунку створить лише зайві невідомі, які необхідно буде обчислювати.

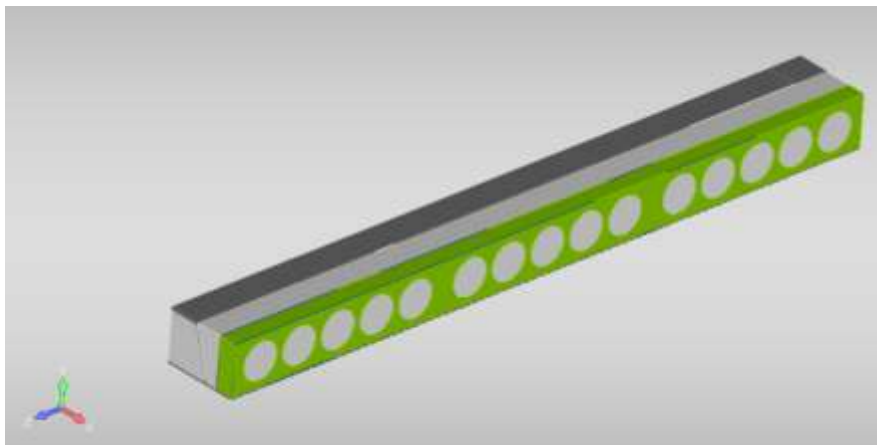


Рис. 3.3.1 – Геометрична модель досліджуваного зразка

3.3.2. Створення граничних умов та навантаження. Створення граничних умов і навантаження буде відбуватись аналогічно до попередньо описаного випадку з моделлю під монтажним навантаженням, проте з деякими

особливостями. У місцях встановлення колон будуть встановленні такі ж закріплення, як і в попередньому пункті. Оскільки для вирішення задачі достатньо було четверті конструкції, то у місцях, де конструкція відтиналася площинами симетрії, згідно з гіпотезою про плоскі перерізи, були встановлені такі граничні умови, що дозволяли переміщення лише вздовж площин (рис. 3.3.2).

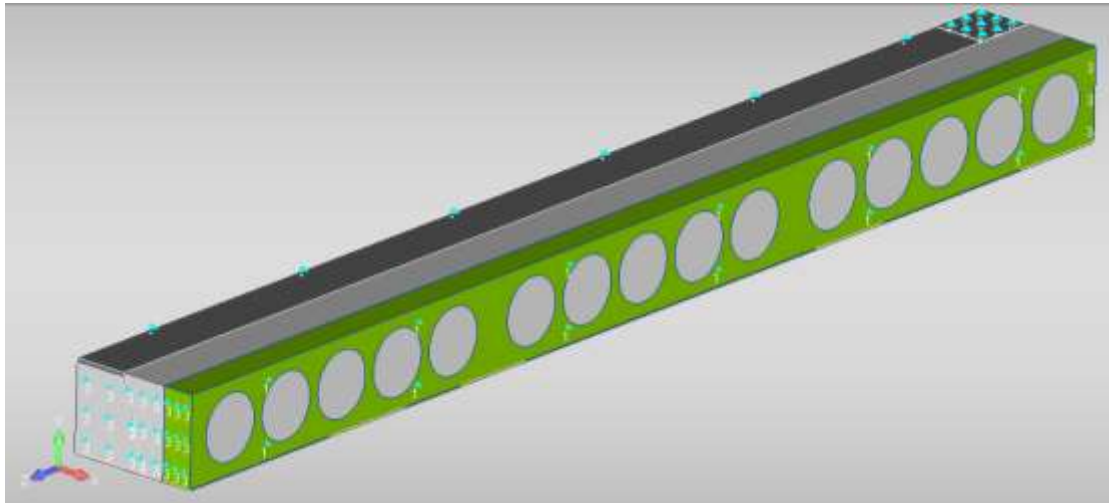


Рис. 3.3.2 – Досліджувана модель з накладеними в'язями

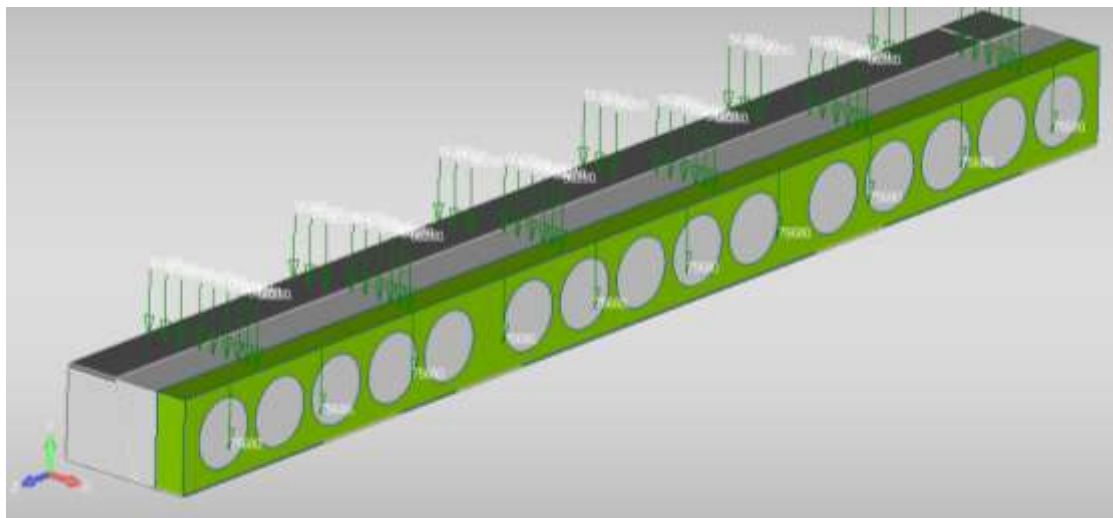


Рис. 3.3.3 – Прикладення навантаження

Навантаження було прикладене як показано на рис. 3.3.3. Величина розподіленого навантаження, що діяло по поверхні конструкції, було еквівалентному навантаженню з розглядуваної четверті. Щоб забезпечити згинальний момент від дії навантаження відсічених плит було прикладене розподілене навантаження по площині перетину з величиною, яка з врахуванням плеча до вісі цілої конструкції, забезпечувала еквівалентний згинальний момент.

3.3.3. Створення властивостей матеріалу та розбиття на скінченні елементи. Для даної моделі ця процедура є аналогічною до процедури, здійсненої для попередніх моделей. Проте, окрім металу, були створені характеристики бетону для бетонного заповнення класу B25/30, а також для плит – B20/25.

Скінченно-елементна модель досліджуваного зразка виглядає наступним чином (див. рис. 3.3.4).

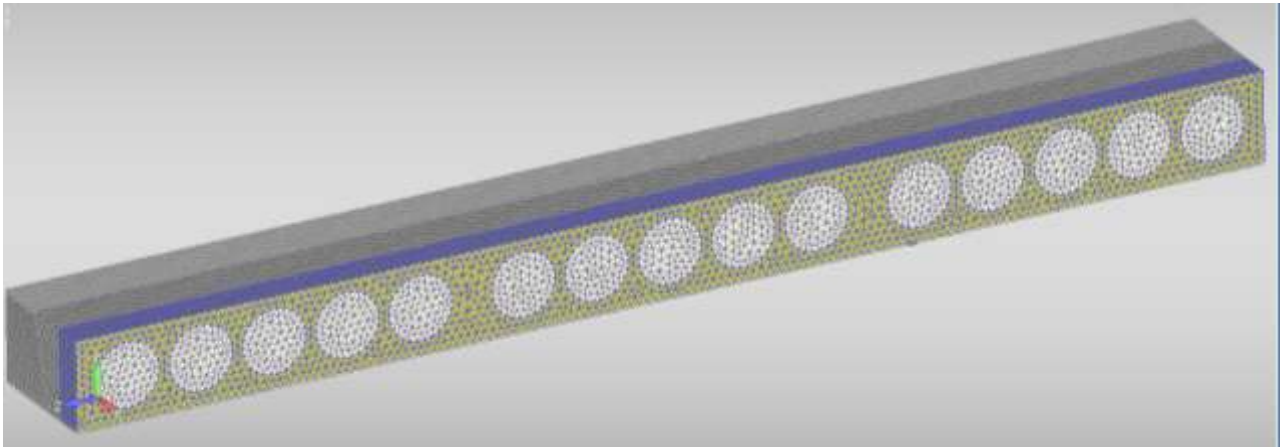


Рис. 3.3.4 – СЕМ досліджуваного елемента

3.3.4. Виконання аналізу та виведення результатів. Виконавши розрахунок, отримуємо наступні результати. Отримано деформовані схеми по різних напрямкам, нормальні напруження в перерізі для металевої частини та бетонної. Отримано також значення характерних точок для епюр нормальних напружень перерізу у металевих частинах, верхній та нижній, у бетонному заповненні всередині металевої балки та ззовні.

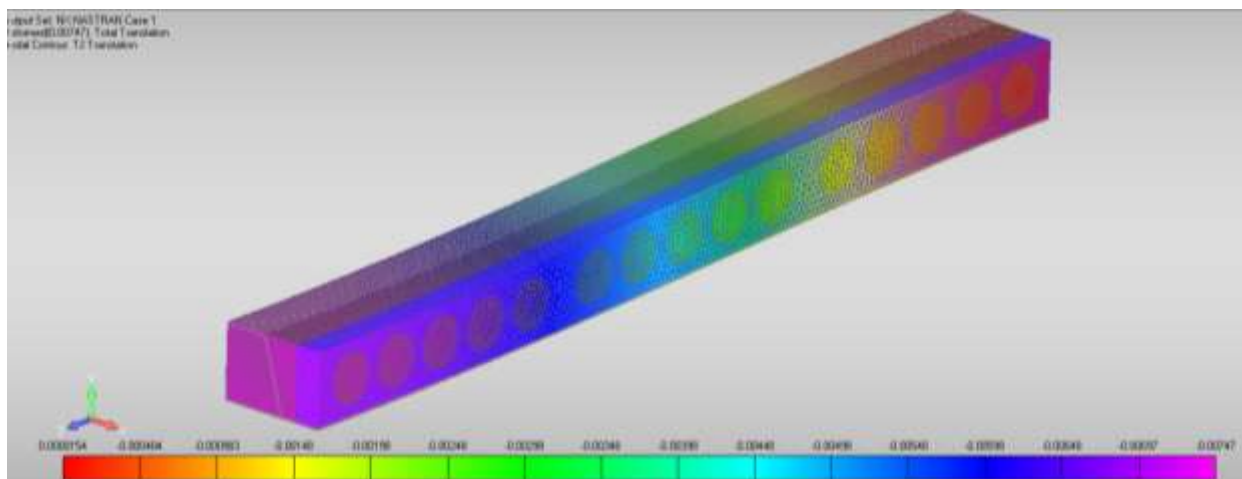


Рис. 3.3.5 – Деформована СЕМ балки з ізополями повних переміщень

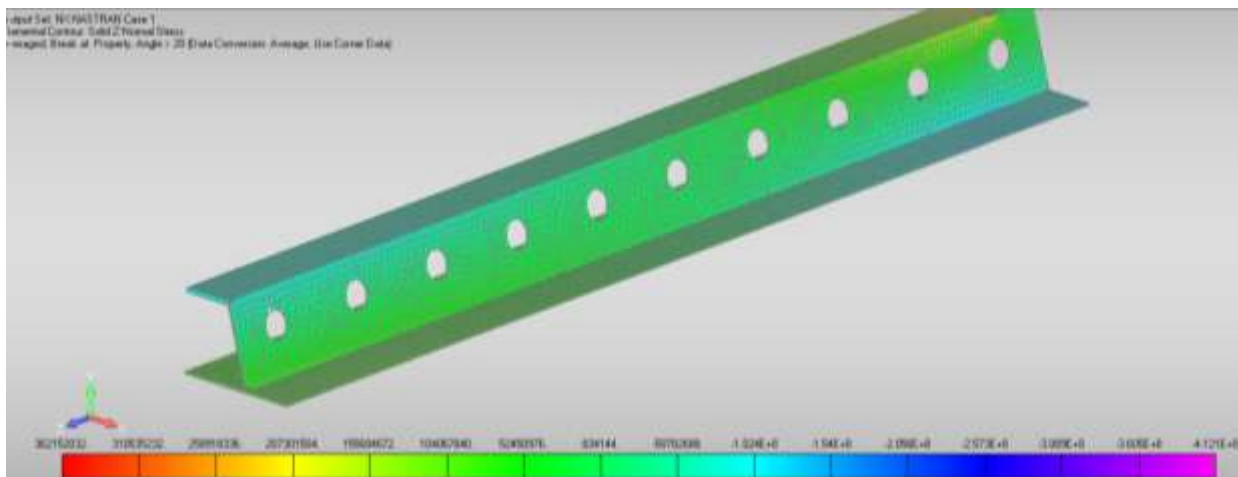


Рис. 3.3.6 – СЕМ металевої частини з ізополями нормальних напружень вздовж осі Z

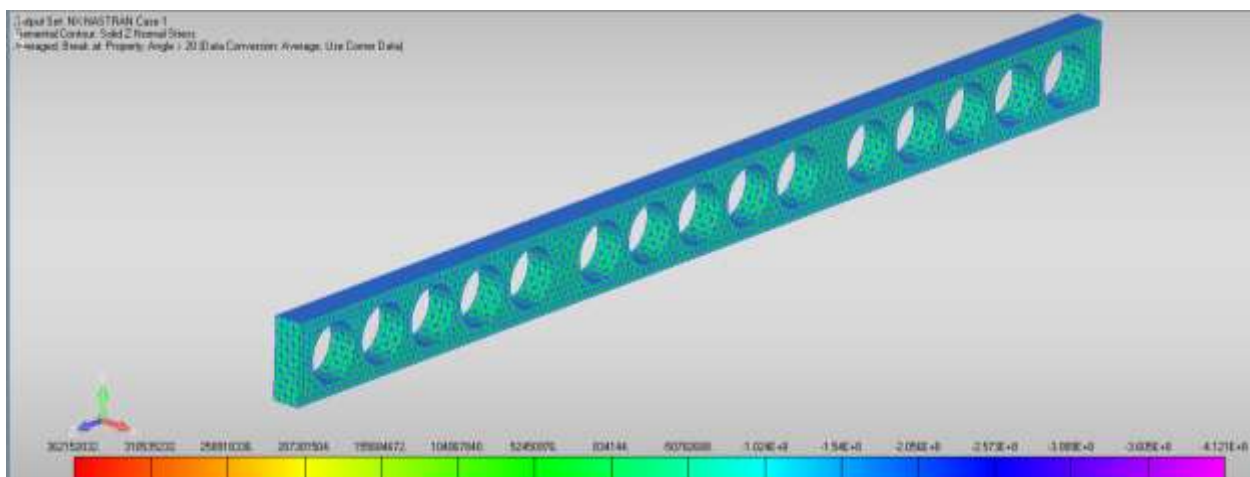


Рис. 3.3.7 – СЕМ плит перекрыття з ізополями нормальних напружень вздовж осі Z

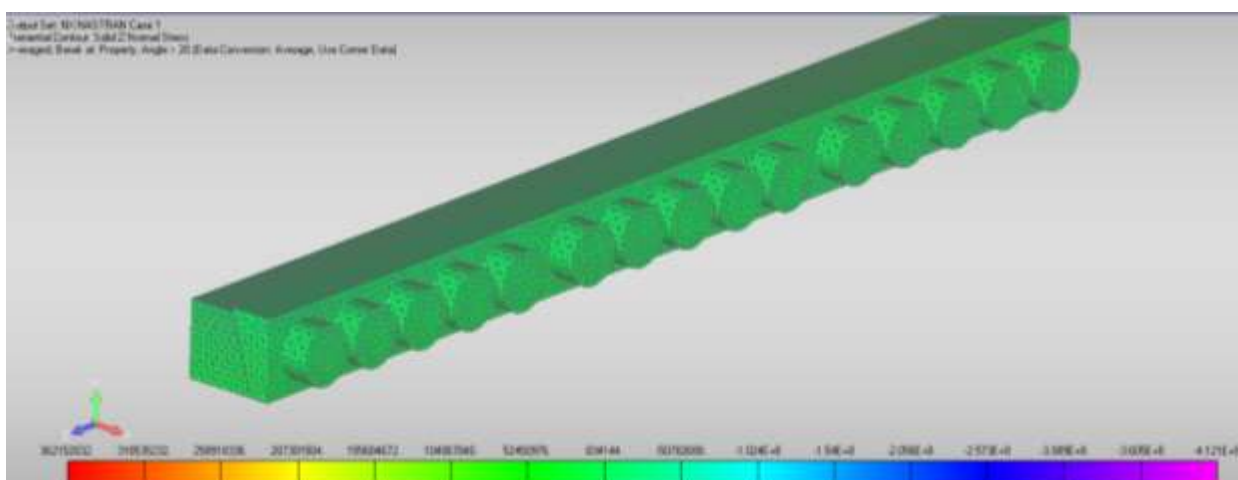


Рис. 3.3.8 – СЕМ бетонного заповнення з ізополями нормальних напружень вздовж осі Z

Щоб отримати уяву про НДС в перерізі конструкції, досліджувалися значення можливих епюр нормальних напружень металевої (рис. 3.3.7 а) та бетонної частин (рис. 3.3.7 б).

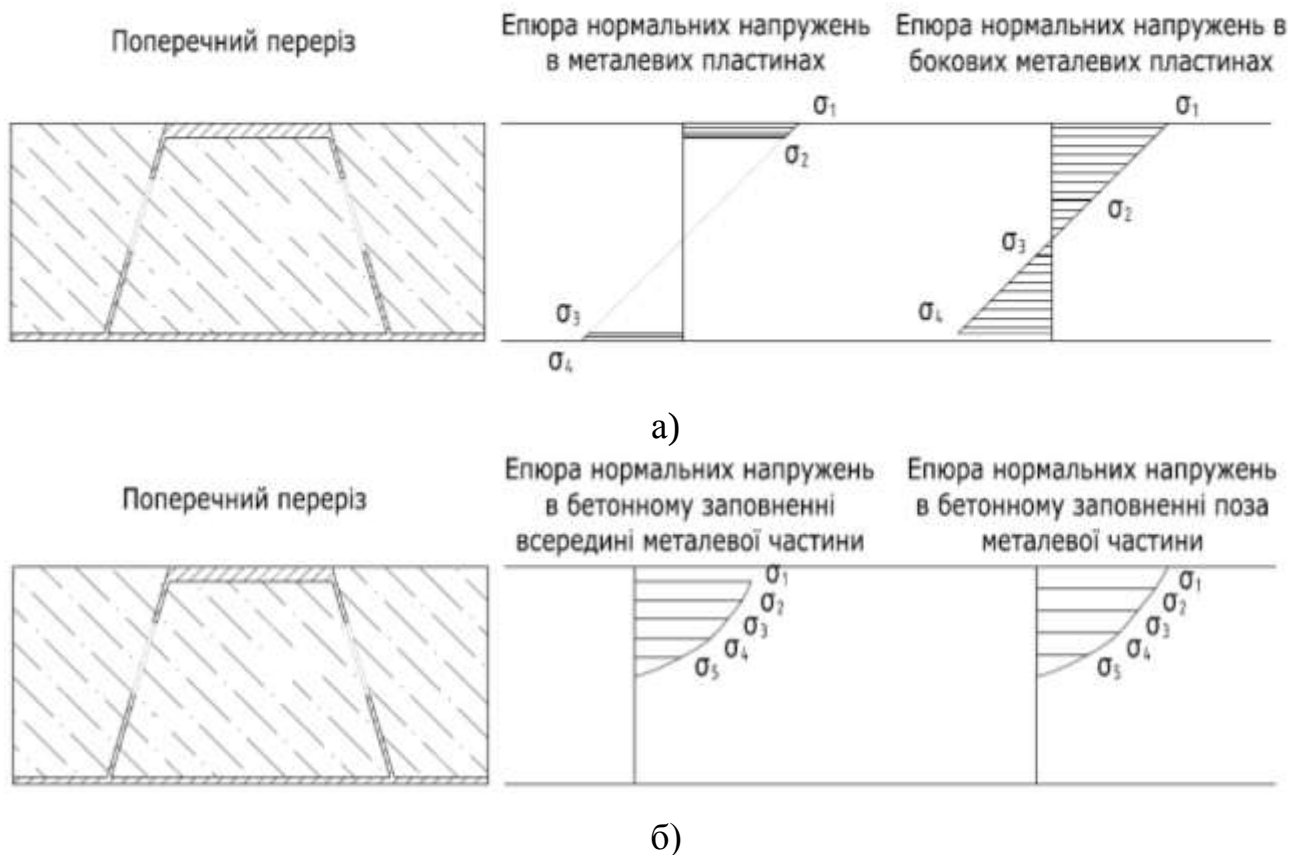


Рис. 3.3.7 – Епюри нормальних напружень вздовж осі Z
а) – в металевій частині; б) – в бетонній частині

Тому, для відповідних точок, вказаних на рис. 3.3.7 були зняті відліки для подальшого аналізу. Нижче представлені результати, отримані для металевої частини посередині перерізу (рис. 3.3.7 а).

На основі отриманих даних наносимо значення напружень, які відповідають висоті місця їх визначення. Таким чином отримуємо залежність характеру зміни напруження в перерізі, за рахунок побудови апроксимуючих кривих між отриманими значеннями (рис. 3.3.8).

Проаналізуємо отримані графіки. Для визначення характеру роботи матеріалу, за допомогою табличного редактора апроксимуємо отримані значення напружень. У першому наближенні приймемо, що напруження змінюються лінійно і матеріал працює у пружній стадії.

Таблиця 3.3.1

Нормальні напруження в металевій частині посередині перерізу, МПа

Марка балки	Значення напруження, МПа			
	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
D-12-4	181.1	161.1	-171.4	-181.6
D-12-6	176.6	154.9	-167.1	-177.1
D-12-8	173.1	151.7	-163.8	-173.6
D-14-4	171.5	150.5	-165.2	-174.7
D-14-6	168.9	148.2	-162.7	-171.9
D-14-8	167.7	147	-160.5	-169.7
D-16-4	163.4	139.4	-162.8	-171.9
D-16-6	162.3	138.5	-160.8	-169.8
D-16-8	161.7	138.1	-158.9	-167.9

Для цього дослідимо значення зразка D-12-4, так як інші зразки мають більшу жорсткість та несучу здатність за рахунок збільшення товщини пластин. За результатами лінійної апроксимації отримуємо наступну залежність відповідності висоти перерізу до значення напруження: $y = 0.6242x + 107.19$.

У другому наближенні приймаємо, що напруження описуються поліноміальною функцією із степенню 2, тобто мають квадратичну залежність. Апроксимуючи ті ж значення, отримуємо: $y = -0.00004x^2 + 0.6241x + 108.25$

Робимо висновок, що апроксимацію функцією третього порядку робити не доцільно, так як у формулі квадратичної функції коефіцієнт при степені 2 є дуже незначним, а тому при невідомому із степенню 3 буде надто мала для врахування величина. Тому приймаємо до уваги лише лінійну та квадратичну залежність.

Аналізуючи отримані залежності, знайдемо похибку, які дають обидві функції. Для встановлення відповідності висоти перерізу напруженням у ньому, приймемо, що висота перерізу може змінюватись по висоті у межах відносної похибки, яку приймаємо 1%. Для встановлення похибки візьмемо значення

напруження у крайніх волокнах, так як в такому випадку буде спостерігається найбільша дисперсія значень для отриманих апроксимуючих функцій.

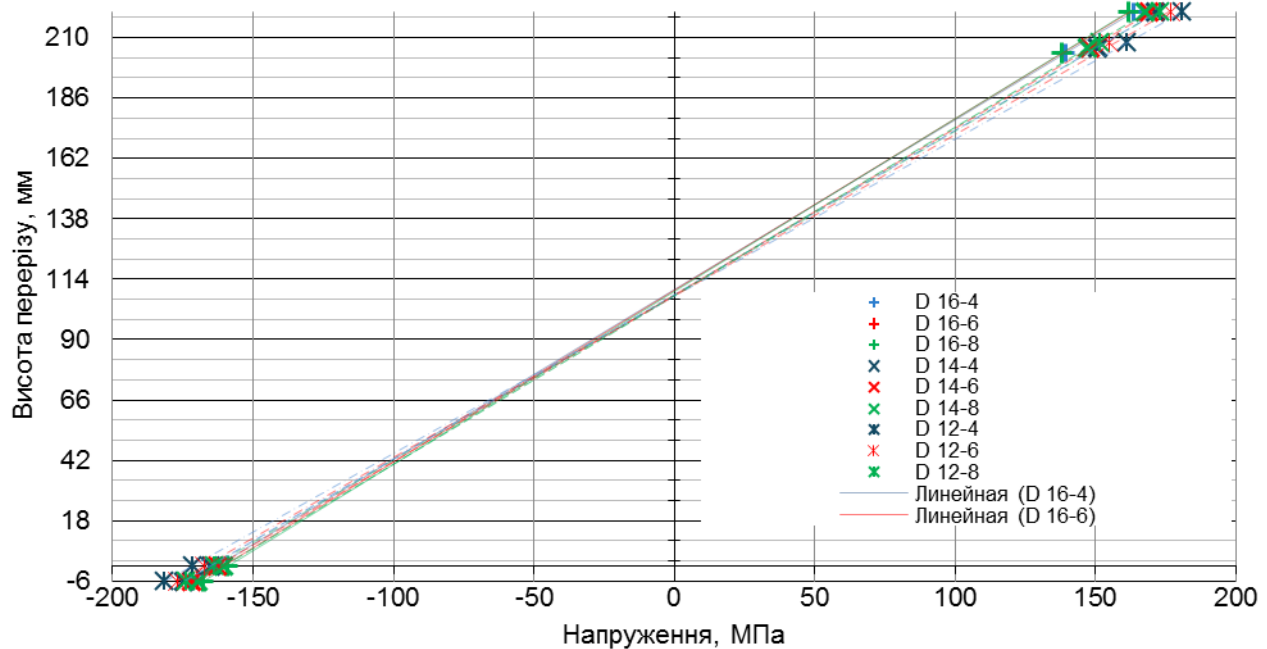


Рис. 3.3.8 – Графіки нормальних напружень в металевій частині посередині перерізу

Аналізуючи отриману лінійну залежність знайдемо відмітку перерізу яка б відповідала такому напруженню. Так, напруженню у крайньому волокні верхньої пластини 181,1 МПа (табл. 3.5) відповідає відмітка висоти перерізу у 220,23 мм. Натомість, за отриманою квадратичною залежністю тому ж напруженню відповідала б відмітка 219,24 мм.

Для знаходження похибки знайдемо різницю між отриманими відмітками та реальною відміткою, де це напруження було зафіксовано, та віднесемо її до всієї висоти перерізу. Таким чином похибка при апроксимації лінійною функцією становить:

$$\varepsilon = \left| \frac{220,23 - 220}{226} \right| \cdot 100\% \approx 0.10\%$$

Та сама величина при апроксимації квадратичною функцією:

$$\varepsilon = \left| \frac{219,24 - 220}{226} \right| \cdot 100\% \approx 0.34\%$$

Очевидно, що, за результатами отриманих похибок, більш достовірною є лінійна функція. Це свідчить про лінійну залежність «Напруження-Деформація» і про пружну роботу матеріалу. До того ж про це свідчать і максимальні величини напружень, що в стиснутій і розтягнутій зонах становлять відповідно 181,1 МПа та -181,6 МПа.

Аналогічним чином отримуємо результати для бокових пластин металевої частини.

Таблиця 3.3.2

Нормальні напруження в бокових пластинах металевої частини, МПа

Марка балки	Значення напруження, МПа			
	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
D-12-4	194.9	57.8	-34.9	-158.9
D-12-6	182.0	54	-32.6	-148.3
D-12-8	179.3	53.2	-32.1	-146.2
D-14-4	184.7	52.5	-37.6	-155.8
D-14-6	177.6	52.1	-36.9	-153.1
D-14-8	176.1	51.7	-34.4	-150.9
D-16-4	171.9	47.1	-38.9	-153.2
D-16-6	170.9	46.5	-37	-151.6
D-16-8	170.0	48.6	-35.5	-150.1

Як і для попереднього випадку будуємо графіки розподілу напружень по висоті перерізу шляхом апроксимації отриманих значень у відповідних точках (рис. 3.3.7 а).

Проаналізувавши отримані значення робимо висновок, що напруження в бокових пластинах змінюються також за лінійним законом, а матеріал працює у пружній стадії.

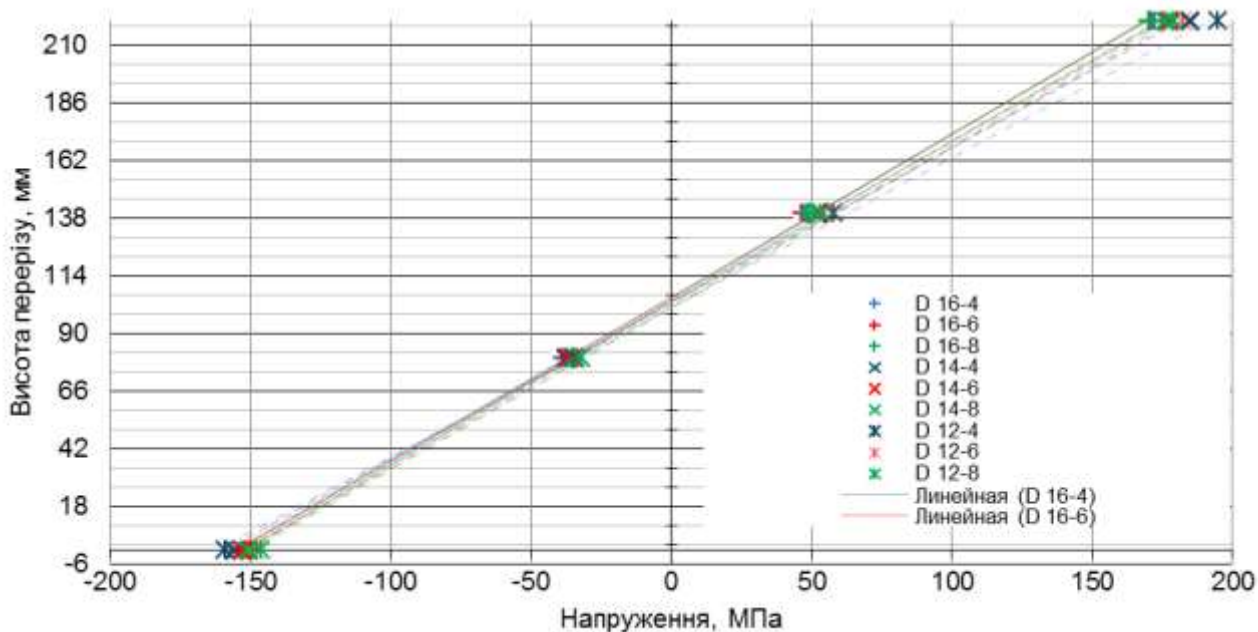


Рис. 3.3.9 – Графіки нормальних напружень в бокових пластинах
металевої частини

Проте варто відмітити, що у крайніх волокнах стиснутої зони в пластинах напруження дещо більші, ніж посередині перерізу. Це пояснюється геометрією металевій частини, що в даних місцях спричиняє концентрацію напружень. Також таке збільшення пов'язане з тим, що у даному місці більшого впливу мають зусилля від згину в перпендикулярній площині до осі перерізу.

Далі розглянемо стан бетонної заповнення всередині перерізу. Прогнозована еюра нормальних напружень змінюється за квадратичною залежністю, приблизно так як в звичайному залізобетонному елементі (рис. 3.3.7, б). Зводимо отримані значення в таблицю, як і для попередніх випадків та будуємо апроксимуючі криві, знаходячи графіки залежностей розподілу нормальних напружень по висоті перерізу.

На рис. 3.3.10 приведено графіки апроксимуючих функцій для значень балок з однаковою товщиною верхньої пластини. Тим самим вони відображають залежності зміни нормальних напружень в залежності від товщини бокових пластин. Аналізуючи графіки, видно, що при збільшенні товщини металевих бокових пластин, розподіл набуває більш прямолінійного характеру, що пояснюється тим, що зусилля перерозподіляються з бетонної частини на

металеву. Також дещо збільшується висота стиснутої зони, так як металева частина сприймає більше зусилля в розтягненій зоні, і за рахунок більшого обтиску бетонного заповнення металевої частини.

Таблиця 3.3.3

Нормальні напруження в бетонному заповненні
всередині металевої частини, МПа

Марка балки	Значення напруження, МПа					
	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6
D-12-4	22.7	19.5	16.8	13.9	9.6	5.1
D-12-6	22.2	18.8	16.5	13.6	9.4	4.6
D-12-8	21.8	18.2	16.3	13.5	9.3	4.6
D-14-4	21.6	18.2	14.7	10.7	6.9	2.9
D-14-6	21.2	17.7	14.3	10.5	6.8	2.8
D-14-8	21.0	17.3	14.0	10.3	6.7	2.8
D-16-4	20.1	17.2	13.8	9.8	5.8	0.9
D-16-6	20.0	16.8	13.3	9.4	5.6	0.9
D-16-8	19.9	16.5	12.9	9.1	5.5	1.0

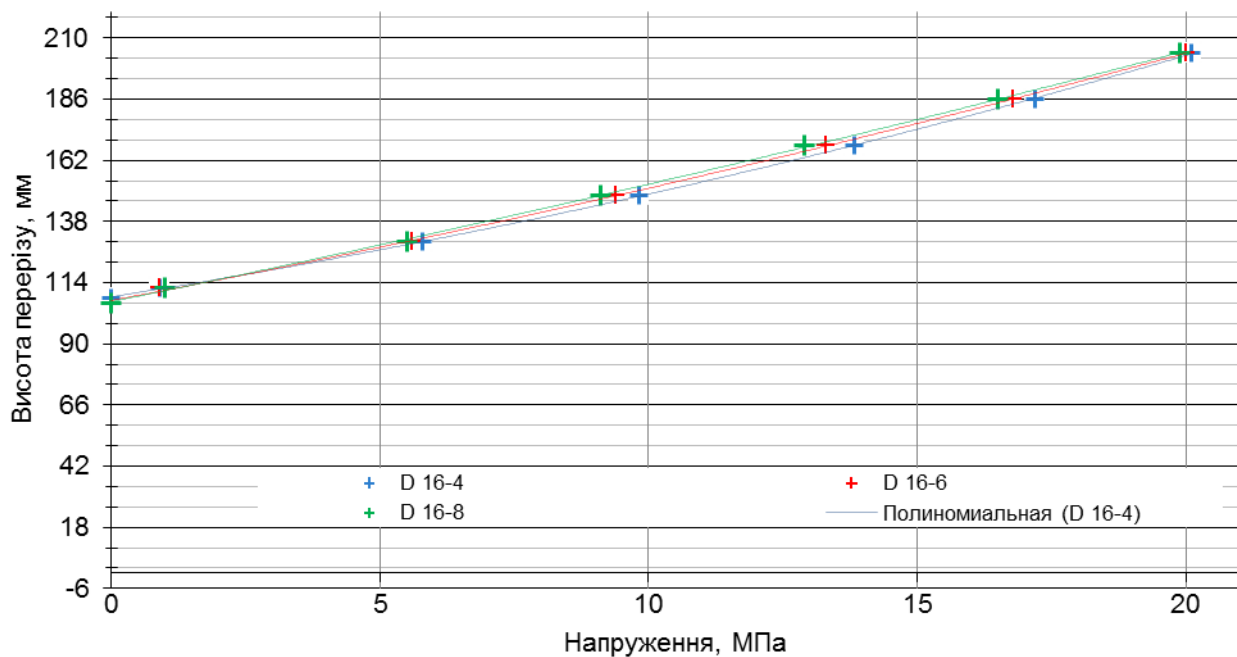


Рис. 3.3.10 – Графіки нормальних напружень в бетонному заповненні
всередині металевої частини

Для порівняння приведемо графіки розподілу нормальних напружень для балок з різною товщиною верхньої пластини.

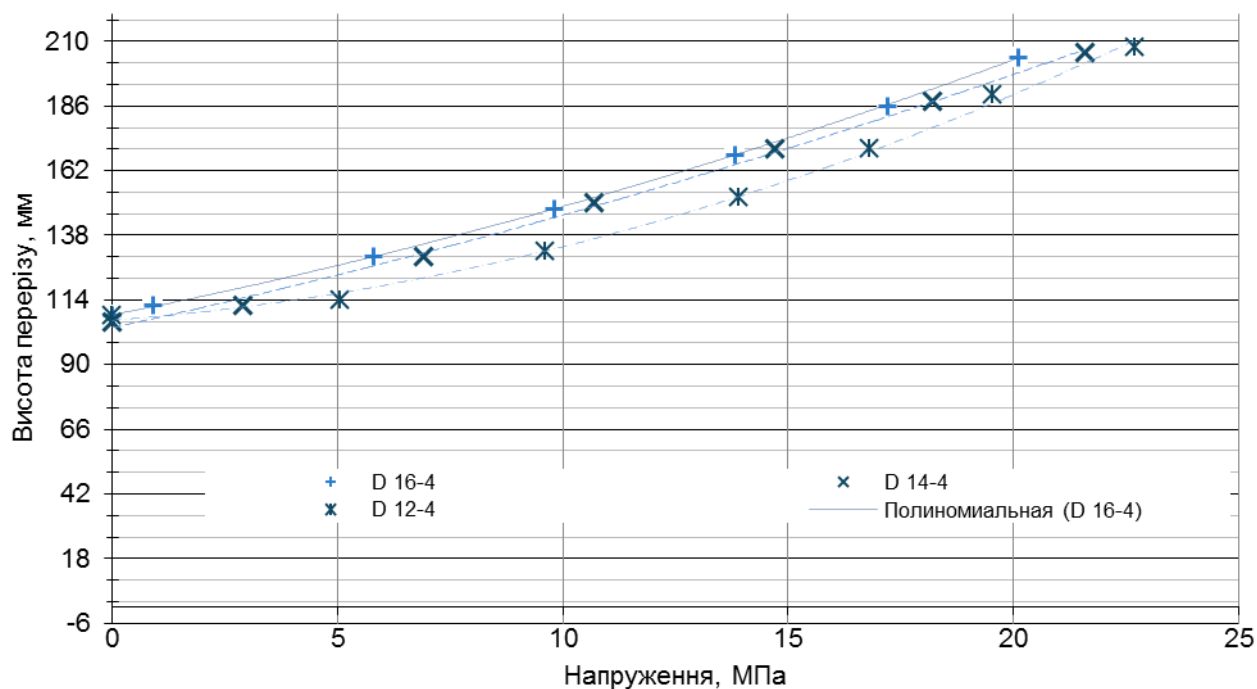


Рис. 3.3.11 – Графіки нормальних напружень в бетонному заповненні всередині металевої частини

Побудувавши апроксимуючі криві для цих значень та дослідивши їх характер, видно що, при зменшенні товщини верхньої пластини більше проявляється нелінійна залежність, що пояснюється тим, що зменшення металевої частини перерозподіляє зусилля на бетон.

Аналогічним чином проведемо аналіз для бетонного заповнення яке знаходиться поза металевої частини. Таким самим чином, отримавши значення в характерних точках перерізу, будемо графіки розподілу нормальних напружень відповідно до висоти перерізу.

На графіках видно, що хоч і залежність апроксимується поліноміальною функцією, вона все ж таки дуже близько нагадує лінійний розподіл. Це пояснюється тим, що поза металевої частини знаходиться значно менша площа бетону, ніж всередині балки, і відліки знімалися в нижній частині перерізу в безпосередній близькості до бокових пластин металевої частини. Тому розподіл напружень нагадує лінійну залежність.

Таблиця 3.3.4

Нормальні напруження в бетонному заповненні поза металевої частини, МПа

Марка балки	Значення напруження, МПа					
	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6
D-12-4	23.8	19.9	15.8	11.2	7.2	3.4
D-12-6	22.9	19.1	15.2	11.2	7.1	3.3
D-12-8	22.6	18.9	14.8	10.9	7.0	3.3
D-14-4	23.0	19.0	15.0	11.0	7.0	3.0
D-14-6	22.5	18.6	14.7	10.7	6.8	2.9
D-14-8	22.3	18.4	14.5	10.6	6.8	2.9
D-16-4	21.9	17.9	14.1	10.2	6.7	2.6
D-16-6	21.7	17.8	14.0	10.1	6.4	2.5
D-16-8	21.6	17.8	13.9	10.1	6.3	2.5

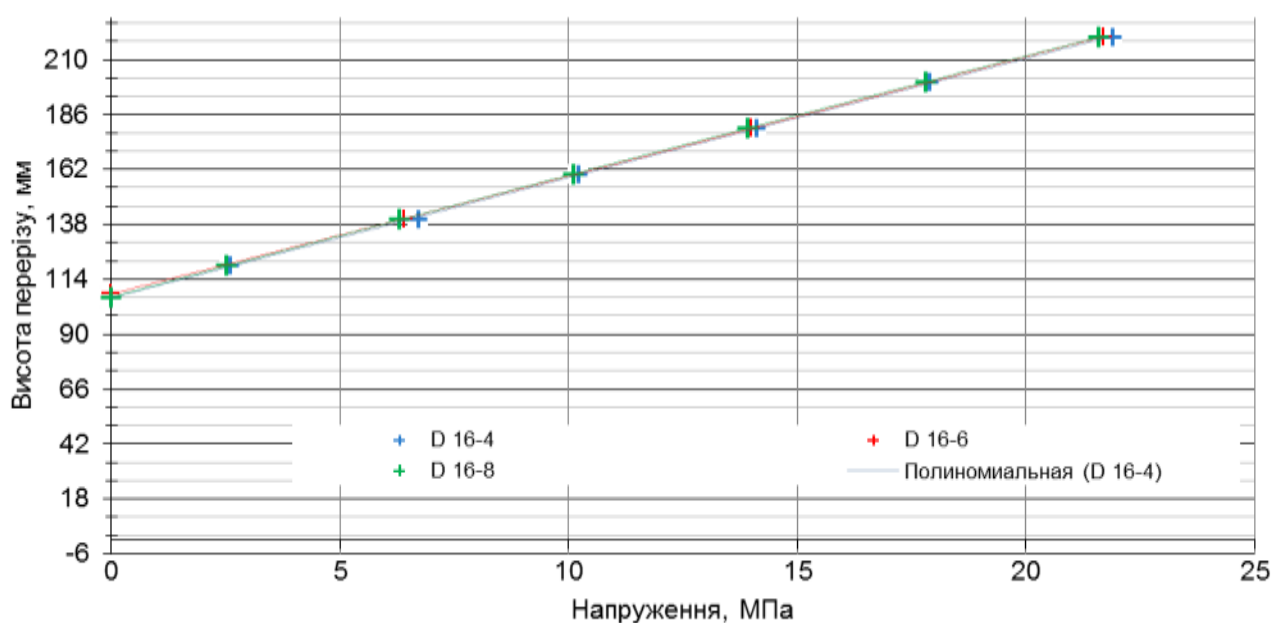


Рис. 3.3.12 – Графіки нормальних напружень в бетонному заповненні поза металевої частини

Таким чином, на основі проведеного скінченно-елементного аналізу комплексної сталезалізобетонної балки до замонолічення, можна відмітити наступні особливості:

- розподіл напружень в поличці по середині прольоту дещо відрізняється від розподілу у місцях біля опор;

- нормальне напруження по товщині у крайніх волокнах полицки є різним: співвідношення нормального напруження верхньої до нижньої частини полицки приблизно становить 0,94;
- найбільш напруженою зоною виявилася нижня частина полицки поблизу опори.

При дослідженні конструкції в замоноличеному стані можна відмітити наступні особливості [13]:

- матеріали працюють сумісно у пружній стадії, про що свідчить величини напружень, отриманих теоретичним шляхом, та розрахованими за допомогою МСЕ. Тобто напруження не досягають розрахункового опору для металу приблизно до 19%, для бетону – 5%;
- матеріали працюють сумісно та ефективно, про що свідчить розподіл нормальних напружень в бетонному заповненні. Бетон обтиснутий і має значно більшу висоту стисненої зони порівняно з теоретичним розрахунком, оскільки в теоретичному розрахунку не враховано сумісну роботу та обтиснення;
- конструкція досить жорстка та має досить малий відносний прогин:

$$\frac{f}{l} = \frac{15,2\text{мм}}{6000\text{мм}} = \frac{1}{395}.$$

Досліджено різність розподілу нормальних напружень в залежності від зміни товщини верхньої, а також бокових пластин, що представлено на графіках, знайдених у даному розділі на основі отриманих даних.

РОЗДІЛ 4

ВУЗЛИ СТАЛЕБЕТОННИХ РАМ

4.1 Створення моделей вузлів примикання сталезалізобетонного ригеля до трубобетонних колон

Розглянемо розрахунок в ПК NASTRAN скінченно-елементне моделювання вузла приєднання сталезалізобетонного ригеля до трубобетонної колони з рівномірно розподіленим по довжині ригеля навантаженням $q=100\text{кН/м}$. Ригелі кріпляться до стійки пластинами. Вузол змодельовано з реальної конструкції.

Будівля є двоповерховою каркасною спорудою, з підвальним поверхом під більшою її частиною (відм. низу підвалу $-3,800\text{ м}$). Несучий каркас виконано із трубобетонних колон діаметром $\varnothing 377\times 8\text{ мм}$, висотою $H=9,8\text{ та }13,6\text{ м}$, сталезалізобетонних ригелів перерізом $b\times h=360\times 400\text{ мм}$ (сталева балка складеного перерізу коробчастої форми, заповнена бетоном).

Розрахункова рама представляє собою шестипрогонну конструкцію з жорсткими вузлами кріплення балкових елементів. Основні прольоти між рами, становлять $6,0\text{ м}$, окремі – $8,0\text{ м та }4,65\text{ м}$. Відмітка перекриття другого поверху – $+4,900\text{ м}$, загальна висота будівлі до верху покрівлі становить $+10,360\text{ м}$.

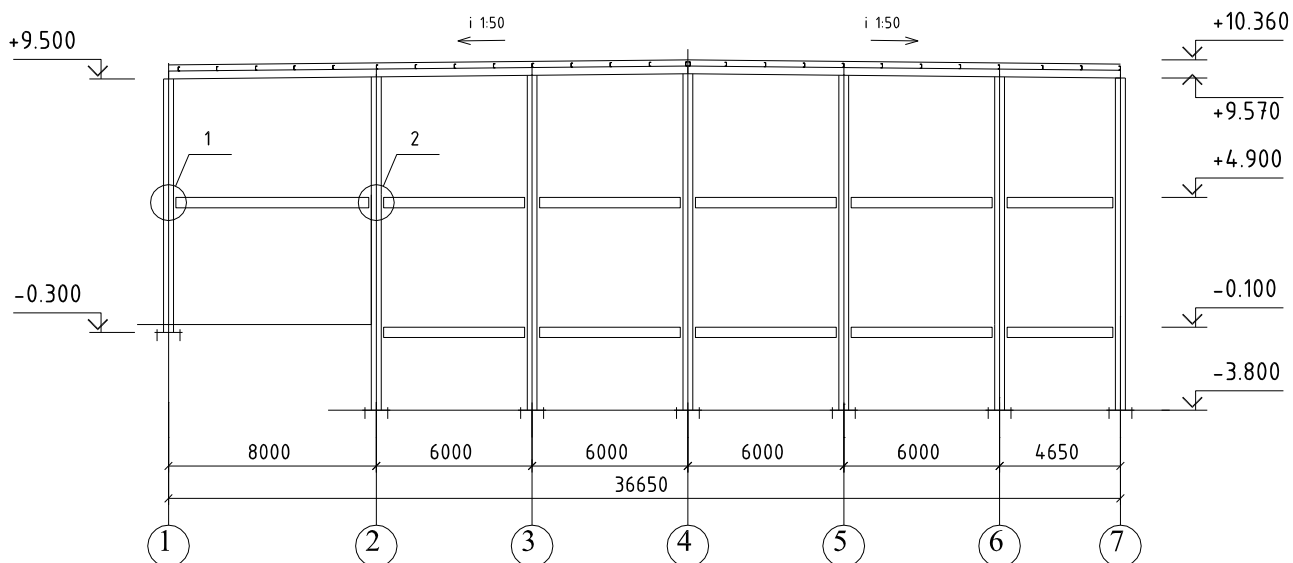


Рис. 4.1.1 – Схема рами

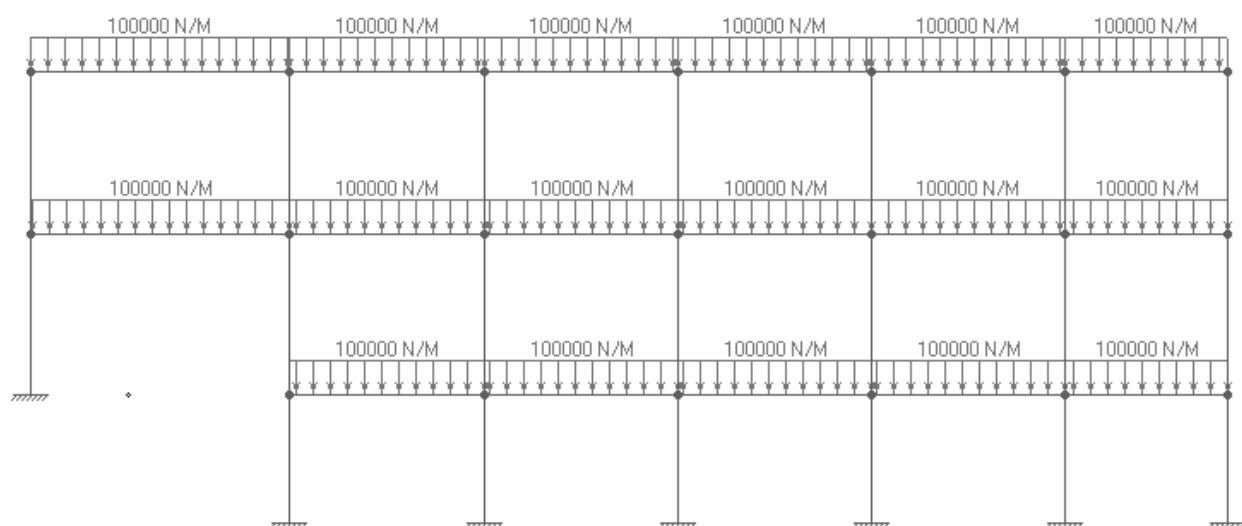


Рис. 4.1.2 – Розрахункова схема рами

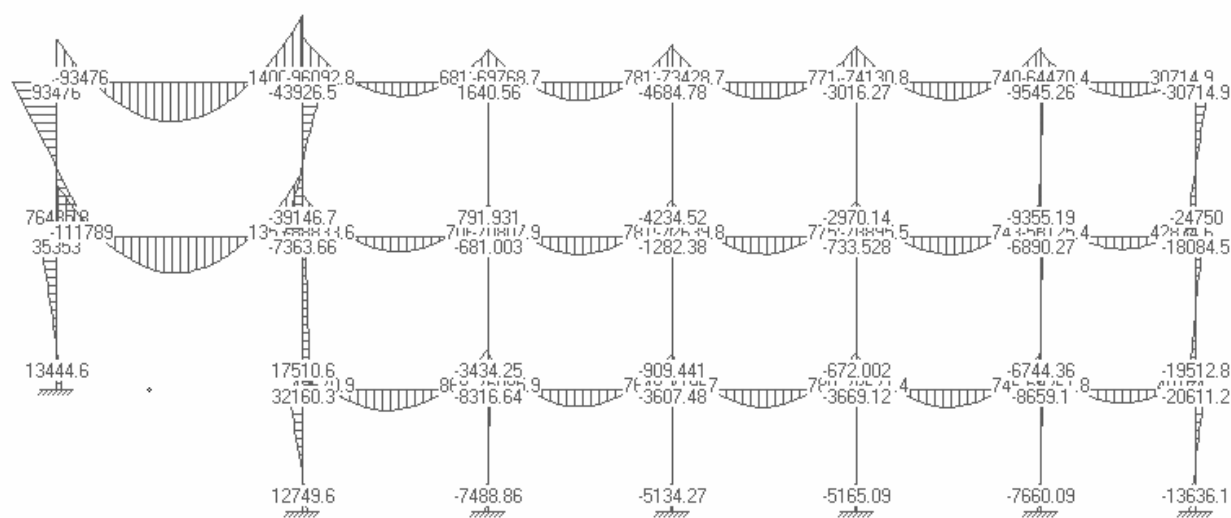


Рис. 4.1.3 – Епюра згинальних моментів

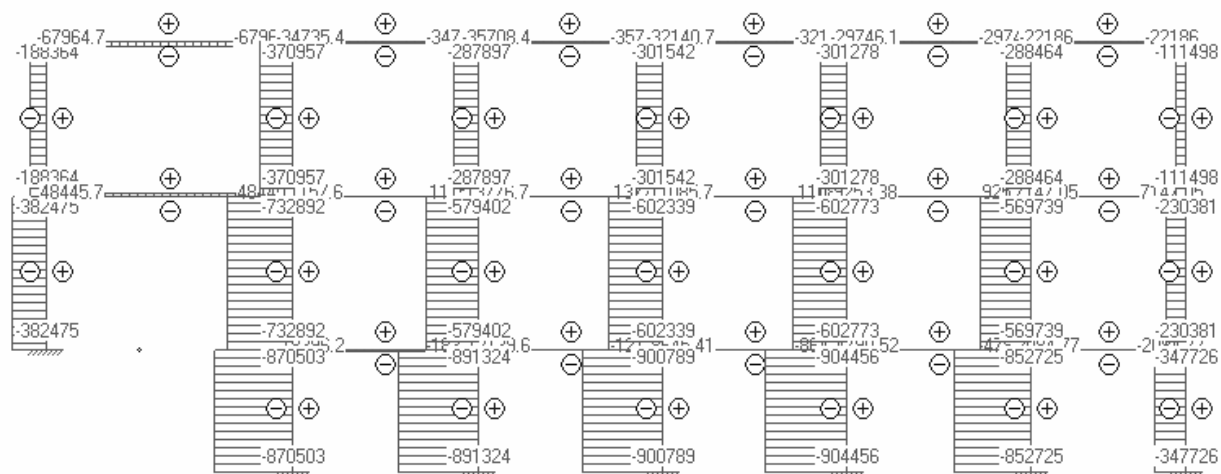
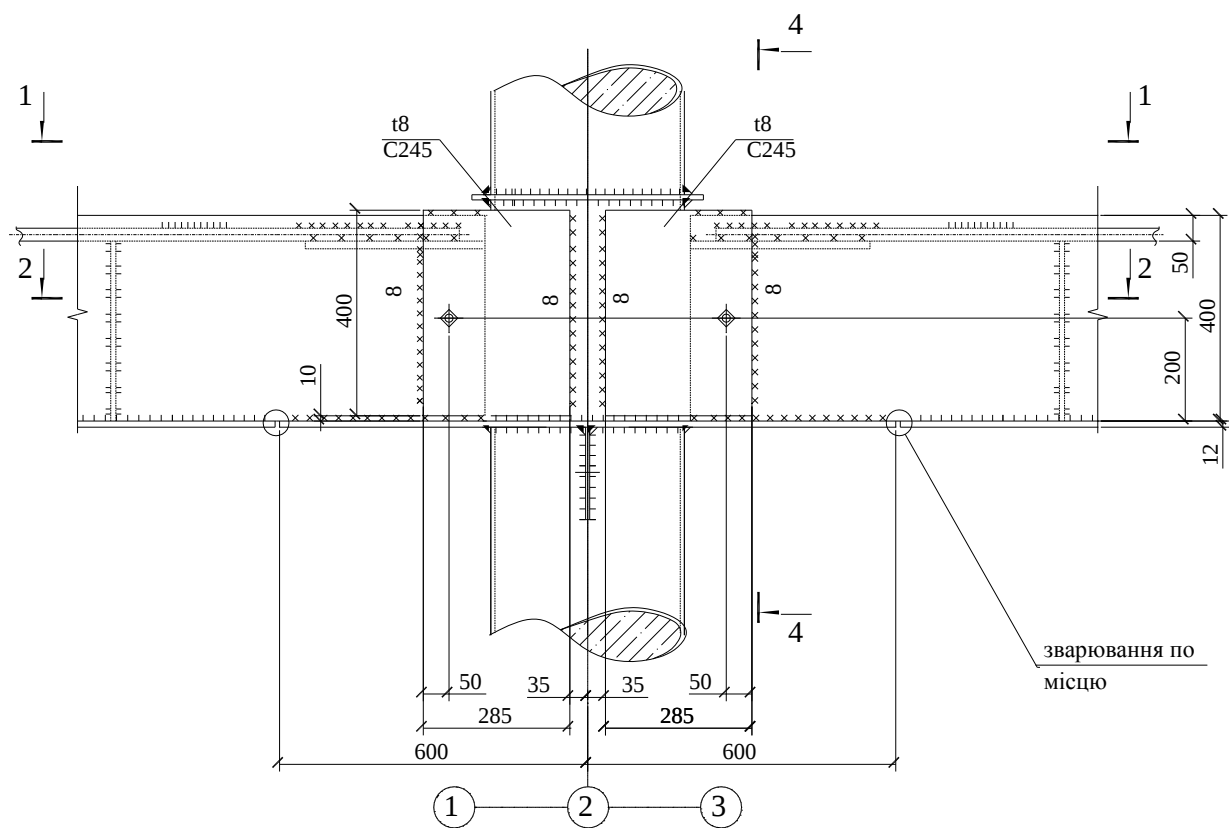


Рис. 4.1.4 – Епюра поздовжніх сил



1-1

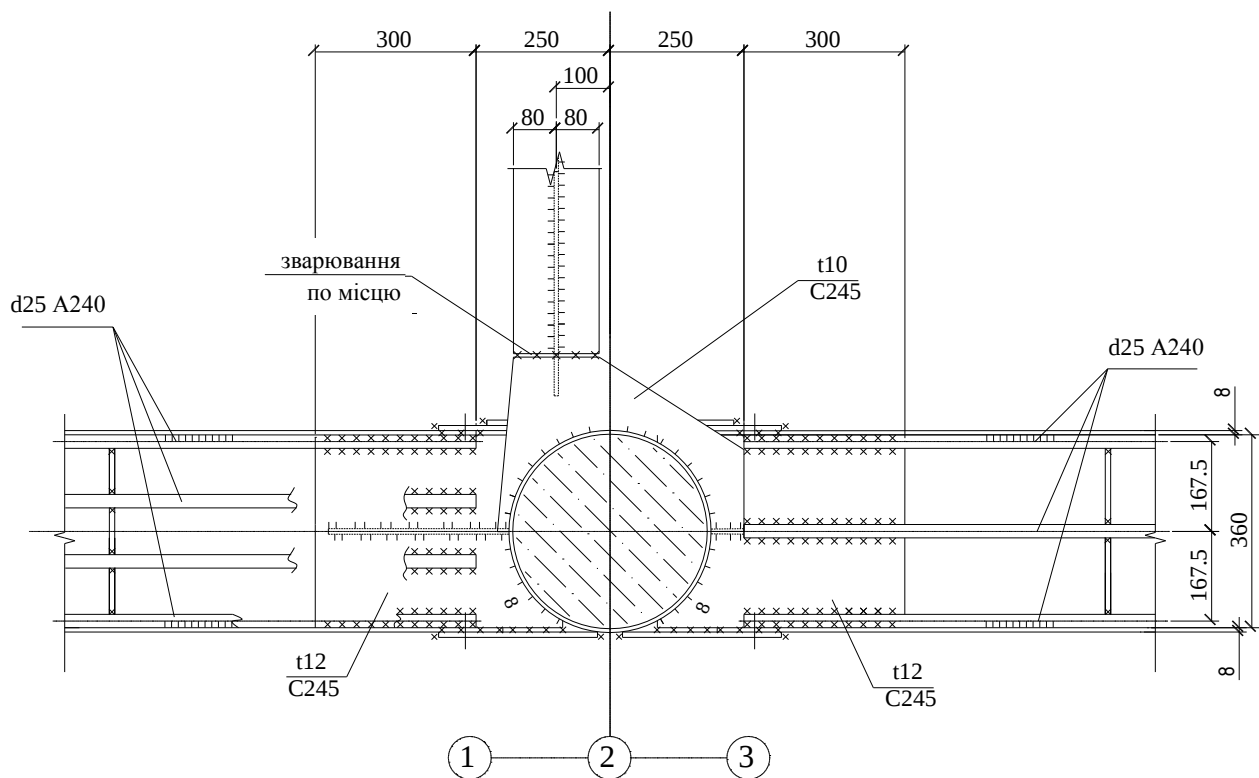
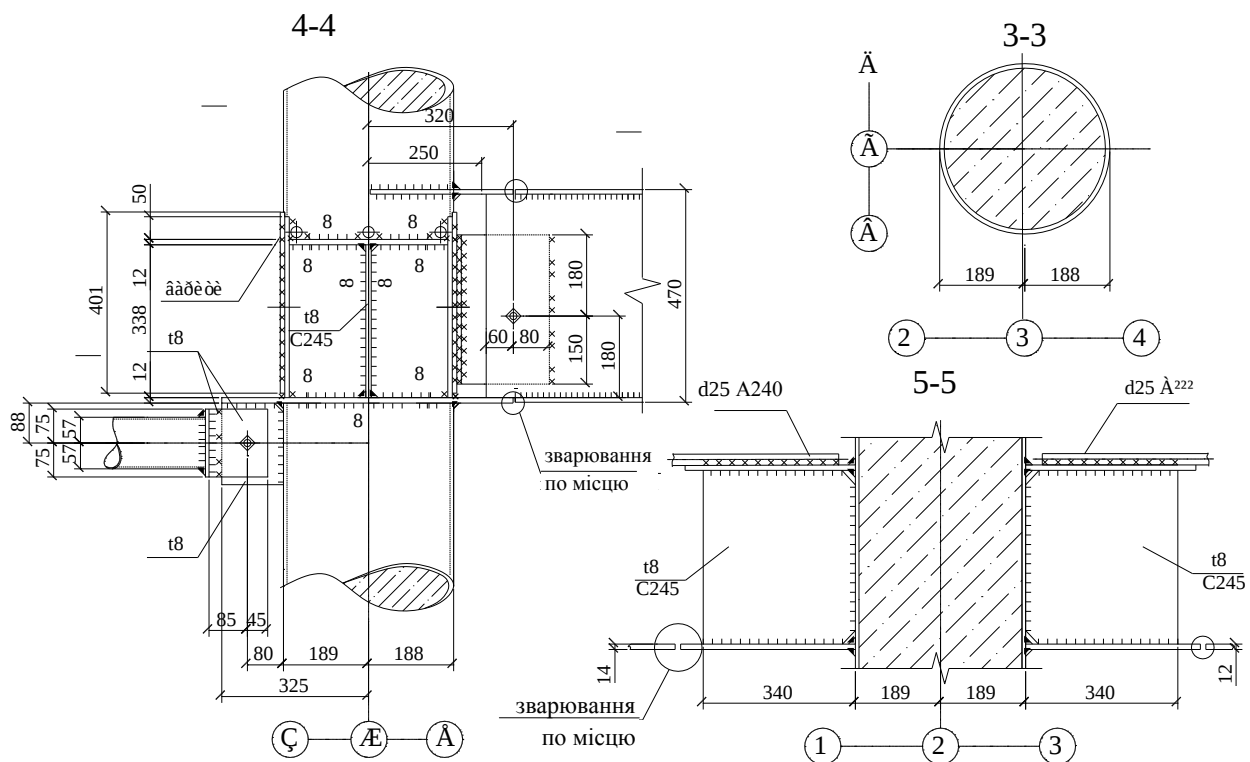


Рис. 4.1.5 – Вузол рамної конструкції



Детально розглянувши схему рами та конкретно геометрію розрахункового вузла переходимо до його моделювання [40]. Моделювання в ПК NASTRAN починається з моделювання самої геометрії вузла. Побудуємо геометричну модель тіла, яку будемо розраховувати.

Оскільки програмний комплекс NASTRAN має потужний імпорт то об'ємну модель вузла виконану в AutoCAD використаємо як геометричну модель в програмі NASTRAN.

Геометрична модель служить лише каркасом для зручності створення кінцево-елементної сітки. Після побудови кінцево-елементної моделі, вихідна геометрія може бути видалена. В NASTRAN є свій власний графічний редактор можливості якого навіть у чомусь потужніше AutoCAD, однак, дуже незручний і непродуктивний.

Моделювання вузла в AutoCAD виконуємо з деякими умовами, а саме:

- 1) сталеві та бетонні елементи креслимо окремо для того щоб в ПК NASTRAN було легше виділити ці елементи для завдання їм властивостей;
- 2) елементи з поперечним перерізом круглої форми замінюємо рівними по площі поперечного перерізу квадратними або многогранними елементами для кращого з'єднання;
- 3) оскільки в AutoCAD тіло вузла креслиться в мм, то після створення геометричної моделі потрібно змаштабувати її так, щоб вихідні розміри були в метрах;
- 4) створену модель необхідно перемістити так, щоб вона не мала точок з від'ємними координатами, оскільки файли типу STL працюють лише з додатними координатами.

На рис. 4.1.7. бачимо об'ємну модель вузла із сталевих елементів та окремі бетонні елементи, які потім приєднаємо до сталевих та вже в ПК NASTRAN отримаємо повну геометричну модель вузла.

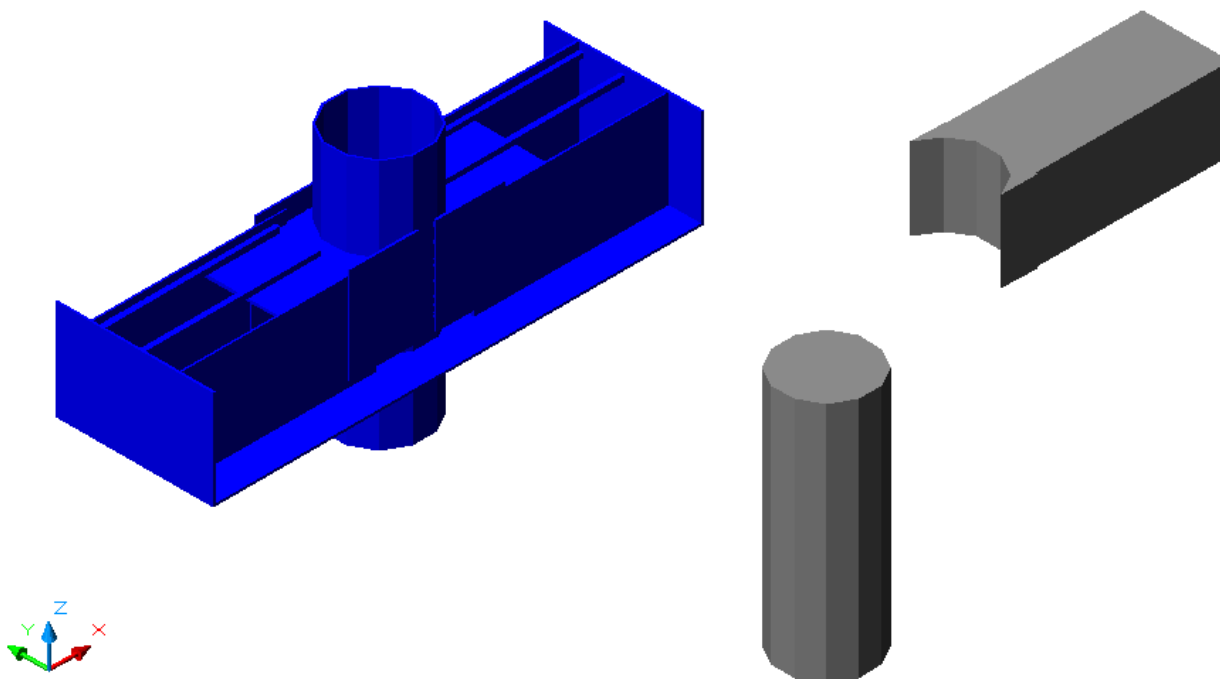


Рис. 4.1.7 – Об’ємна модель вузла та його елементи зі сталі та бетону

Далі треба експортувати модель, тобто зберегти модель у форматі *.stl, тому що в подальшій роботі в ПК NASTRAN файли даного типу легко редагуються: **Файл => Експорт... => Літографія (*. stl).**

Оскільки файли STL можуть мати лише одне тіло і те повинне лежати в додатній площині, то сталеву модель вузла і окремі дві бетонні частини цього вузла експортуємо в три окремі файли.

У файлах STL використовується подання поверхонь за допомогою трикутників, результатом імпорту геометрії буде кінцево-елементна модель, що складається з елементів **Plot Planar**. Ці елементи подрібнюються за допомогою команди **Mesh => Remesh**, і для них може бути призначена яка-небудь підходяща властивість (**Property**). Сітка об’ємних кінцевих елементів створюється шляхом виконання команди **Mesh => Geometry => Solid from Element**.

Далі імпортуємо отриманий файл в ПК NASTRAN: **File => Import => Geometri...** . Оскільки маємо три файли формату *.stl то і процедуру повторюємо тричі. Діалогове вікно **Read Stereo Lithography** (читання літографічного файлу), у якому задаються опції обробки файлу STL, показане на рис. 4.1.8.

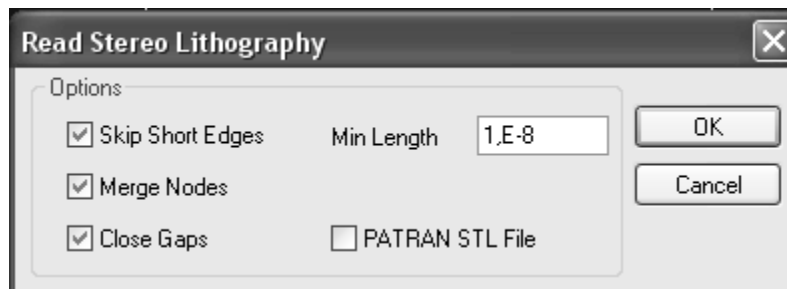


Рис. 4.1.8 – Діалогове вікно задання опцій при імпорті геометрії в форматі STL

- **Skip Short Edges**- пропустити короткі крайки, довжина яких менше **Min Length**;
- **Merge Nodes** - об'єднати співпадаючі вузли;
- **Close Gap** - закрити зазори;
- **PATRAN STL File** - зчитування STL файлу PATRAN.

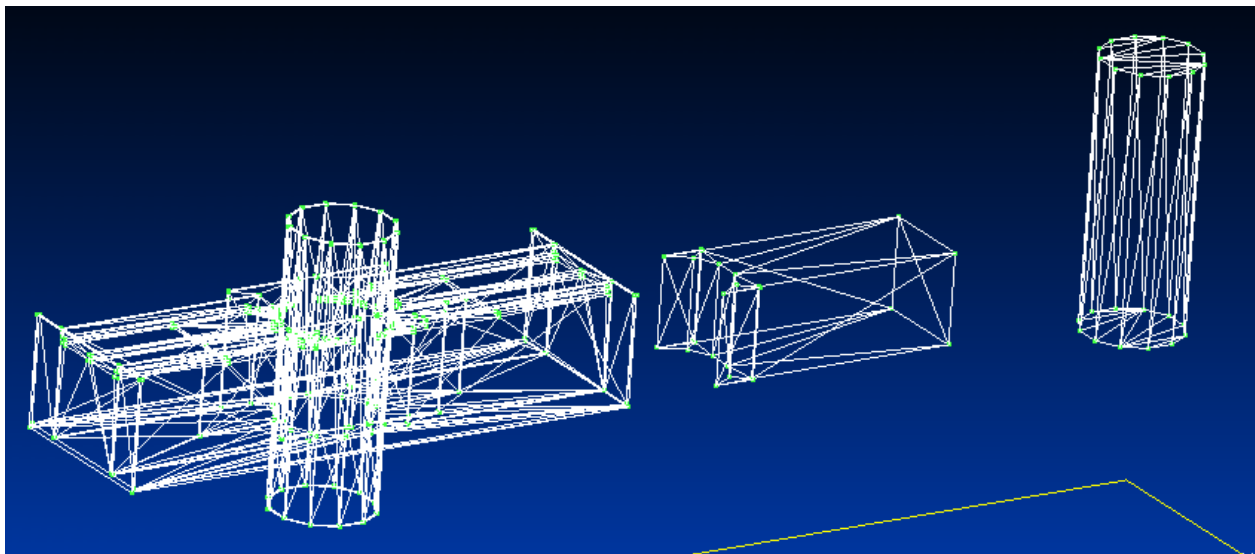


Рис. 4.1.9 – Вигляд геометричних частин вузла імпортованих із файлів STL

Наступним кроком моделювання є створення якісної сітки. При розрахунку з врахуванням пластичних деформацій дуже велике значення має симетрична сітка так як в іншому випадку розподіл напружень так і пластичні деформації матимуть несиметричний вигляд. Для побудови сітки виконуємо наступні дії: **Mesh => Remesh => Build Remeshing Regions, Select All, OK.** (рис. 4.1.10).

Build Remeshing Regions - команда групування граней елементів наявної кінцево-елементної сітки з метою побудови областей (виділяються різними кольорами) для їхнього наступного редагування й повторної розбивки на кінцеві елементи.

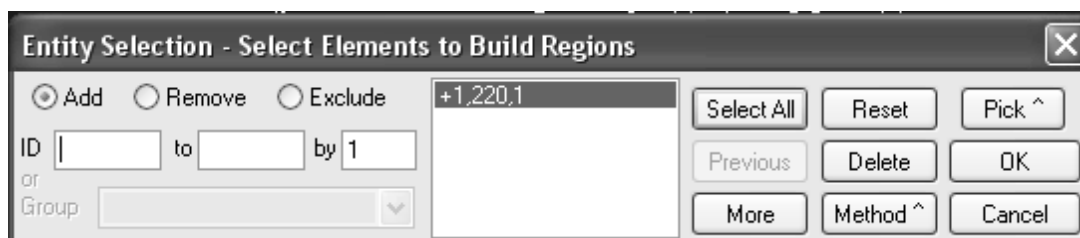


Рис. 4.1.10 – Вікно вибору та налаштування сітки перерахунку

Після цього з'явиться діалогове вікно (рис. 4.1.11) у якому погоджуємося зі встановленими опціями, **OK**.

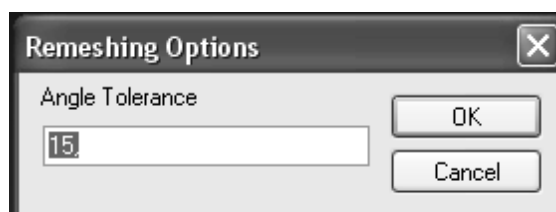


Рис. 4.1.11 – Встановлення допуску кута

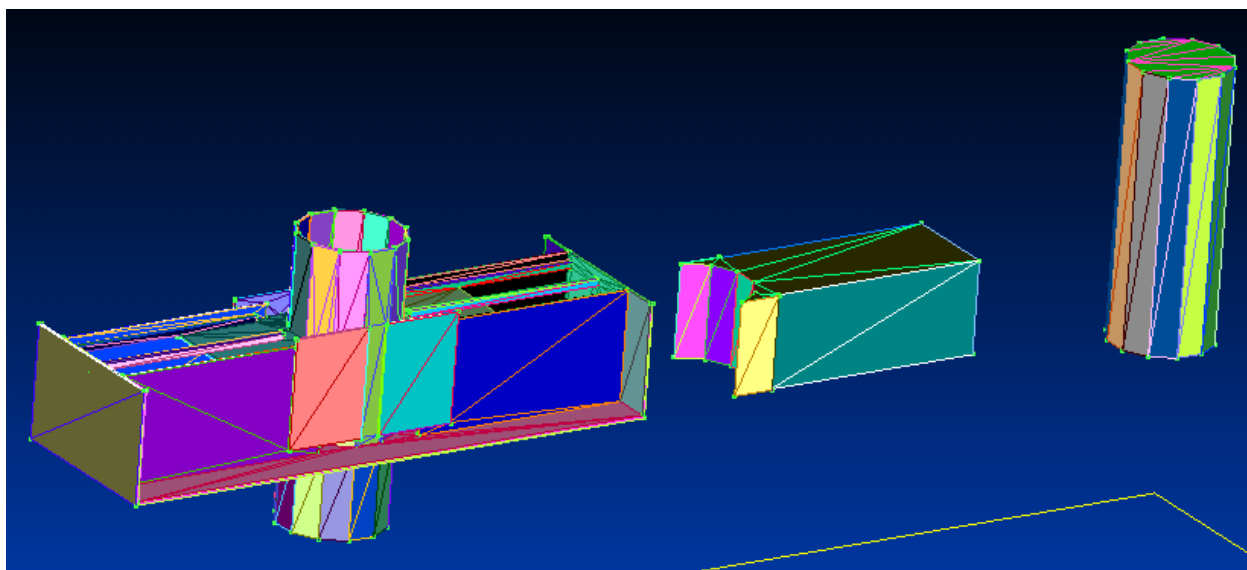


Рис. 4.1.12 – Згруповані поверхні частин вузла

Далі створюємо кінцево-елементну сітку на поверхнях раніше створених «кольорових» областей. Для цього виконуємо: **Mesh => Remesh => Mesh Remeshing Regions**. У діалоговому вікні, що з'явилося, встановлюємо максимальний розмір як показано на рис. 4.1.13, тобто 50мм.

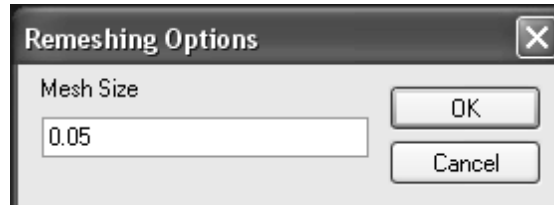


Рис. 4.1.13 – Задавання розмірів елементів сітки

Після цього з'явиться діалогове віконце **Generate Boundary Mesh** (рис. 4.1.14) у якому погоджуємося зі встановленими опціями, **OK**.

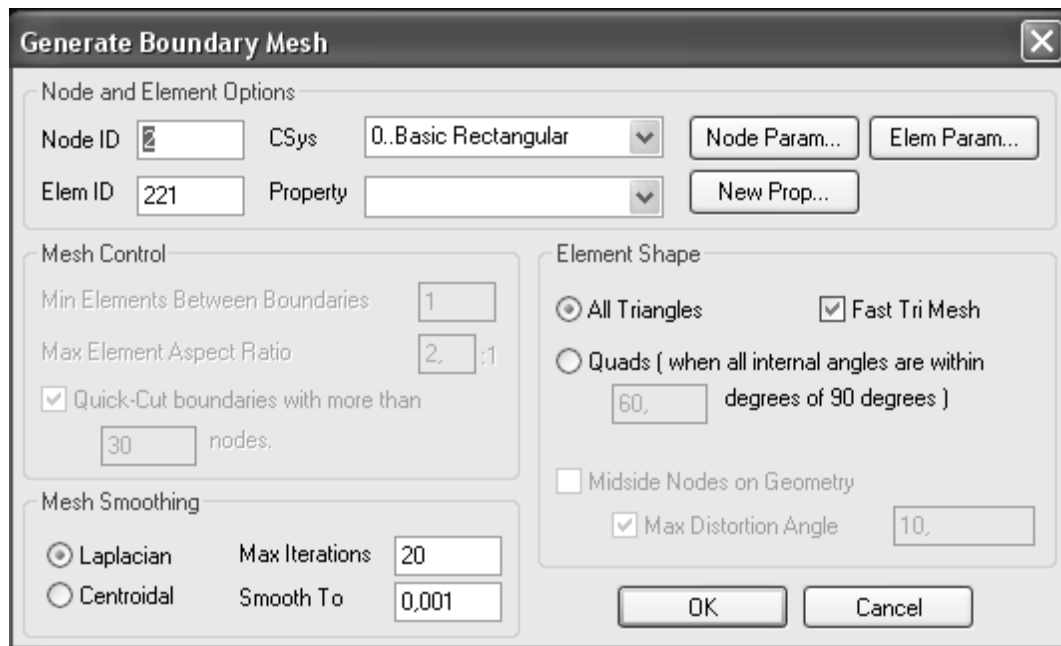


Рис. 4.1.14 – Параметри задання елементів граничної сітки

Наступним етапом моделювання є задання матеріалів. Для цього виконаємо такі дії: **Model => Material**. У віконці, що з'явилося (рис. 4.1.15), задаємо наступні параметри матеріалу, а саме сталі: у полі **Young Modulus, E** - модуль пружності $E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ Н/м}^2$ для сталі Ст3, коефіцієнт Пуассона для сталей приймається 0,3 – **Poisson's Ratio, nu**, та питому вагу – **Mass Density**, яка рівна 7850 кг/м^3 .

Define Isotropic Material

ID: 1 Title: steel Color: 55 Palette... Layer: 1 Type...

Stiffness

Young's Modulus, E: 2.1E+11

Shear Modulus, G: 0,

Poisson's Ratio, nu: 0.3

Limit Stress

Tension: 0,

Compression: 0,

Shear: 0,

Mass Density: 7850

Damping, 2C/Co: 0,

Reference Temp: 0,

Thermal

Expansion Coeff, a: 0,

Conductivity, k: 0,

Specific Heat, Cp: 0,

Heat Generation Factor: 0,

Functions >>

Nonlinear >>

Phase Change >>

ThermoOptical >>

Load... Save...

Copy...

OK Cancel

Рис. 4.1.15 – Характеристики сталі, що прийняті для розрахунку

Натиснемо закладку **Nonlinear**, з'явиться вікно **Define Nonlinear Material** (рис. 4.1.16), в якому виберемо у полі **Nonlinearity Type** тип матеріалу **Elasto-Plastic (Bi-Linear)**.

Define Nonlinear Material

Nonlinearity Type

☐ None ☐ Nonlinear Elastic ☒ Elasto-Plastic (Bi-Linear) ☐ Plastic

Nonlinear Properties

Plasticity Modulus, H: 2.3333E+10

Compute From Tangent Modulus, Et...

Hardening Rule: 0..Isotropic

Function Dependence: 0..None - Ignore

Yield Function

Yield Criterion: 0..von Mises

Initial Yield Stress: 300000000

Friction Angle: 0,

Extended Material Model...

Creep >> OK Cancel

Рис. 4.1.16 – Вибір типу матеріалу у вікні «Define Nonlinear Material»

Задамо дотичний модуль – натиснемо по **Compute From Tangent Modulus, Et**. У діалоговому віконці **Tangential Modulus** напишемо залежність, як показано на рис. 4.1.17.

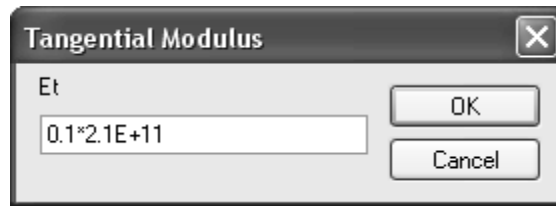


Рис. 4.1.17 – Задання значень дотичного модуля

Прийнемо ізотропний закон зміцнення по Мізесу – **Yield Criterion: von Mises** та вкажемо межу текучості **Initial Yield Stress: 300000000 Н/м²**, натиснемо **OK**.

Після виконаних операцій даємо назву матеріалу та зберігаємо створений матеріал натиснувши кнопку **Save** у діалоговому вікні, яке показано на рис. 4.1.15. Зберігання матеріалу виконується оскільки його використання знадобиться дещо пізніше при розбиванні тіл на об’ємні кінцеві елементи.

Задаємо наступний матеріал, тобто бетон. Оскільки бетон нелінійно-пружний матеріал то він буде характеризуватися за допомогою опції **Nonlinear Elastic**. Нелінійний пружний матеріал визначається по кривій напруження-деформація, що задається в моделі за допомогою функціональної залежності **Function** або деформацій від напруження (тип залежності **vs. Stress**), або напруження від деформацій (тип залежності **Stress vs. Strain**). Навантаження й розвантаження матеріалу відбуваються уздовж однієї й тієї ж кривої без залишкових деформацій.

Нелінійні пружні властивості можуть бути задані тільки для ізотропних матеріалів. Застосовність матеріалів даної моделі обмежена малими деформаціями.

Отже, створюємо функціональну залежність для бетону: **Model => Function**. Щоб створити цю залежність необхідно виконати деякі розрахунки. Для бетонування ригелів і колони використовувався бетон марки B25 з такими характеристиками: розрахунковий опір бетону на стиск **R_b=14,5МПа**, на розтяг

$R_{bt}=1,05$ МПа та початковий модуль пружності бетону $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ МПа.

Знайдемо відношення між R_b та R_{bt} :

$$\frac{R_b}{R_{dt}} = \frac{14.5}{1.05} = 13.81.$$

При створенні функціональної залежності деформацій від напруження будемо використовувати початковий модуль пружності бетону оскільки при створенні матеріалу використовується саме ця характеристика. Нехай при стискаючому навантаженні, яке дорівнює E_b , бетон деформується на деяку відносну 1 (одиницю). Знайдемо розтягуюче навантаження при якому бетон zdeформується на таку ж відносну одиницю. Для цього використаємо таку залежність:

$$\frac{R_b}{R_{bt}} = \frac{E_b}{x}, \text{ тобто } x = \frac{E_b}{13.81} = 2172 \text{ МПа.}$$

Після виконаних розрахунків маємо залежність яку показано на рис. 4.1.18. Залежність була створена за допомогою кнопки **More**. Також у полі **Type** необхідно вибрати вказану на рисунку залежність. Далі зберігаємо створену функціональну залежність для подальшого використання при заданні властивостей матеріалу.

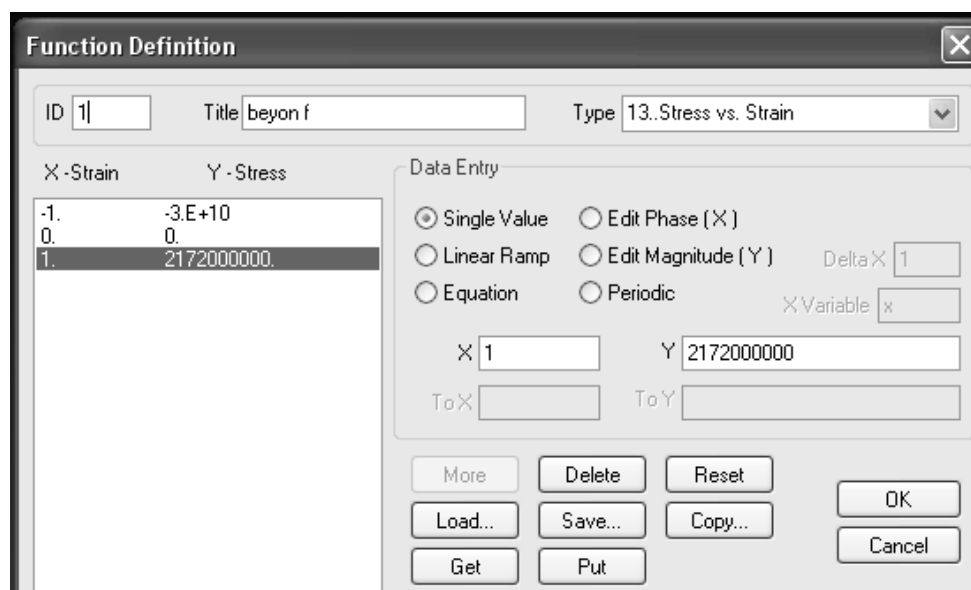


Рис. 4.1.18 – Створення функціональної залежності

На рис. 4.1.19 бачимо створену нами функцію. Відображення функції проводилося за допомогою команд: **View => Select**. Натиснувши закладку **Model Data** вибираємо створену функцію, натиснемо **OK, OK**.

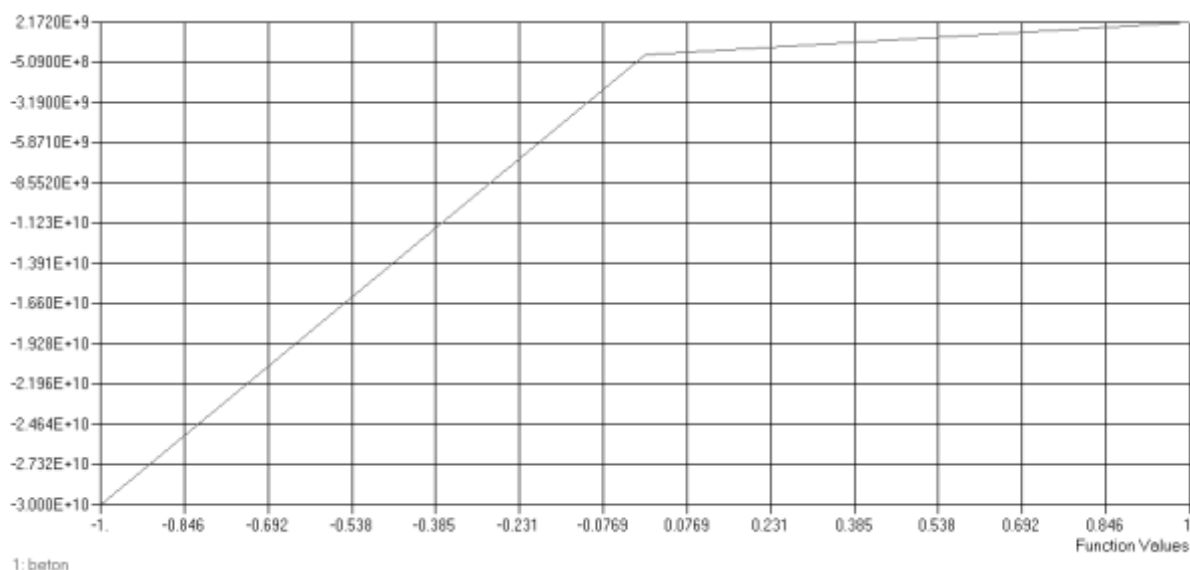


Рис. 4.1.19 – Функціональна залежність деформацій від напруження бетону

Тепер за аналогічним принципом, але зі своїми властивостями задаємо другий матеріал, тобто бетон (рис. 4.1.20, 4.1.21, 4.1.22). Задаємо наступні параметри матеріалу, а саме: у полі **Young Modulus, E** – модуль пружності $E=3,0 \cdot 10^{10} \text{ H/m}^2$ для бетону B25, коефіцієнт Пуассона для бетону приймається 0,2 – **Poisson's Ratio, nu** та питому вагу – **Mass Density**, яка рівна 2500 кг/м^3 .

Рис. 4.1.20 – Характеристики бетону, що прийняті для розрахунку

Натиснемо закладку **Nonlinear**, з'явиться віконце **Define Nonlinear Material** (рис. 4.1.21), в якому виберемо у полі **Nonlinearity Type** тип матеріалу **Nonlinear Elastic**, а в полі **Function Dependence** вказуємо створену раніше функціональну залежність – **beton f**.

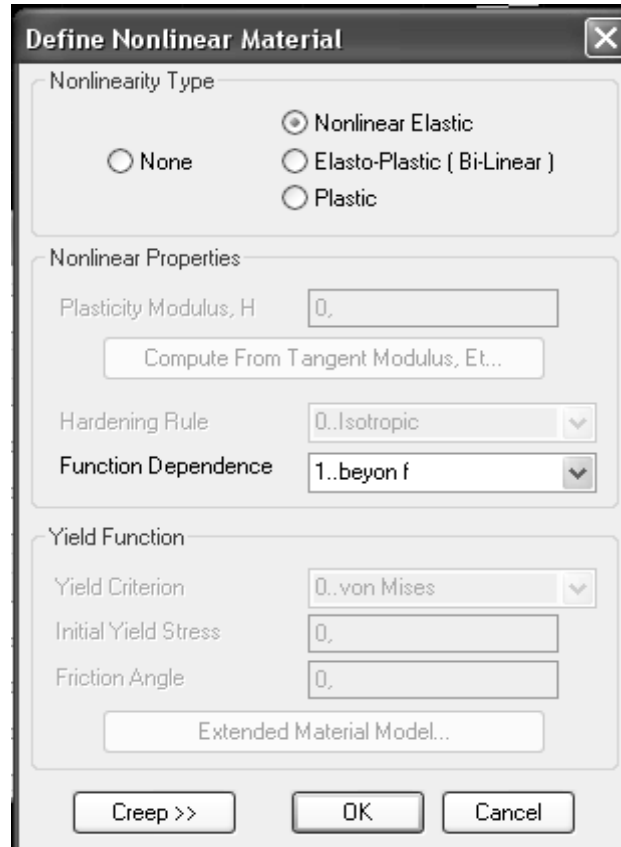


Рис. 4.1.21 – Задання типу нелінійних властивостей матеріалу

Після виконаних операцій даємо назву матеріалу та зберігаємо створений матеріал.

Наступним етапом моделювання є створення сітки об'ємних кінцевих елементів. Виконаємо наступні команди: **Mesh => Geometry => Solids from Eleents**. У діалоговому вікні, що з'явилося (рис. 4.1.22), за допомогою закладки **Pick** і команди **Box** вибираємо тіло з майбутніх сталевих елементів, **OK**.



Рис. 4.1.22 – Вікно вибору елементів для створення сітки

У віконці **Define Isotropic Material** за допомогою закладки **Load** завантажуюмо раніше створений матеріал, тобто сталь, тиснемо **OK**. У діалоговому вікні, що з'явилося (рис. 4.1.23) погоджуємо зі встановленими опціями.



Рис. 4.1.23 – Вікно налаштування параметрів вузлів та елементів сітки

Таку ж процедуру виконуємо ще раз і задаємо наступний раніше створений матеріал, тобто бетон.

На рис. 4.1.24 бачимо моделі кінцево-елементних сіток частин вузла, які отримали після вище наведених дій.

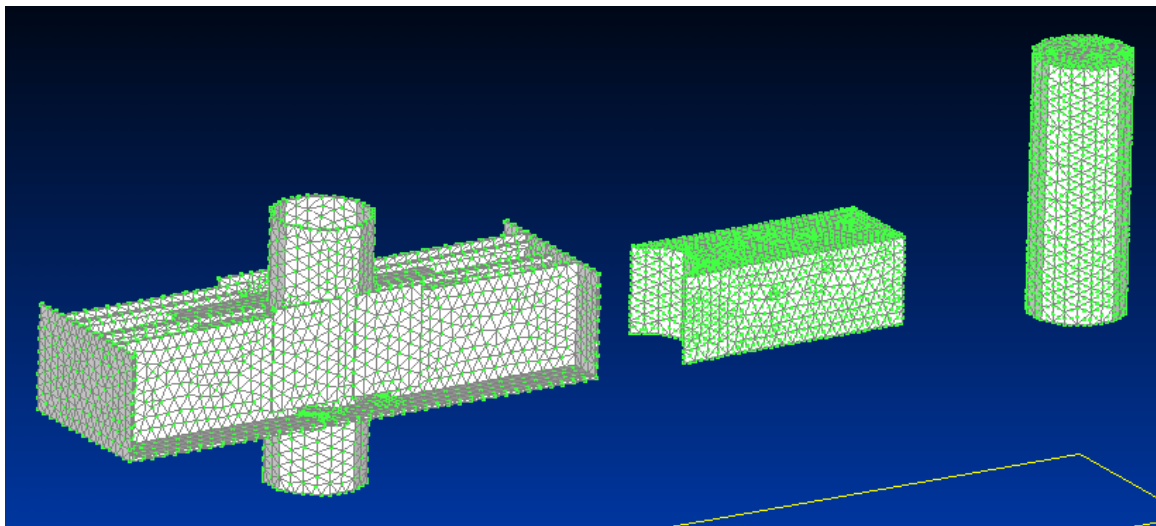


Рис. 4.1.24 – Моделі кінцево-елементних сіток частин вузла

В результаті було проведено розбивання тіла на кінцеві елементи, після чого необхідно обов'язково об'єднати співпадаючі точки, які утворилися в результаті розрізання тіла: **Tools** → **Check** → **Coincident Nodes, Select All, OK** (рис. 4.1.25).

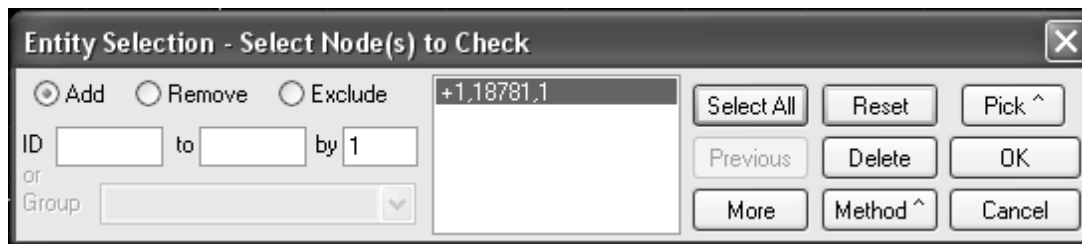


Рис. 4.1.25 – Вікно вибору вузлів для перевірки

Відмітимо у полі **Merge Coincident Entities**, що хочемо об'єднати співпадаючі точки (рис. 4.1.26), **ОК**.

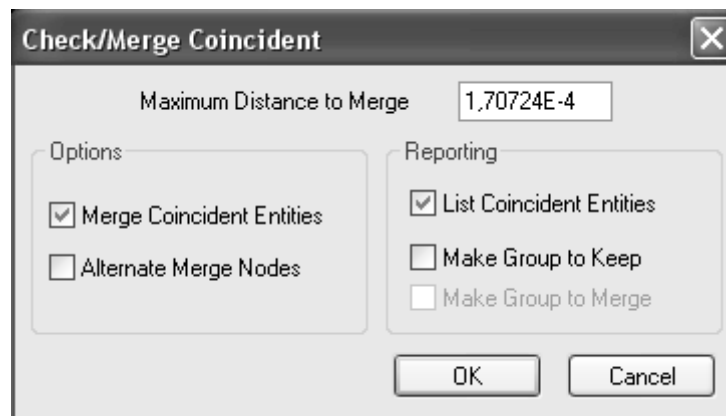


Рис. 4.1.26 – Опції об'єднання співпадаючих точок

Наступним етапом моделювання є сполучення отриманих елементів вузла. Для цього спочатку виконаємо команду дзеркального відображення для бетонного елемента ригеля: **Mesh => Reflect => Element**. У діалоговому вікні, що з'явилося, за допомогою закладки **Pick** і команди **Box** вибираємо необхідний елемент, тиснемо **ОК**. У вікні, що з'явилося (рис. 4.1.27), погоджуємо зі встановленими опціями.

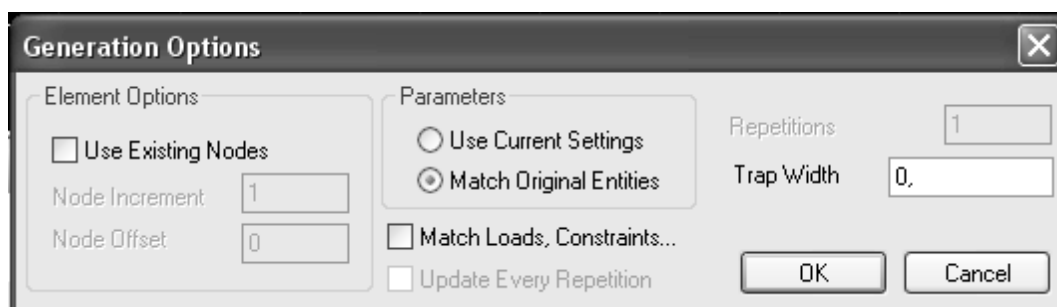


Рис. 4.1.27. – Вікно налаштування варіантів генерації сітки

За допомогою наступного діалогового вікна (рис. 4.1.28) вибираємо базову точку та площину відносно якої буде проводитись відображення, тиснемо **OK**. Відображення проводилось за допомогою закладки **Methods=> Global Plane**.

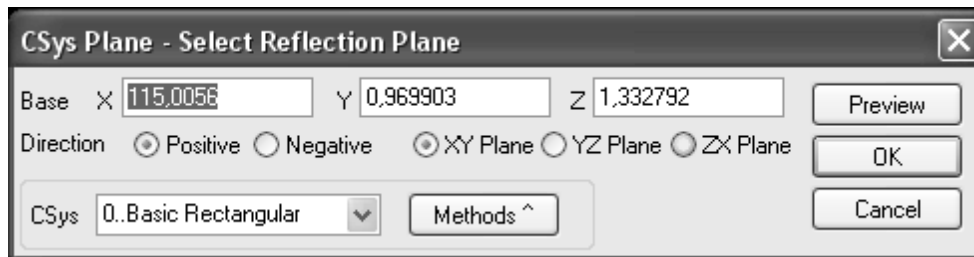


Рис. 4.1.28 – Вибір базової точки для копіювання

Тепер виконуємо перенесення бетонних елементів до сталевій частини вузла: **Mesh=>Copy=>Element**. У діалоговому вікні, що з'явилося, за допомогою закладки **Pick** і команди **Box** вибираємо необхідний елемент, тиснемо **OK** та погоджуємося зі встановленими опціями у вікні, що з'явилося. За допомогою наступного діалогового вікна (рис. 4.1.29) вибираємо базову точку та точку до якої буде проводитися копіювання, тиснемо **OK**. Копіювання проводилося за допомогою закладки **Methods => Nodes**.

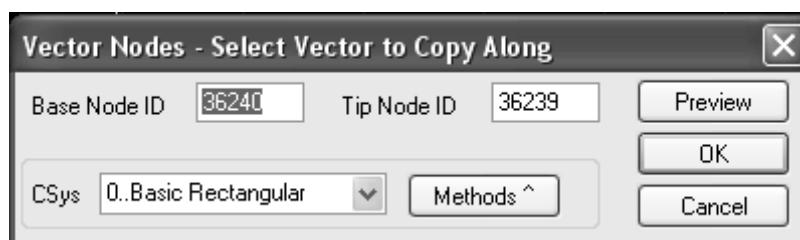


Рис. 4.1.29 – Вибір вектора для копіювання

Аналогічні операції виконуємо для інших бетонних елементів. Після наведених операцій створюємо зв'язки між бетонними та сталевими елементами вузла для того щоб обидва матеріали працювали сумісно. Для цього створимо зв'язок по співпадаючим точкам: **Mesh => Connection => Coincident Link**. Для простоти вибору точок у діалоговому вікні, що з'явилося (рис. 4.1.30), скористаємося закладкою **Select All, OK**. У наступному вікні (рис. 4.1.31) де

встановлюється максимальна відстань між співпадаючими точками погоджуємося зі встановленими опціями оскільки теоретично ця відстань рівна нулю. У вікні (рис. 4.1.32) вибираємо елементи жорсткого зв'язку **Rigid Elements** без додаткових в'язей, оскільки елементи даного типу мають найпростіші зв'язки, тобто лише ті зв'язки які мали сполучувані елементи.

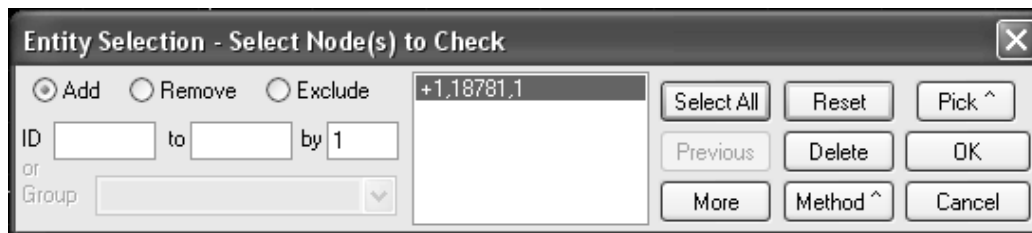


Рис. 4.1.30 – Вікно вибору точок (вузлів) для перевірки

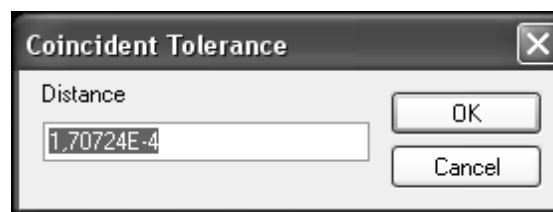


Рис. 4.1.31 – Вибір максимальної довжини між точками

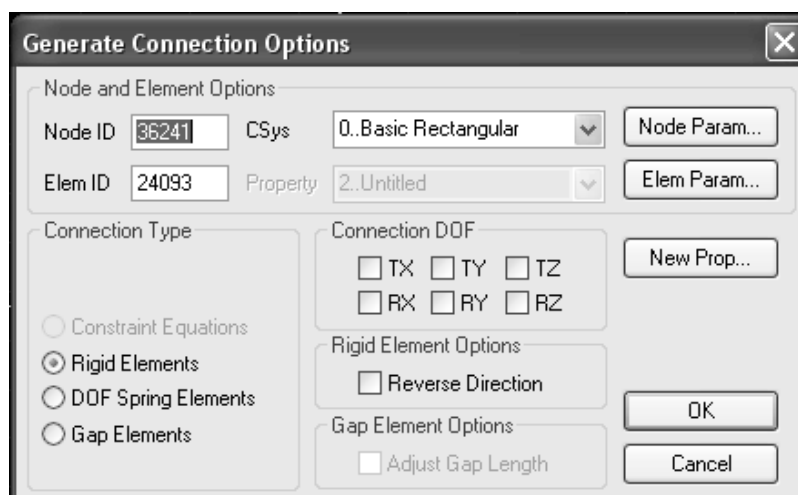


Рис. 4.1.32 – Вікно налаштування варіантів зв'язків між групами точок

Граничні умови задаємо згідно розрахункової схеми, де зазначено, що на нижньому кінці жорстке затиснення. Прикладаємо в'язі до нижнього кінця: **Model=> Constrain=> Nodal**. У полі **Title** напишемо назву закріплення (рис. 4.1.33), **OK**.

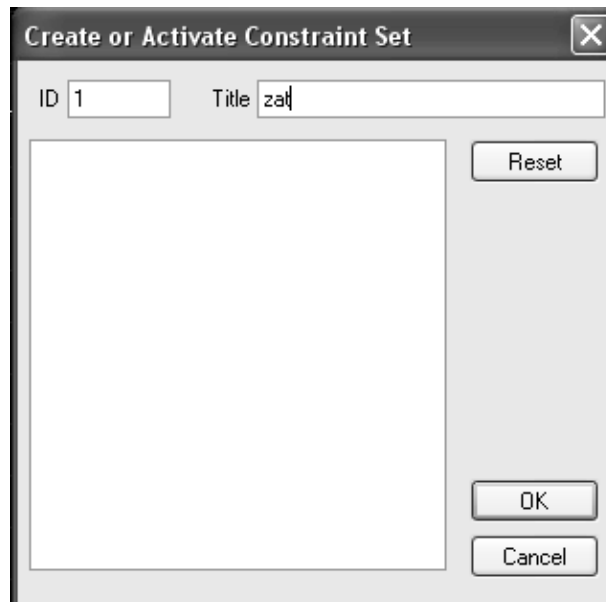


Рис. 4.1.33 – Вікно створення набору граничних умов

За допомогою закладки **Pick => Box** виберемо рамкою необхідні вузли, **OK** (рис. 4.1.34). У діалоговому вікні **Create Constraint on Geometri** (рис. 4.1.35), у полі **DOF**, вкажемо необхідний тип граничних умов -забороняємо переміщення у напрямку осей **X, Y, Z**, натиснемо **OK, Cancel**.

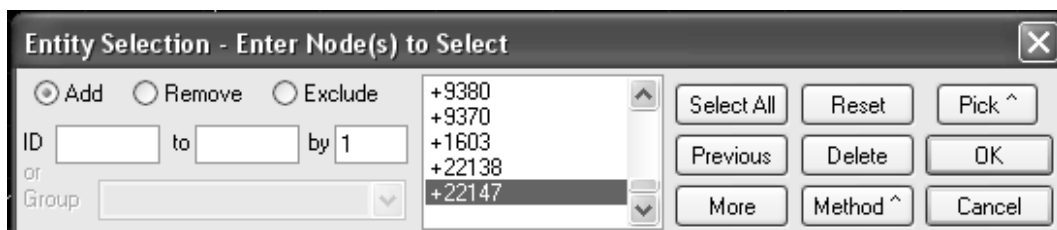


Рис. 4.1.34 – Вікно вибору вузлів, що будуть обмежуватись

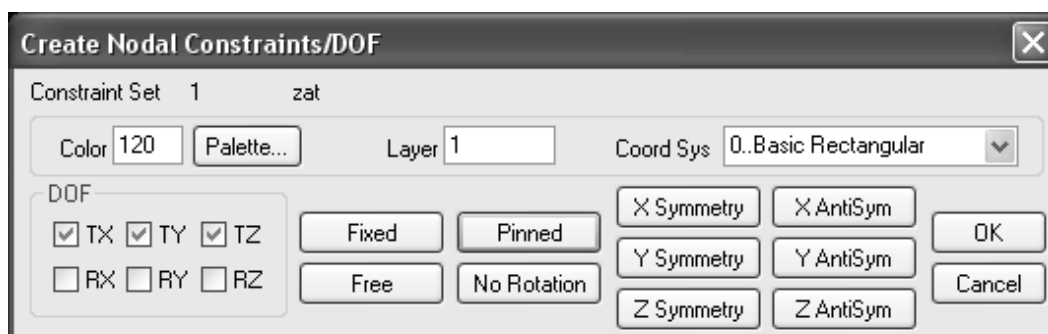


Рис. 4.1.35 – Створення закріплення у вузлі

Наступним етапом моделювання є прикладання на вузол навантаження. Згідно розрахункової схеми це рівномірно-розподілене по довжині ригеля навантаження, яке складає $q=100$ кН/м. Після визначення зусиль у вузлі за допомогою програми «Поліус» отримуємо: момент зліва – 135 кНм, момент справа – 90 кНм, поздовжня сила що діє на колону – 370 кН. Такі навантаження значно легше моделювати тому прикладеними зусиллями будуть два моменти та поздовжня сила.

Виконаємо такі команди: **Model => Load => Nodal**. У діалоговому вікні **Create or Activat Load Set** (рис. 4.1.36), у полі **Title**, зазначимо назву прикладених навантажень, **OK**.



Рис. 4.1.36 – Вікно створення набору навантажень

Спочатку змодельуємо момент на лівому краї вузла. Оскільки геометрія вузла побудована так, що довжина ригеля від середини вузла до його краю рівна їм, то щоб створити момент у середині вузла достатньо на край вузла прикласти силу рівну за величиною моменту.

У наступному діалоговому вікні за допомогою закладки **Pick => Box** виберемо рамкою необхідні вузли для завдання першого типу навантаження, **OK**. Це будуть крайні верхні точки. Неважко підрахувати що таких точок буде 29, оскільки розмір елементів рівний 5см при довжині пластини у 70см, а при

створенні об'ємних елементів на їх гранях створюється додаткова серединна точка. Тому навантаження необхідно розділити на 29 частин, тобто у кожній точці буде прикладена сила у 4,65 кН.

Після вибору точок у вікні **Create Loads on Nodes** вказуємо величину сили, а також її напрямок (рис. 4.1.37). Знак мінус вказує на від'ємний напрямок навантаження відносно координатної осі.

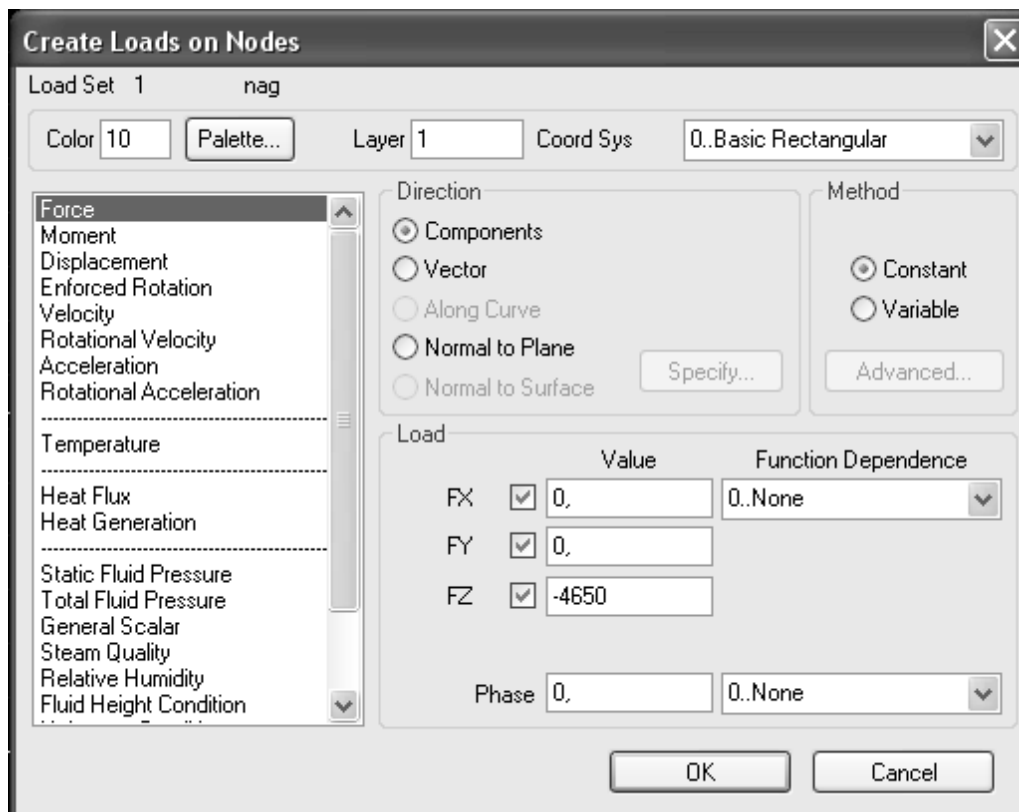


Рис. 4.1.37 – Створення навантаження, що прикладене від ригеля

Після моделювання параметрів першого навантаження аналогічно створюємо момент з правого боку, який у свою чергу дорівнює навантаженню 3,1кН в кожній точці. За таким же принципом прикладаємо стискаюче навантаження на колону. Після вибору точок їхню кількість можна побачити у вікні під назвою **Messages**, що знаходиться під основною робочою зоною. У нашому випадку кількість точок рівна 766, а отже навантаження в точці - 0,48кН (рис. 4.1.38).

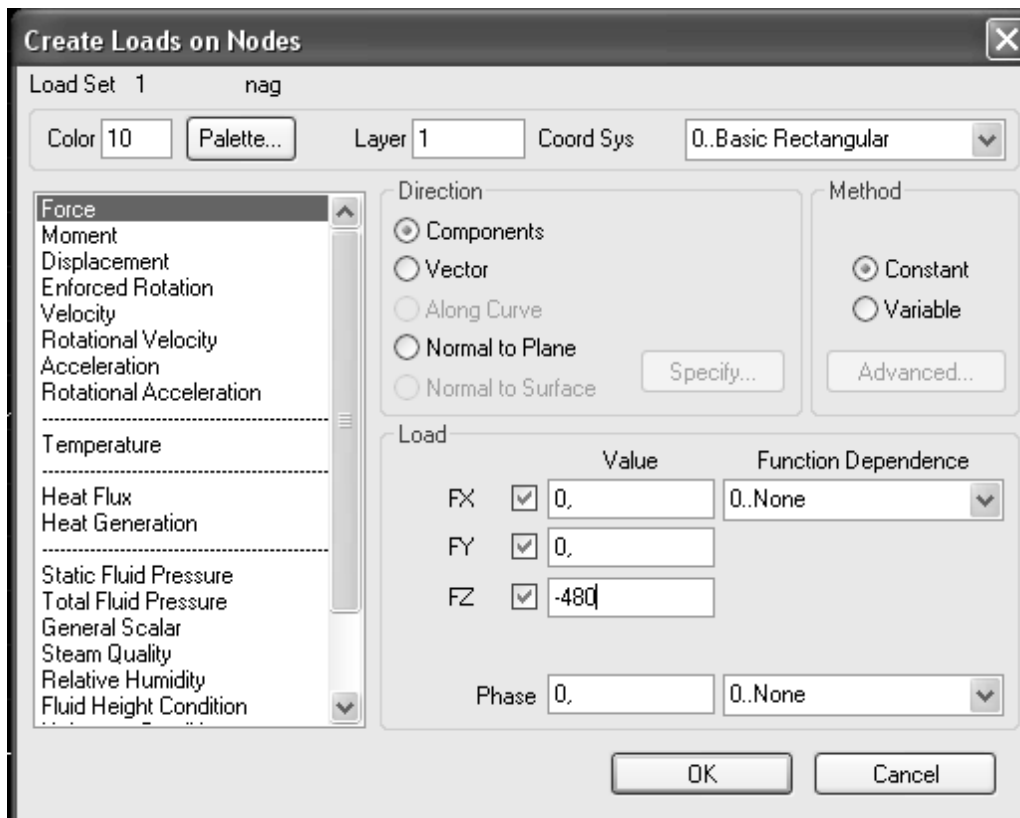


Рис. 4.1.38 – Створення стискаючого навантаження на колону

На рис. 4.1.39 бачимо повністю створену кінцево-елементну модель вузла готового аналізу.

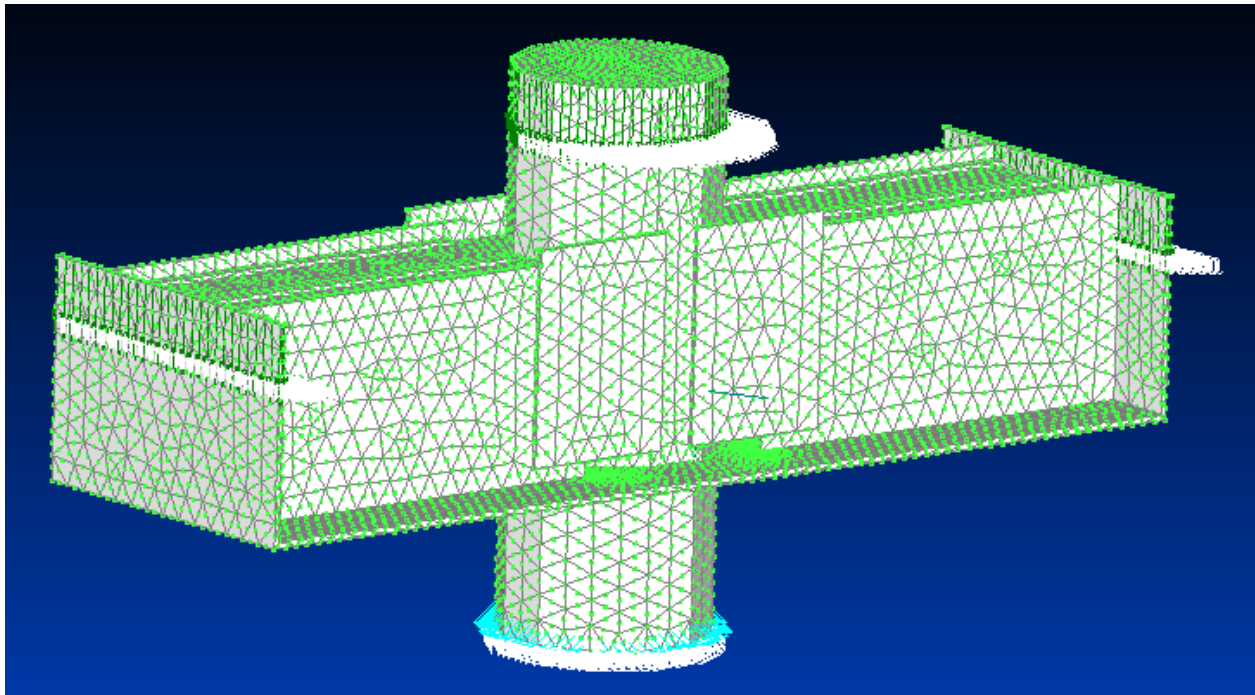


Рис. 4.1.39 – Повністю створена модель

При розрахунку в MSC.NASTRAN будемо використовувати модель єдиного тіла, так як при створенні моделі зі зварними швами необхідно буде зменшувати кінцево-елементну сітку, що призведе до суттєвого збільшення часу розрахунку.

Так як розрахунок нелінійний - нелінійні характеристики матеріалу, то необхідно задати параметри статичного нелінійного аналізу: **Model => Load => Nonlinear Analysis.**

Виберемо тип розрахунку **Solution Type:** Static, число ступеней навантаження від нуля до максимального значення **Number of Increment:** 20, тобто навантаження буде змінюватися з інтервалом що відповідає 1/20 частині від кожного окремого навантаження, максимальне число ітерацій на даній ступені навантаження **Max Iteration/Srep:** 25, оновлення матриці жорсткості залишимо по умовчуванню, число ітерацій, після якого буде проводитися оновлення матриці **Iteration Before Update:** 5 та поставимо опцію показу результатів на проміжних ступенях - **Intermediate:** All (рис. 4.1.40).

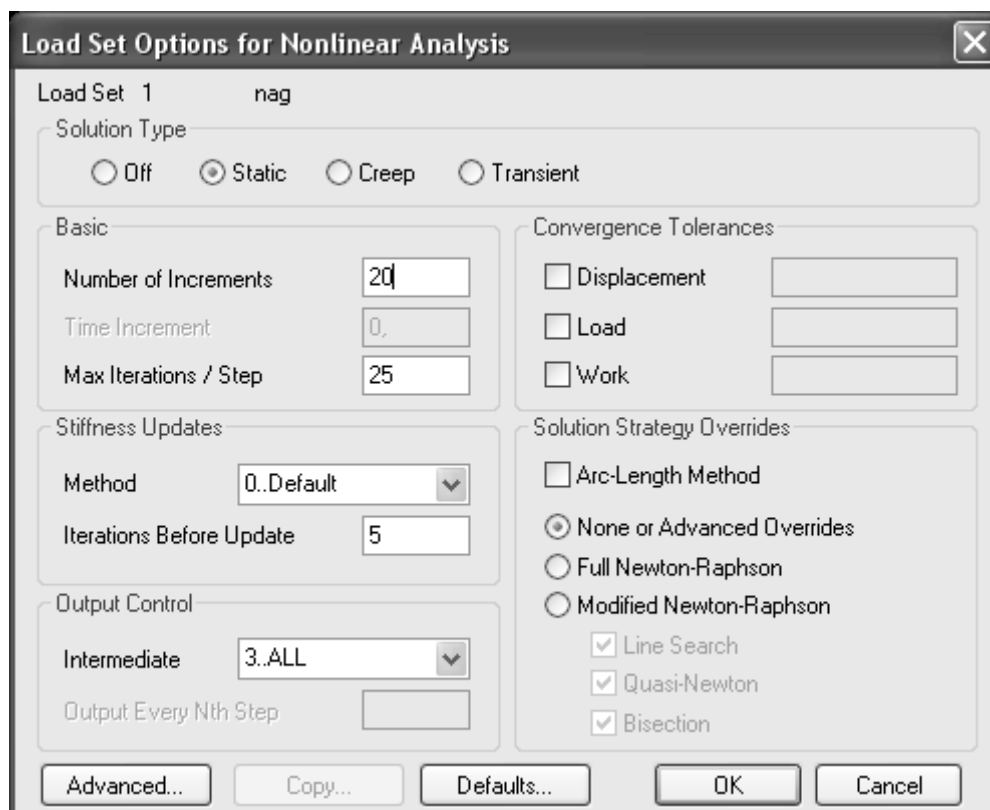


Рис. 4.1.40 – Вікно вибору типу та параметрів прикладеного навантаження

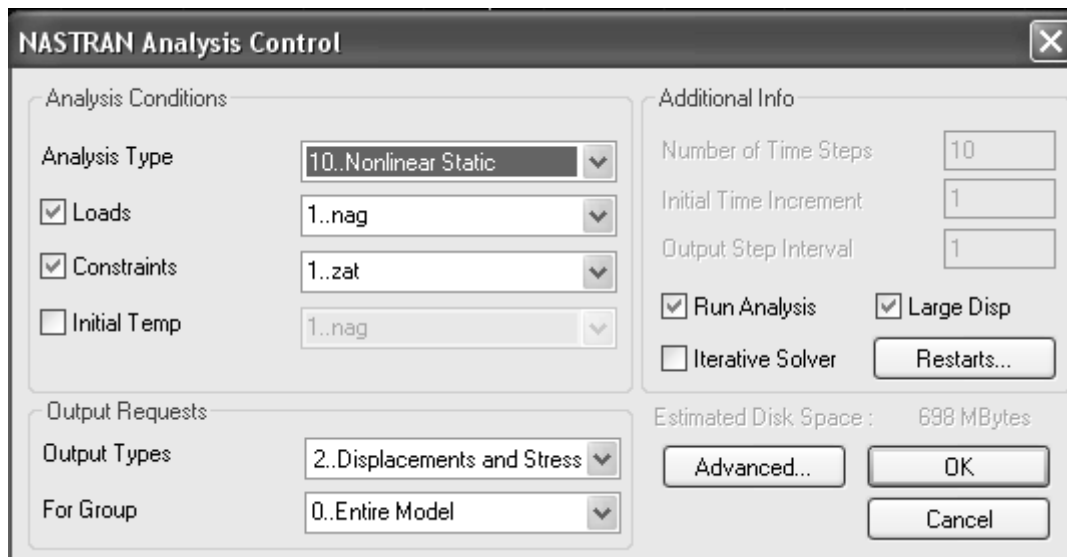


Рис. 4.1.41 – Параметри проведення розрахунку

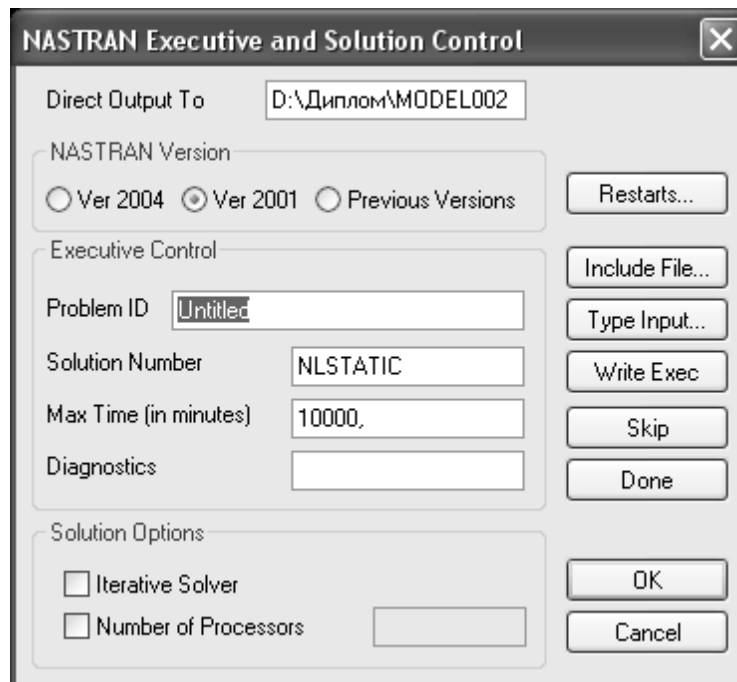


Рис. 4.1.42 – Додаткові параметри розрахунку

Виконаємо розрахунок: **File => Analyze** . У полі тип розрахунку (рис. 4.1.41) – нелінійний статичний: **Nonlinear Static**. Натиснемо кнопку **Advanced**. Всі значення залишимо по умовчужанню (рис. 4.1.42), **OK**.

У діалоговому вікні (рис. 4.1.43) **NASTRAN Case Control**, крім проставлених параметрів, необхідно відмітити опцію зчитування пластичних

деформацій - у полі **Element Stain** та вказати у полі **Output Requests** функцію **Print and PostProcess** - для виведення найбільш повних результатів, **OK**.

Рис. 4.1.43 – Опції розрахунку

На рис. 4.1.44 результати розрахунку вузла у вигляді деформованої схеми.

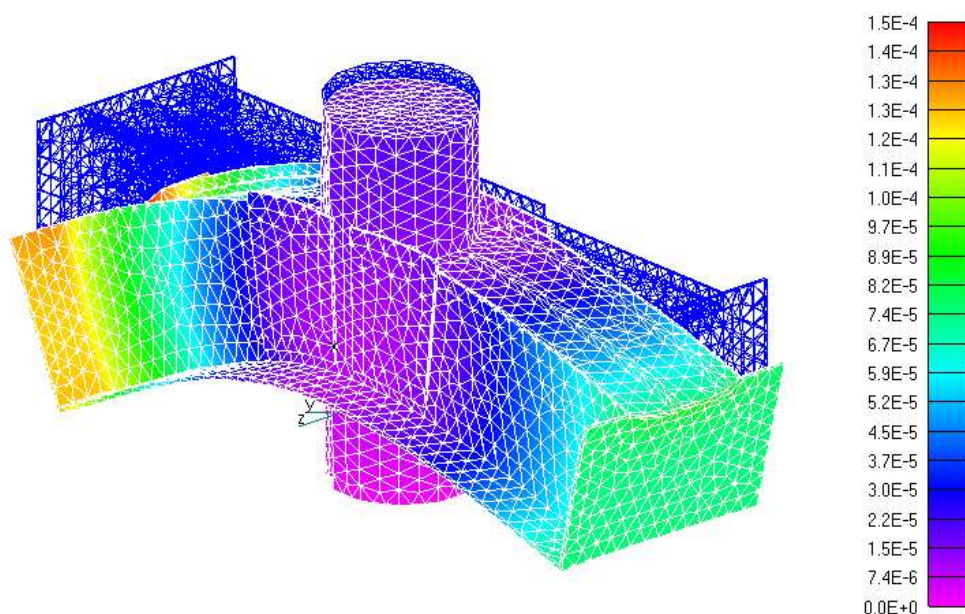


Рис. 4.1.44 – Схема деформування вузла

Розглянемо крайній вузол рами (рис. 4.1.45 - 4.1.48) при навантаженні $q=150$ кН/м. Моделювання цього вузла проводиться за повною аналогією з попереднім. Єдиною необхідністю є уточнення навантаження, як і в попередньому випадку. Враховуючи, що сітка кінцевих елементів створюється автоматично, можна сказати що кількість вузлів кінцево-елементної сітки на зрізі колони співпадатиме з попереднім розрахунком і складатиме 766 точок. Також співпадатиме кількість точок на краю вузла і становитиме 29 штук. Беручи до уваги ці особливості можемо відразу підрахувати величину сили в кожній точці в кожному із випадків. Момент на краю вузла – 115 кНм, стискаюча сила – 280 кН; відповідно величина вузлової сили на краю вузла -3,95 кН, стискаюча сила у вузлі на розрізі колони - 0,37 кН.

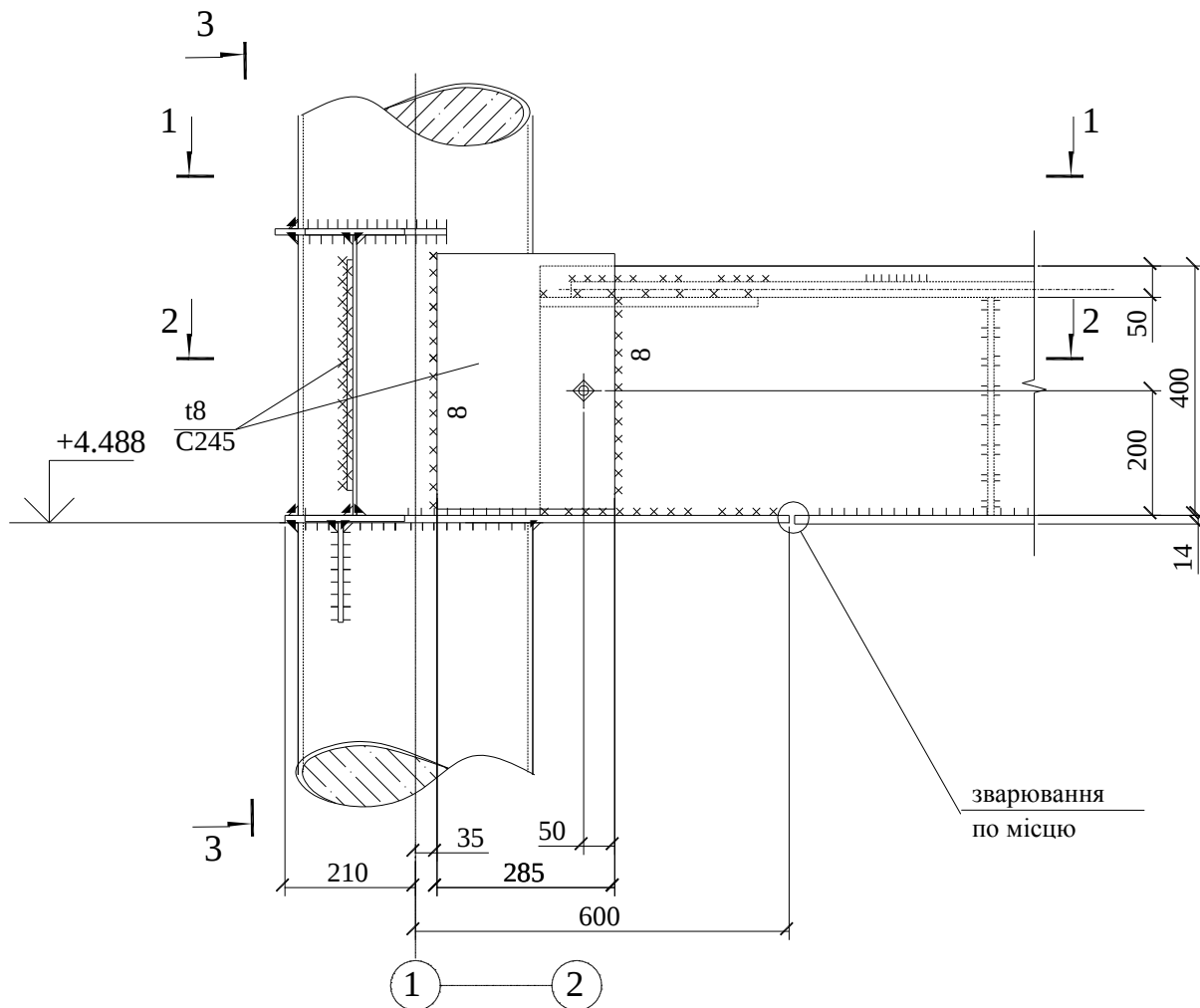


Рис. 4.1.45 – Вузол рамної конструкції

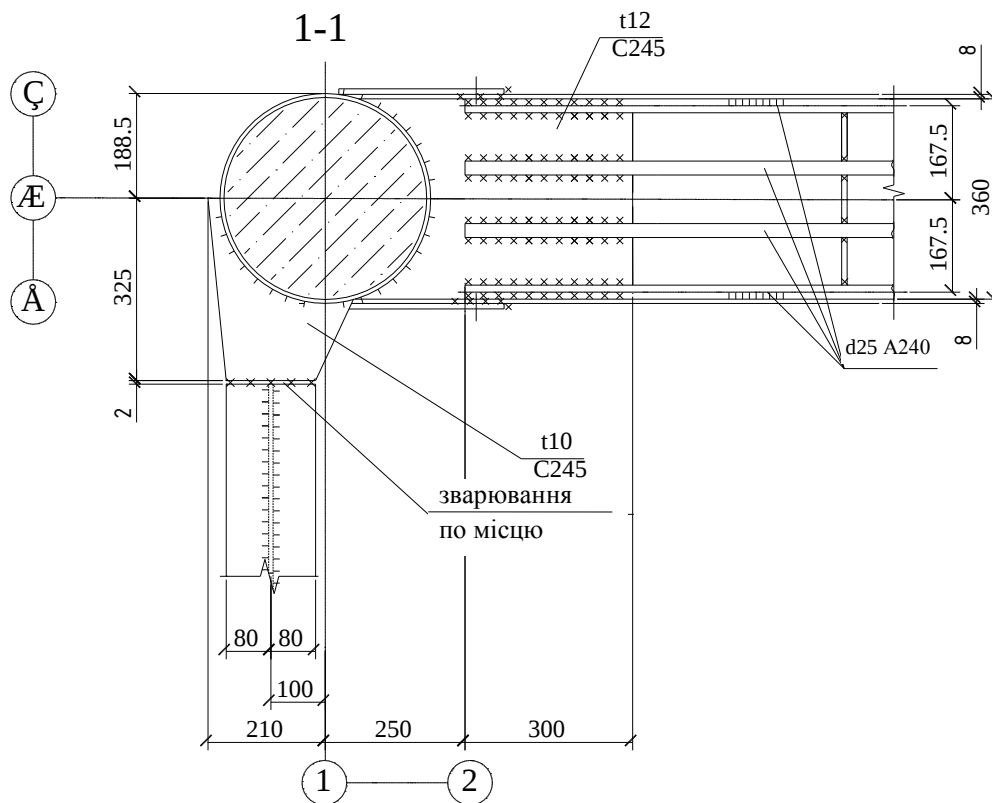


Рис. 4.1.46 – Розріз 1-1

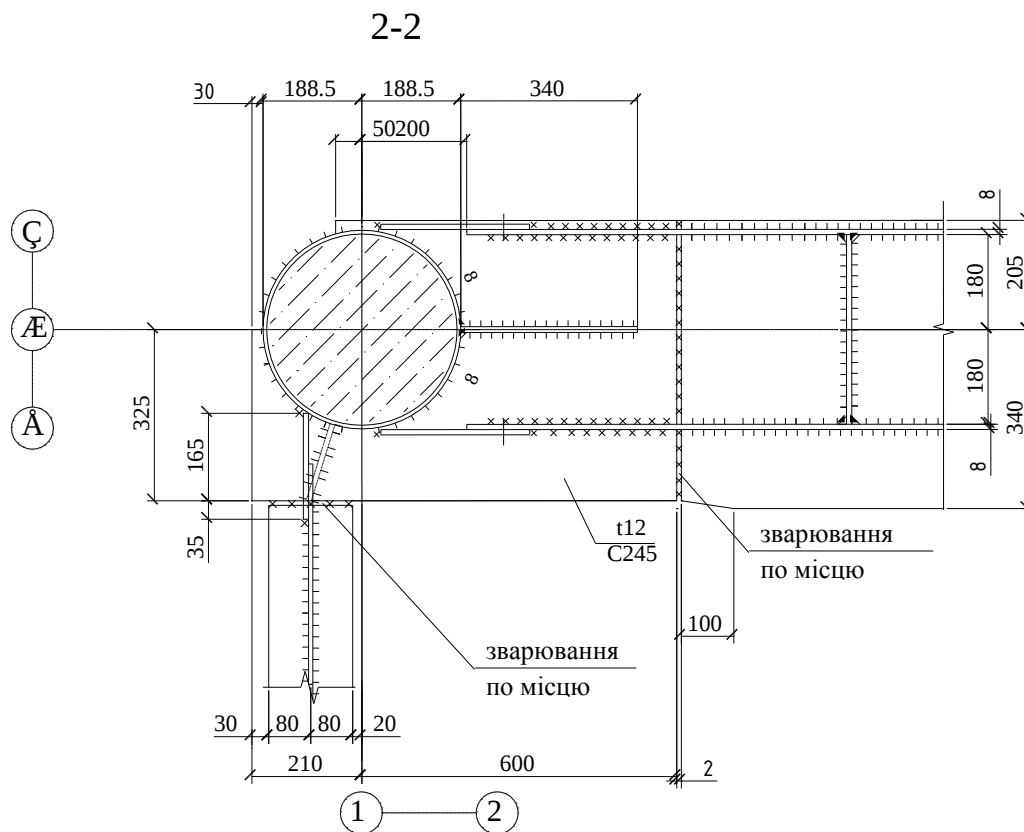


Рис. 4.1.47 – Розріз 2-2

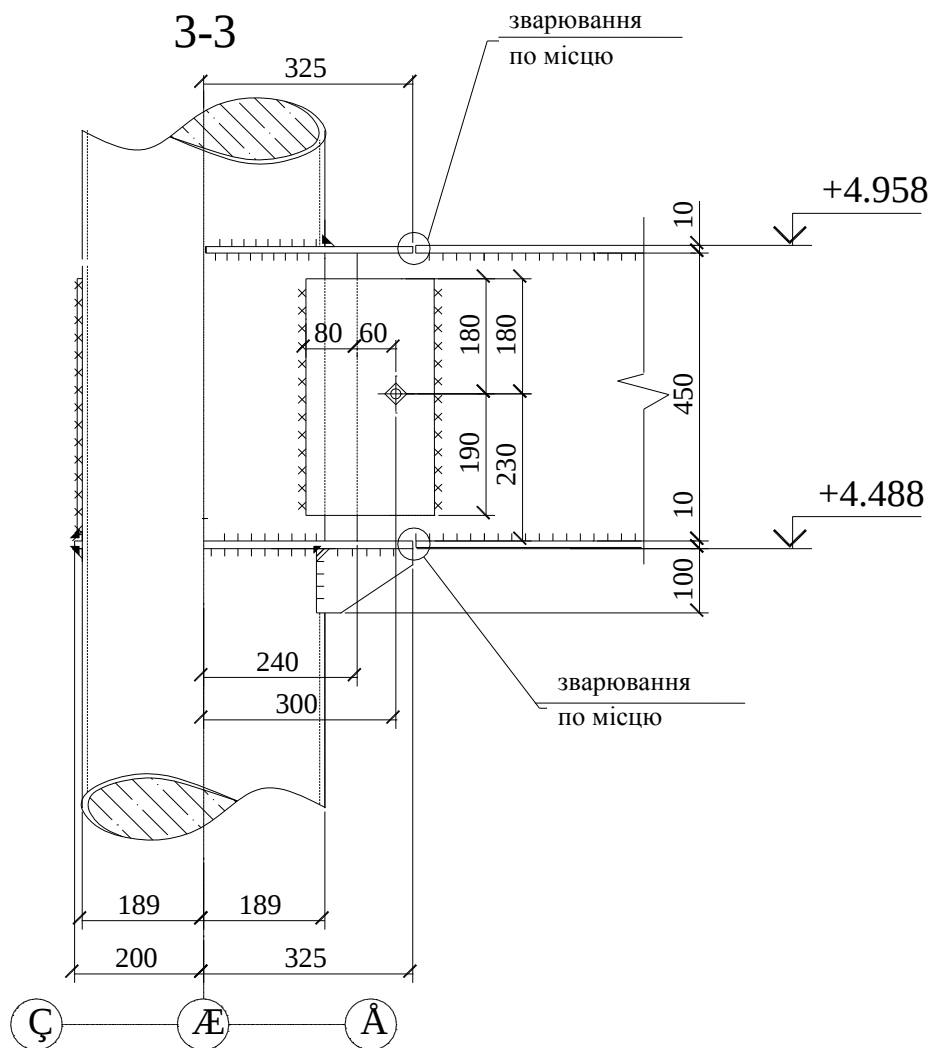


Рис. 4.1.48 – Розріз 3-3

Об'ємна модель крайнього вузла рами представлена із окремих сталевих та бетонних елементи представлена на рис. 4.1.49.

Після всіх операцій, виконаних за аналогією з проміжним вузлом рами, маємо вигляд кінцево-елементної сітки крайнього вузла сталезалізобетонної рами (рис. 4.1.50).

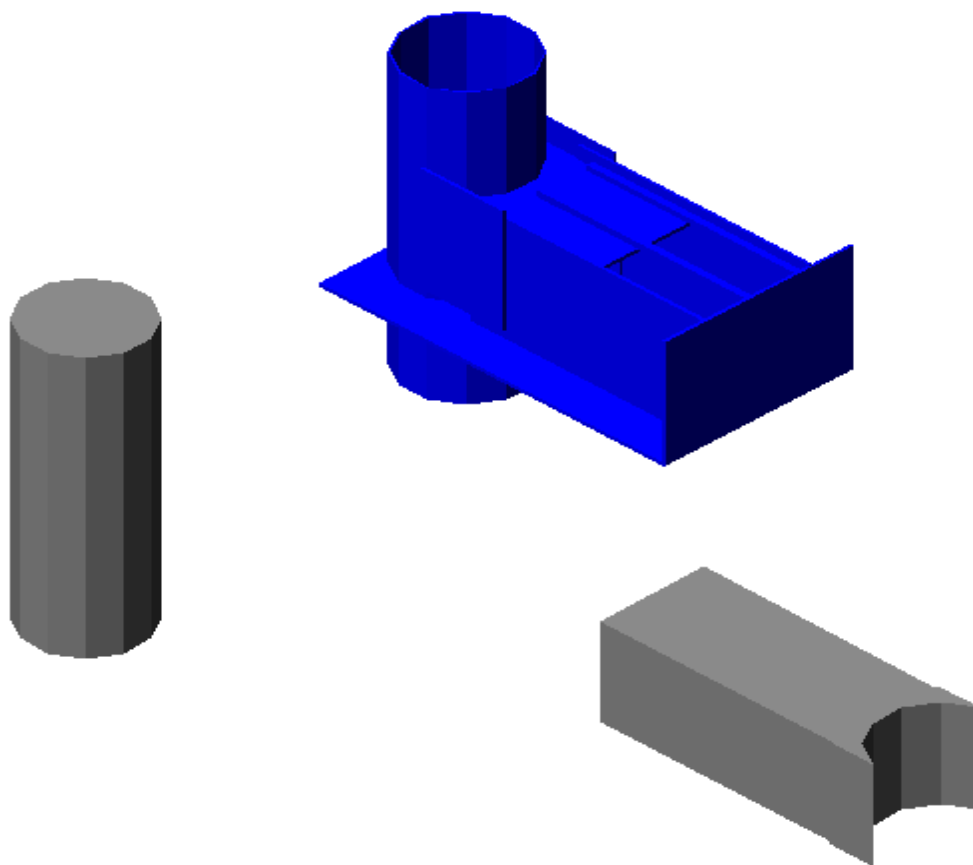


Рис. 4.1.49 – Об'ємна модель вузла та бетонні елементи

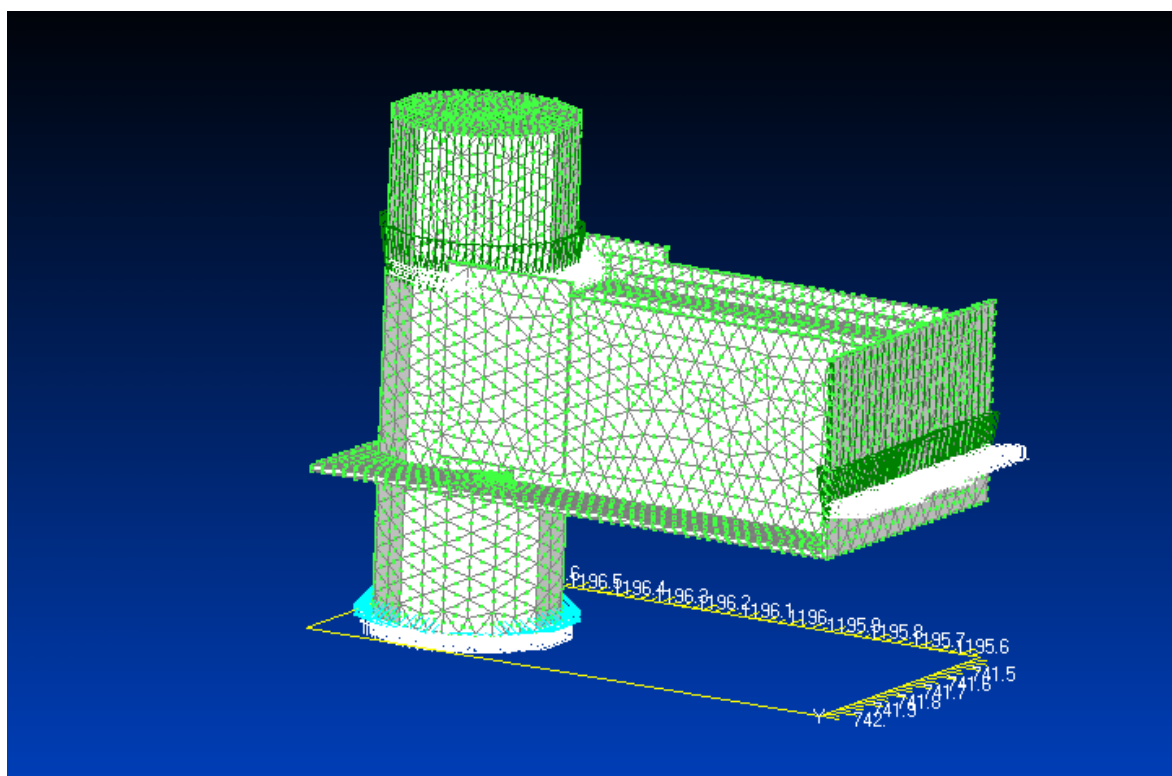


Рис. 4.1.50 – Кінцево-елементна сітка вузла

На рис. 4.1.51 результати розрахунку вузла у вигляді схеми деформування.

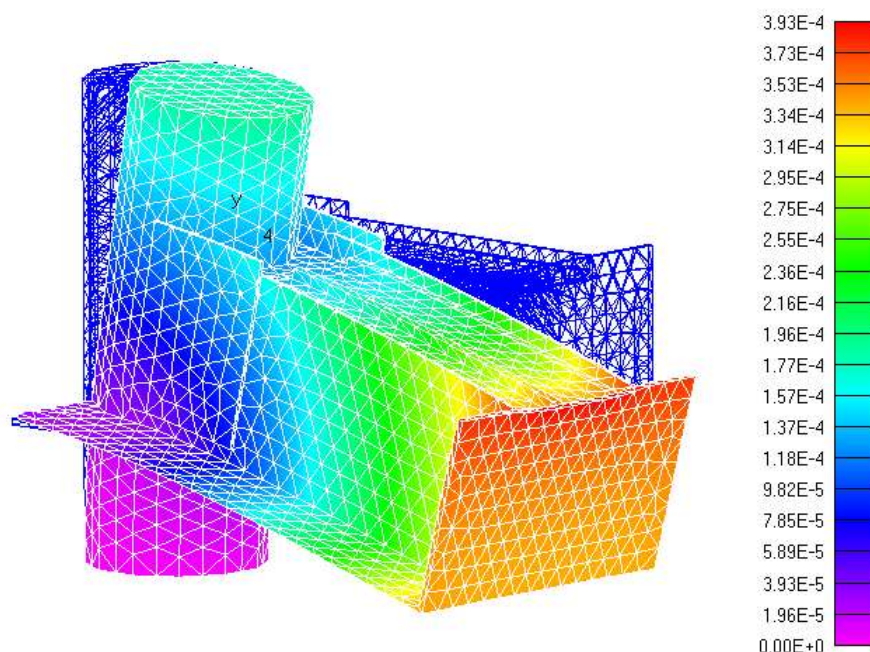


Рис. 4.1.51 – Схема деформування вузла

На даний час відомо декілька методик розрахунку стелезалізобетонних елементів, але одним із найпрогресивніших методів розрахунку є використання ЕОМ.

В даному розділі наведені методи моделювання сталі залізобетонних конструкцій, розглянуті методи врахування фізичної не лінійності, креслення та розрахунок вузлів реальних конструкцій розрахованих на ЕОМ за допомогою ПК NASTRAN, що дає змогу в подальшому розрахувати зварні з'єднання.

4.2 Аналіз напружено-деформованого стану вузлів примикання сталезалізобетонного ригеля до трубобетонних колон

З результатів розрахунку напружено-деформованого стану вузлів видно як деформуються вузли і де знаходяться місця з найбільшими напруженнями і деформаціями. Аналізуючи отримані результати можна зробити висновок з приводу роботи вузла.

Аналізуючи нормальні напруження по осі X відмітимо концентрацію розтягуючих напружень у фасонках накладки (рис. 4.2.1), що приєднують стінки полиці ригеля до трубобетонної колони. Порівняно з напруженнями в інших частинах вузла концентрація напружень у швах розтягнутої полиці, що виготовлена на заводі разом з колоною, у декілька разів більша.

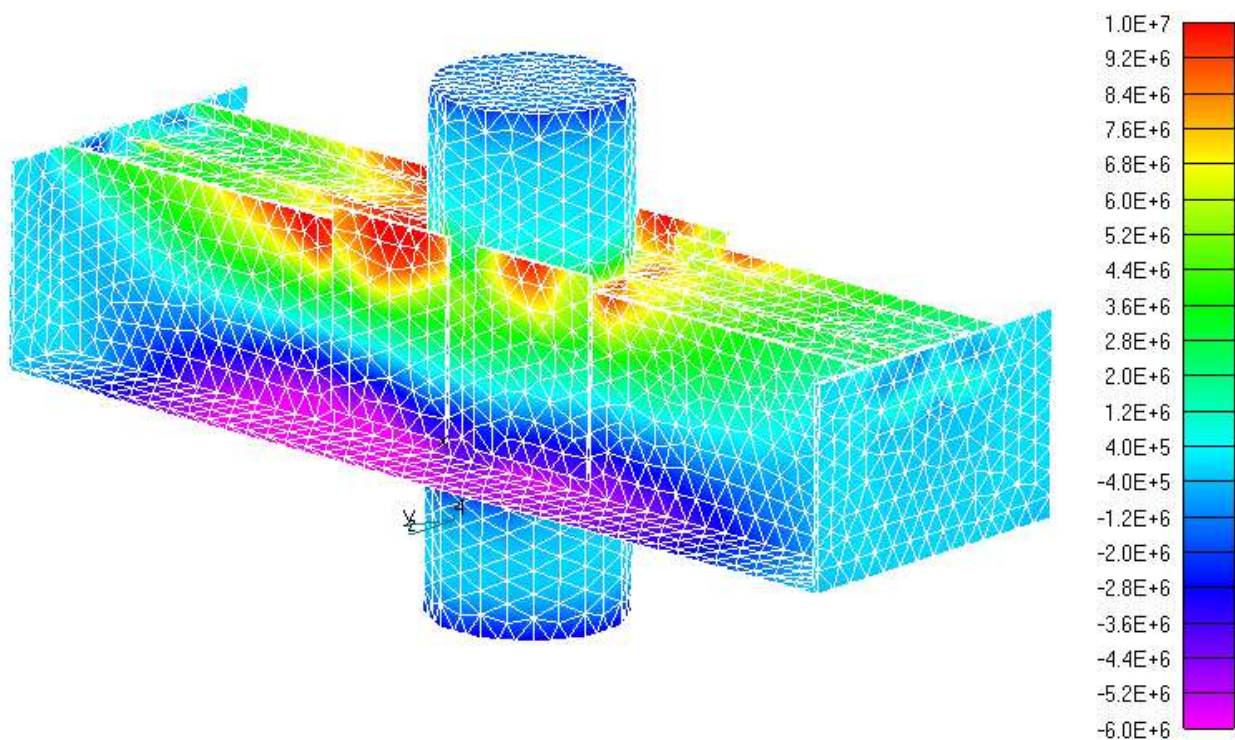


Рис. 4.2.1 – Нормальні напруження по осі X в проміжному вузлі

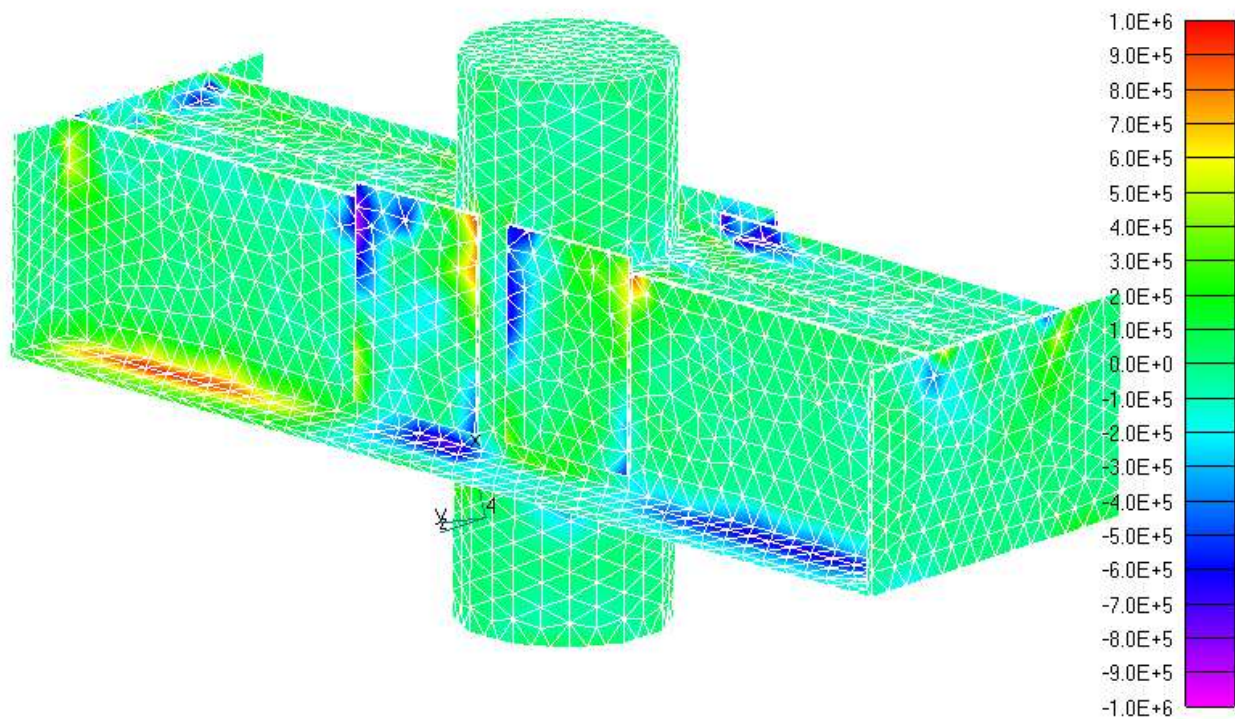


Рис. 4.2.2 – Дотичні напруження до площини ХУ в проміжному вузлі

Дотичні напруження до площини ХУ вказують про значну концентрацію напруження у зварних швах фасонки накладок (рис. 4.2.2), тому до цих швів необхідно приділити значну увагу і контролювати їхнє виконання.

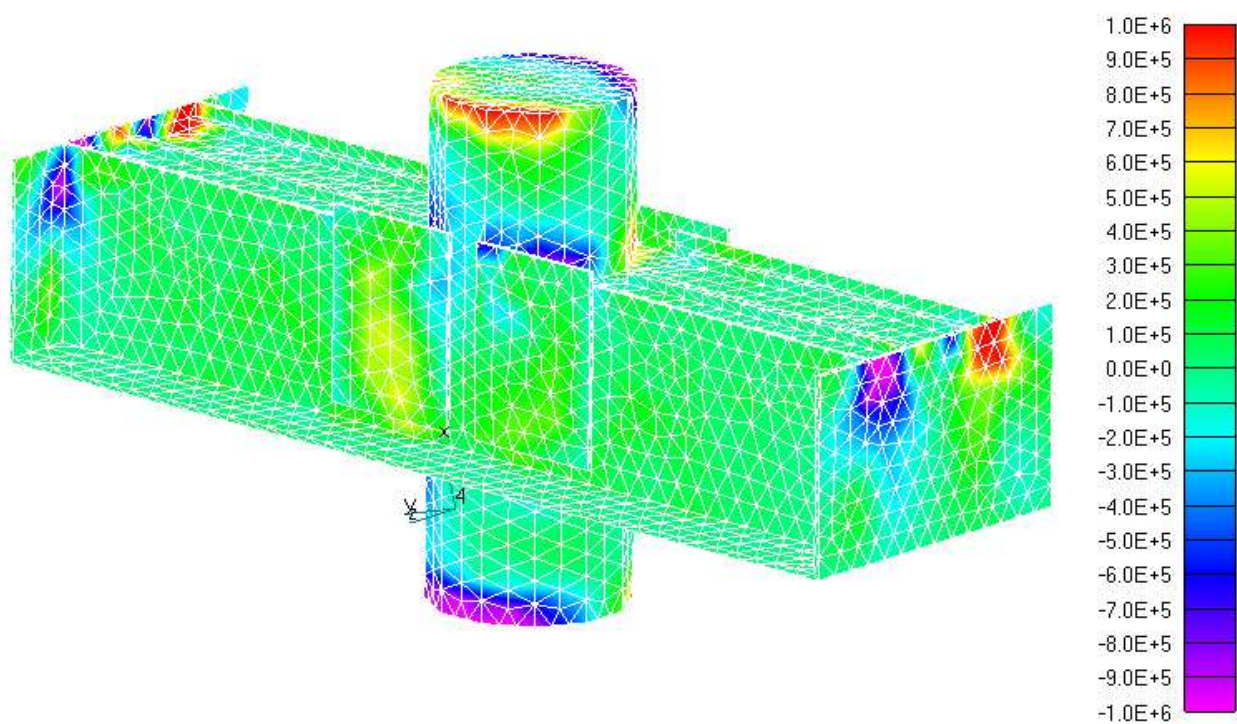


Рис. 4.2.3 – Дотичні напруження до площини YZ в проміжному вузлі

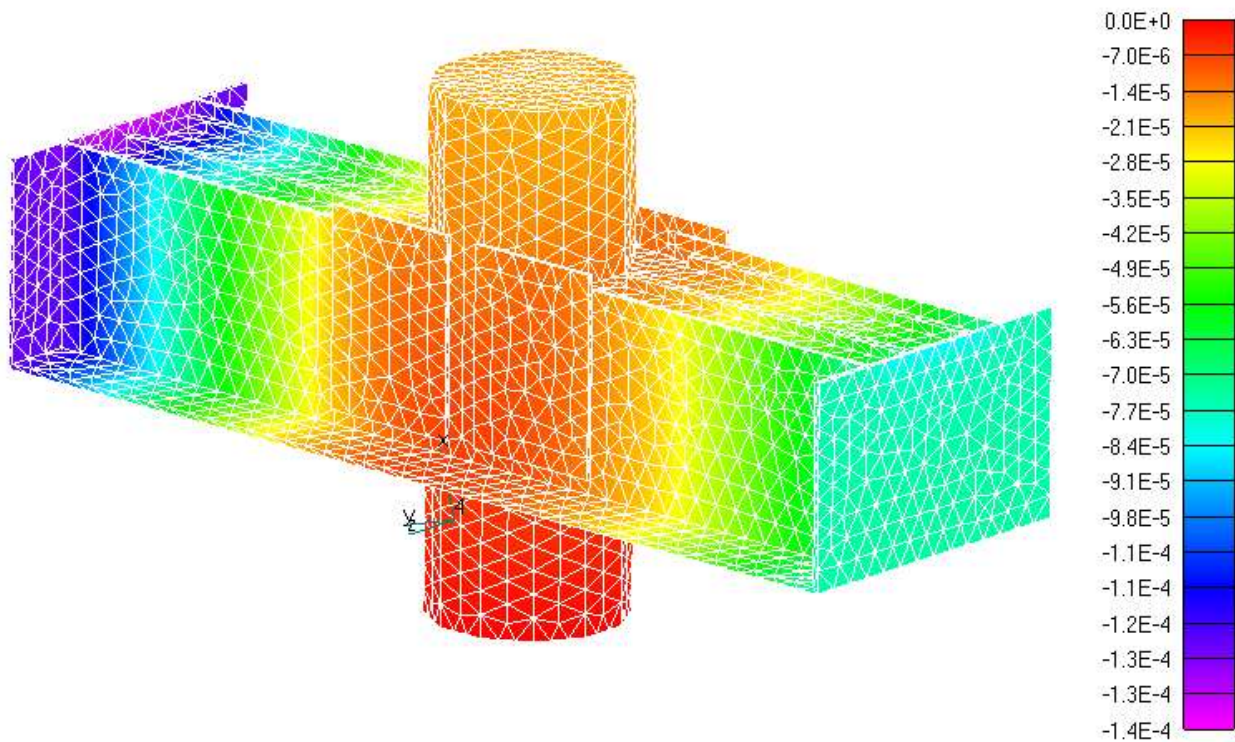


Рис. 4.2.4 – Переміщення вздовж осі Z в проміжному вузлі

Аналізуючи отримані результати по переміщенню, візьмемо до уваги переміщення вздовж вісі Z (рис. 4.2.4), оскільки навантаження також прикладене вздовж цієї вісі. Максимальне переміщення становить 1,4мм.

Під дією згинальних моментів ригелі зміщуються вниз відносно осі Z, так само відбувається зміщення вузлів колони під дією стискаючого навантаження. Переміщення точок вузла розподіляються від колони по довжині ригелів в залежності від величини прикладеного навантаження.

Виходячи з того, що навантаження прикладалося поетапно з певним інтервалом в результатах аналізу вузла є проміжні результати напружень і деформацій. Отже можемо побудувати залежності між навантаженнями, напруженнями і деформаціями.

Дотичні напруження до осі XZ (рис. 4.2.5) свідчать про концентрацію напружень на межі контакту сталі з бетоном, тому бетонування ригелів необхідно проводити під суворим контролем.

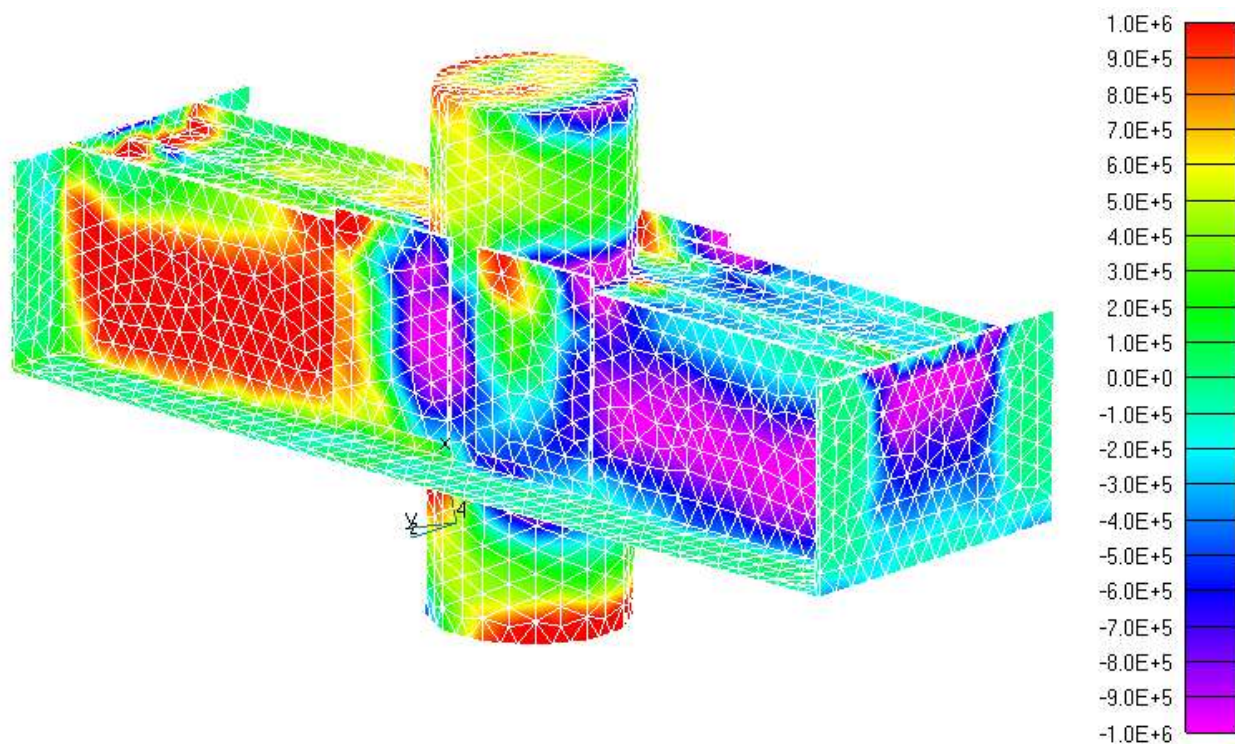


Рис. 4.2.5 – Дотичні напруження до площини XZ в проміжному вузлі

Максимальні дотичні напруження проявляються на фасонці накладки і досягають $\tau_{\max} = 6 \text{ МПа}$ (рис. 4.2.6). Це дає привід для необхідності виконання фізичного контролю якості зварних швів на фасонці до монтажу плит на ригелі.

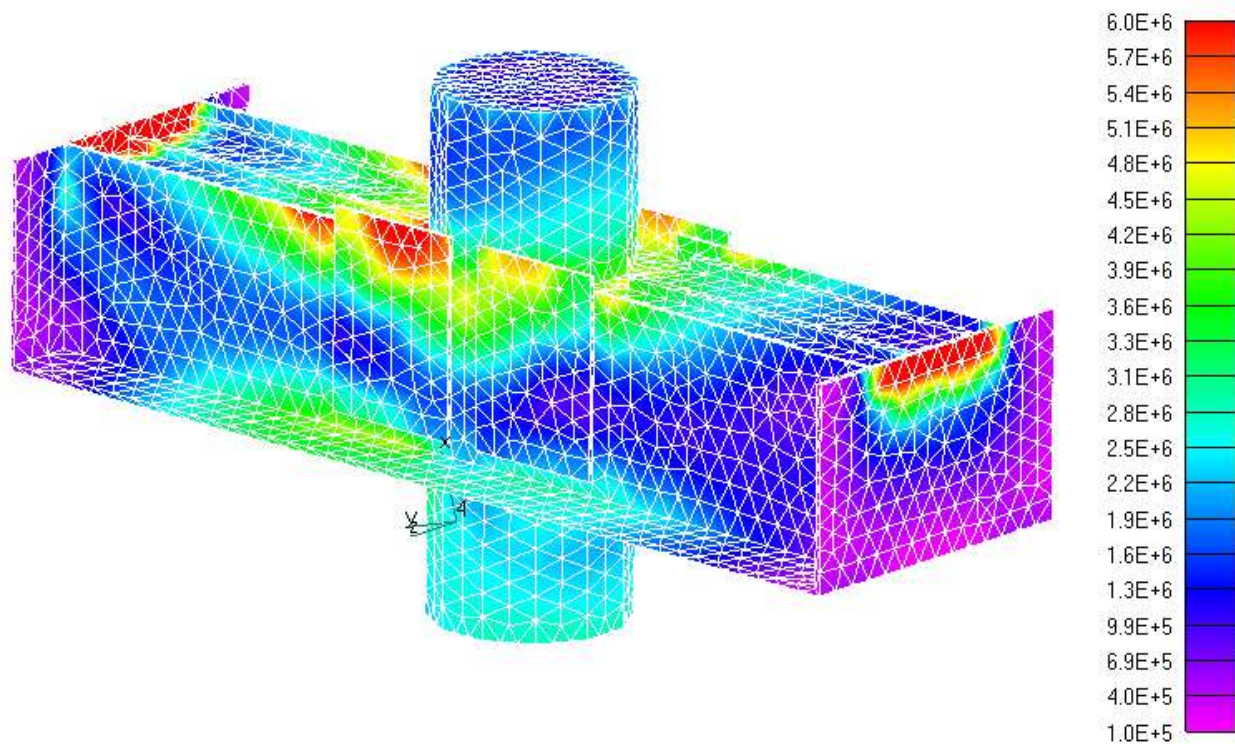


Рис. 4.2.6 – Максимальні дотичні напруження в проміжному вузлі

Аналізуючи нормальні напруження по осі Z (рис. 4.2.7) бачимо, що частина напружень з колони передається на ригелі. Ці напруження концентруються у фасонці накладки та передаються на ригелі у місцях прикладання напруження до них. Максимальні головні напруження (рис. 4.2.8) становлять $\sigma_{\max} = 15 \text{ МПа}$.

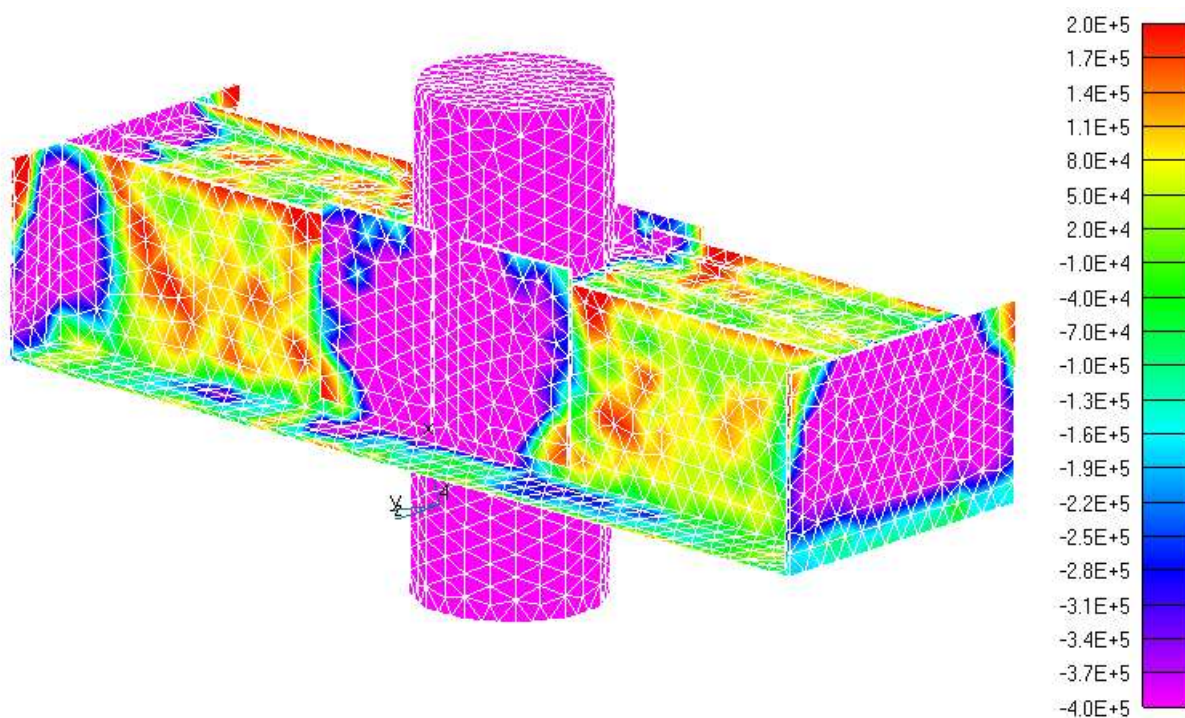


Рис. 4.2.7 – Нормальні напруження по осі Z в проміжному вузлі

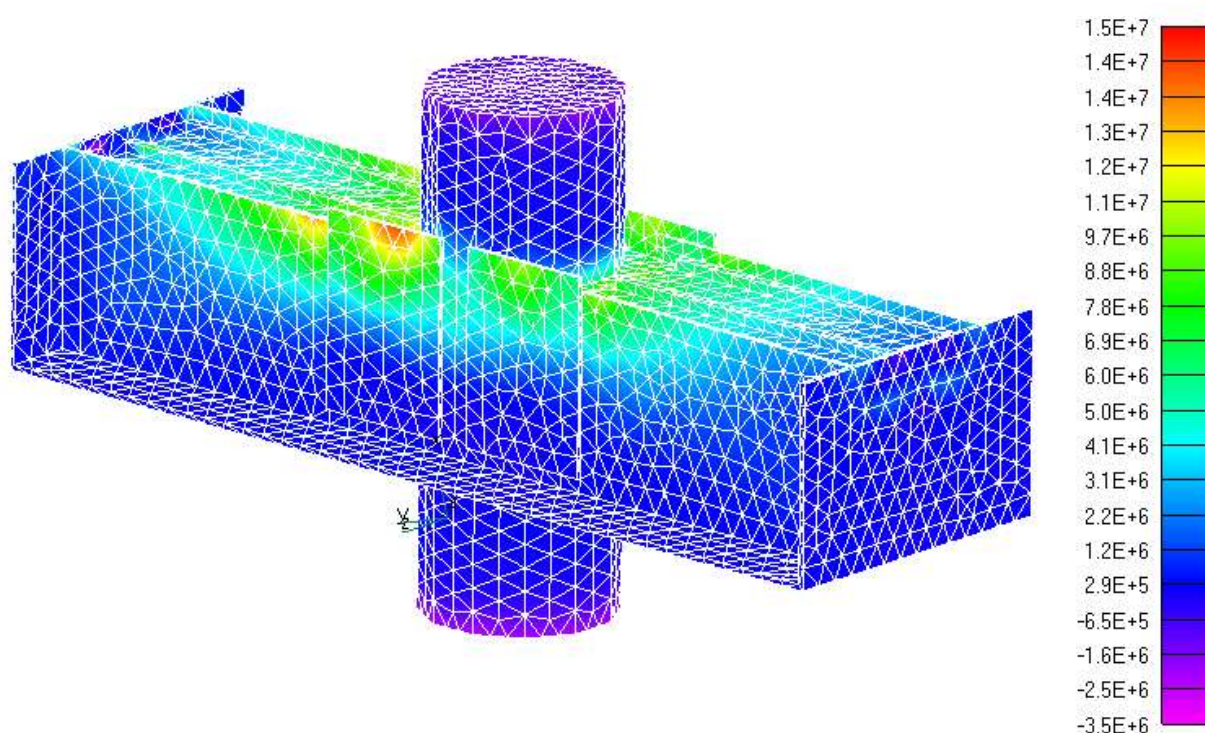


Рис. 4.2.8 – Максимальні головні напруження в проміжному вузлі

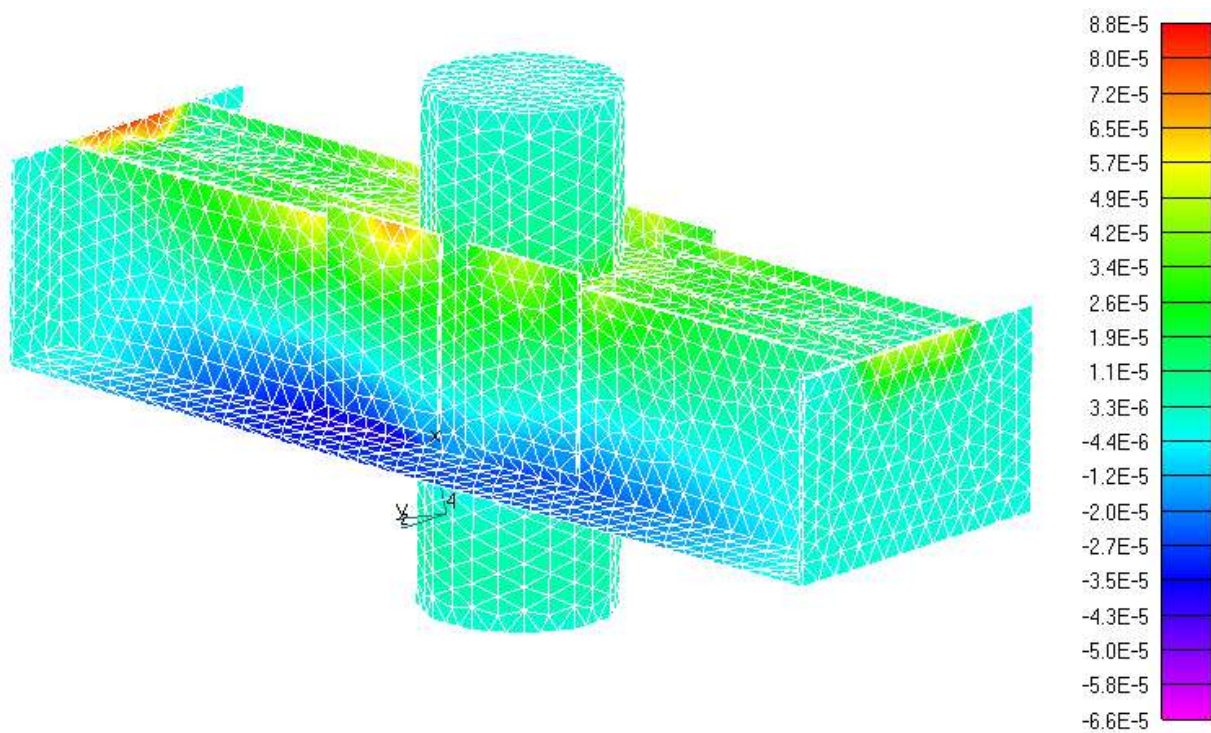


Рис. 4.2.9 – Нормальні деформації по осі X в проміжному вузлі

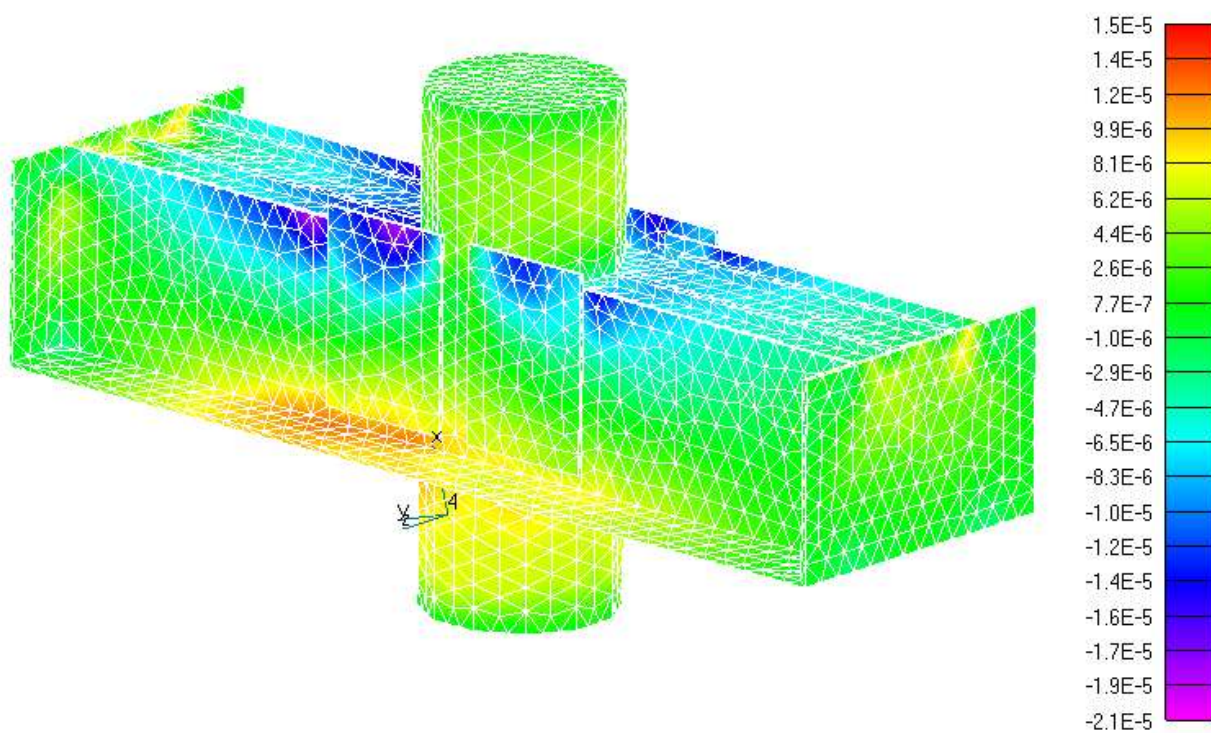


Рис. 4.2.10 – Нормальні деформації по осі Y в проміжному вузлі

Систематизувавши і проаналізувавши нормальні деформації окремо по осям (рис. 4.2.9 - 4.2.10), а також максимальні головні деформації можемо сказати, що вони підтверджують висновки зроблені по напруженням оскільки максимальні

деформації виникли у фасонках накладки. При навантаженні у 100кН/м максимальні деформації досягають 0,1мм. (рис. 4.2.11)

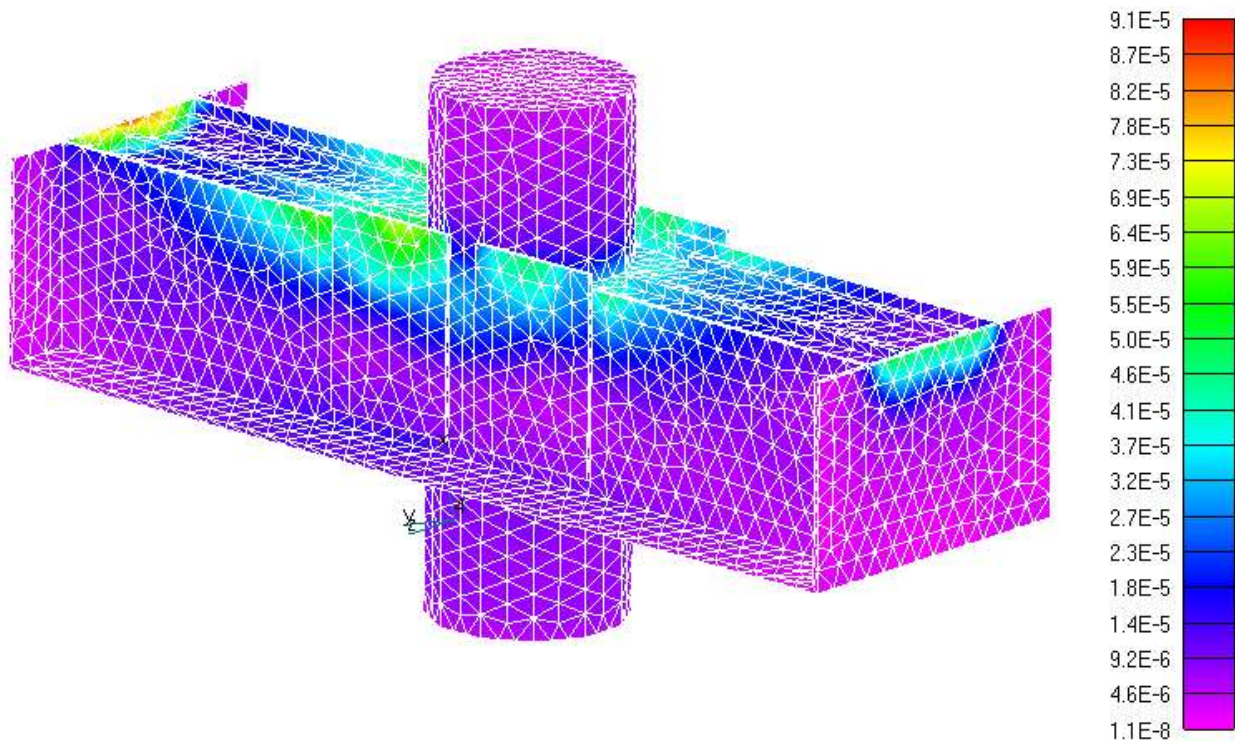


Рис. 4.2.11 – Максимальні головні деформації в проміжному вузлі

Такі ж результати як і в попередньому розрахунку отримаємо і для крайнього вузла. Характер розподілу напружень і деформацій у цьому вузлі дещо інший, а саме маємо значні деформації і напруження у колоні. Це пояснюється відсутністю одного згинального моменту.

Аналізуючи нормальні напруження вздовж осі X бачимо їхню концентрацію у верхній частині та у зварних швах фасонки накладки, а також дещо менші напруження виникають у нижній частині колони – з одного боку, де приварений ригель і прикладене навантаження – відмітимо стискаюче напруження, а з іншого боку – розтягуюче (рис. 4.2.12).

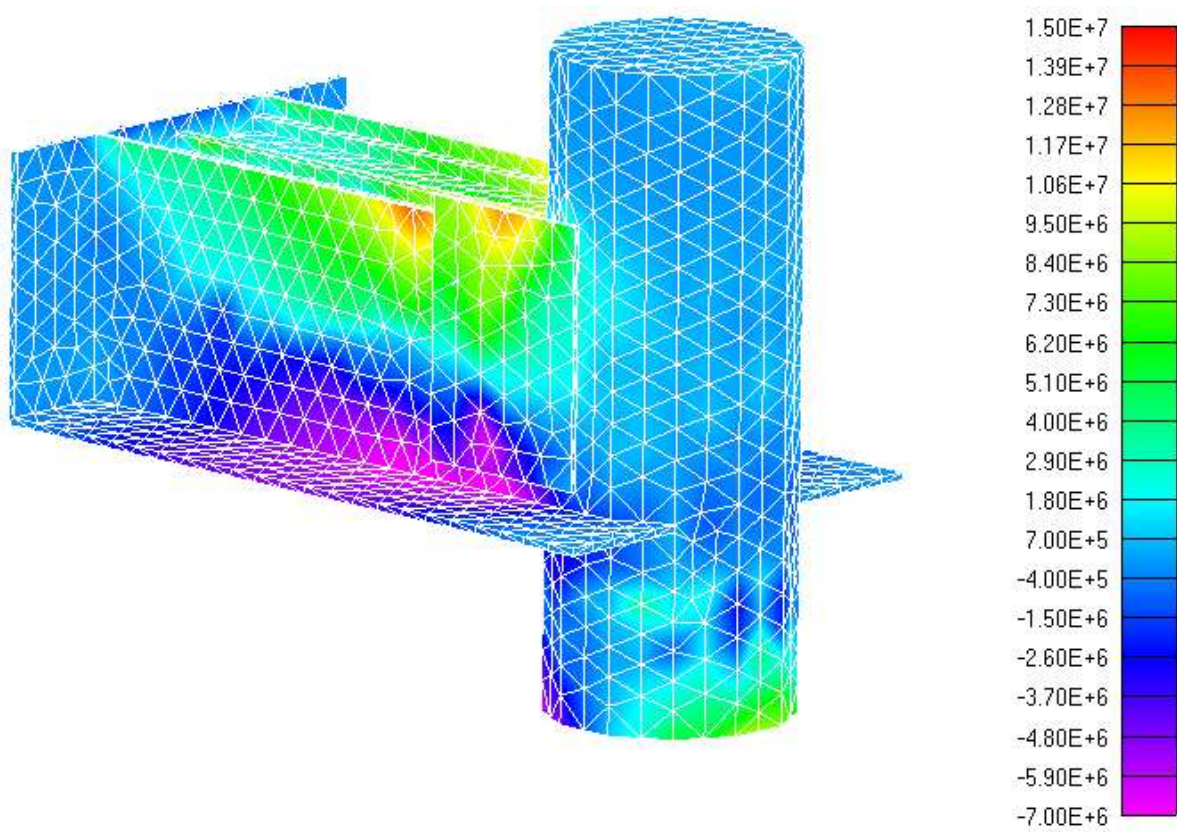


Рис.

Рис. 4.2.12 – Нормальні напруження по осі X в крайньому вузлі

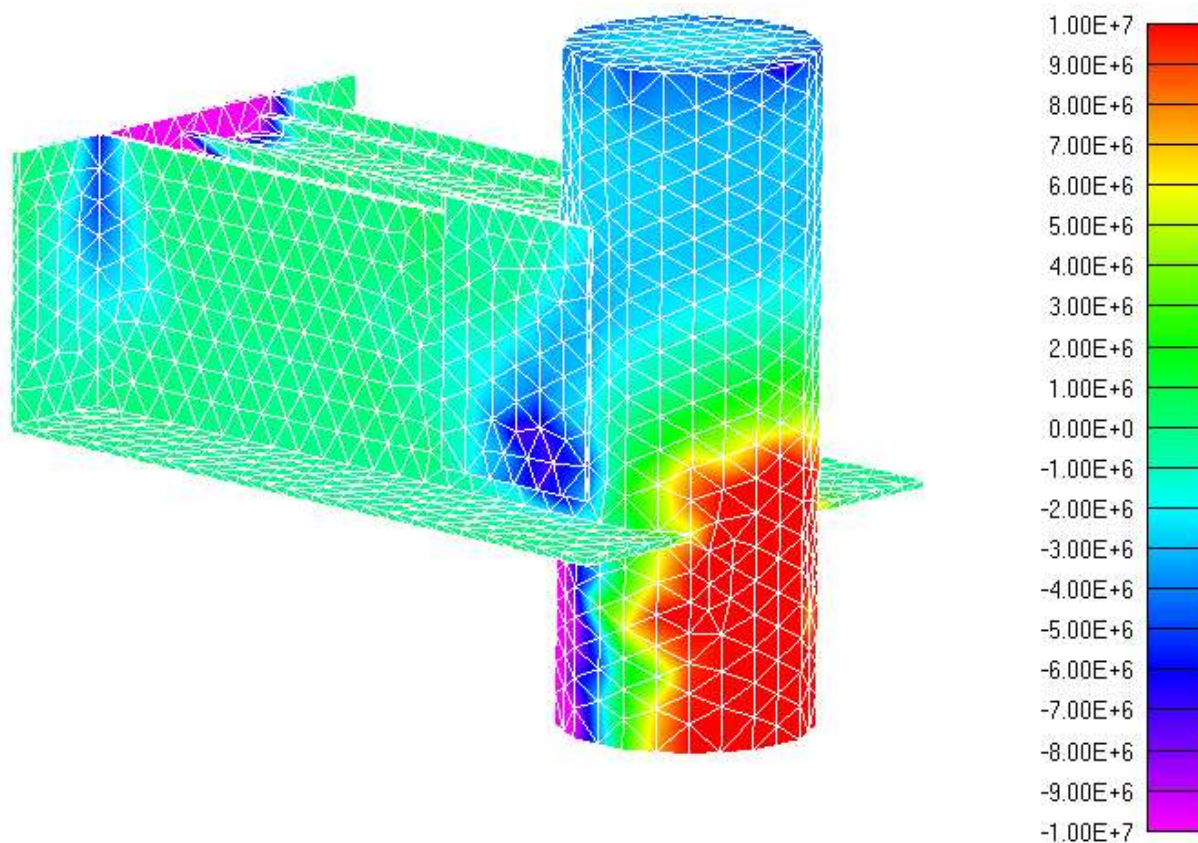


Рис. 4.2.13 – Нормальні напруження по осі Z в крайньому вузлі

Розглядаючи нормальні напруження вздовж інших осей (рис. 4.2.13) відмітимо значні напруження у нижній частині колони, а також концентрацію напружень у фасонках накладок. Вивід щодо фасонки накладок у крайньому вузлі можна зробити аналогічний до виводу про проміжний вузол.

Максимальні головні напруження сконцентровані в місці закріплення колони і розподілені по її довжині до середини накладок привареного ригеля (рис. 4.2.14). У зварних швах та у верхній частині фасонки накладок відмічено дещо менші напруження. Максимальні головні напруження досягають $\sigma_{\max} = 24,4 \text{ МПа}$.

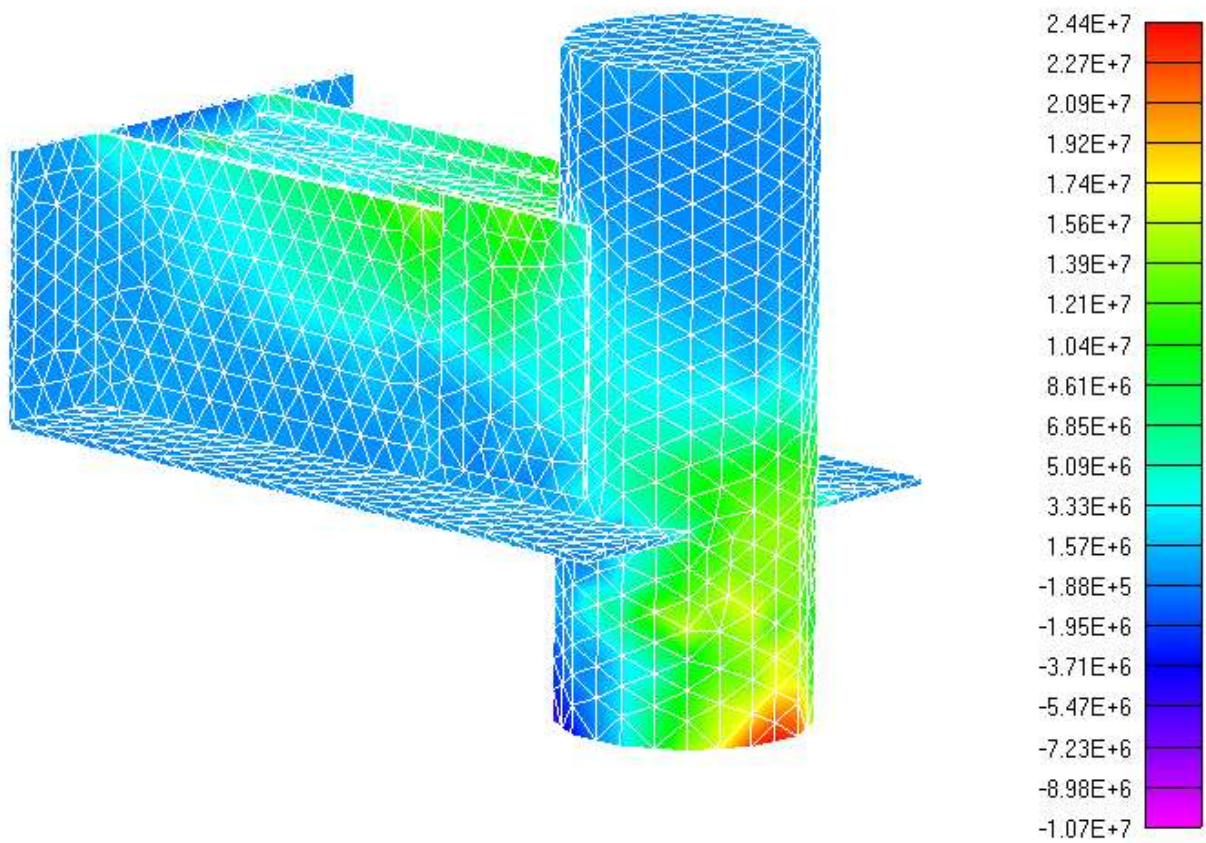


Рис. 4.2.14 – Максимальні головні напруження в крайньому вузлі

Максимальні дотичні напруження сконцентровані під нижньою пластиною у місці її приварення до колони і розподілені вздовж колони до місця її закріплення. Максимальні дотичні напруження досягають $\tau_{\max} = 12 \text{ МПа}$ (рис. 4.2.15).

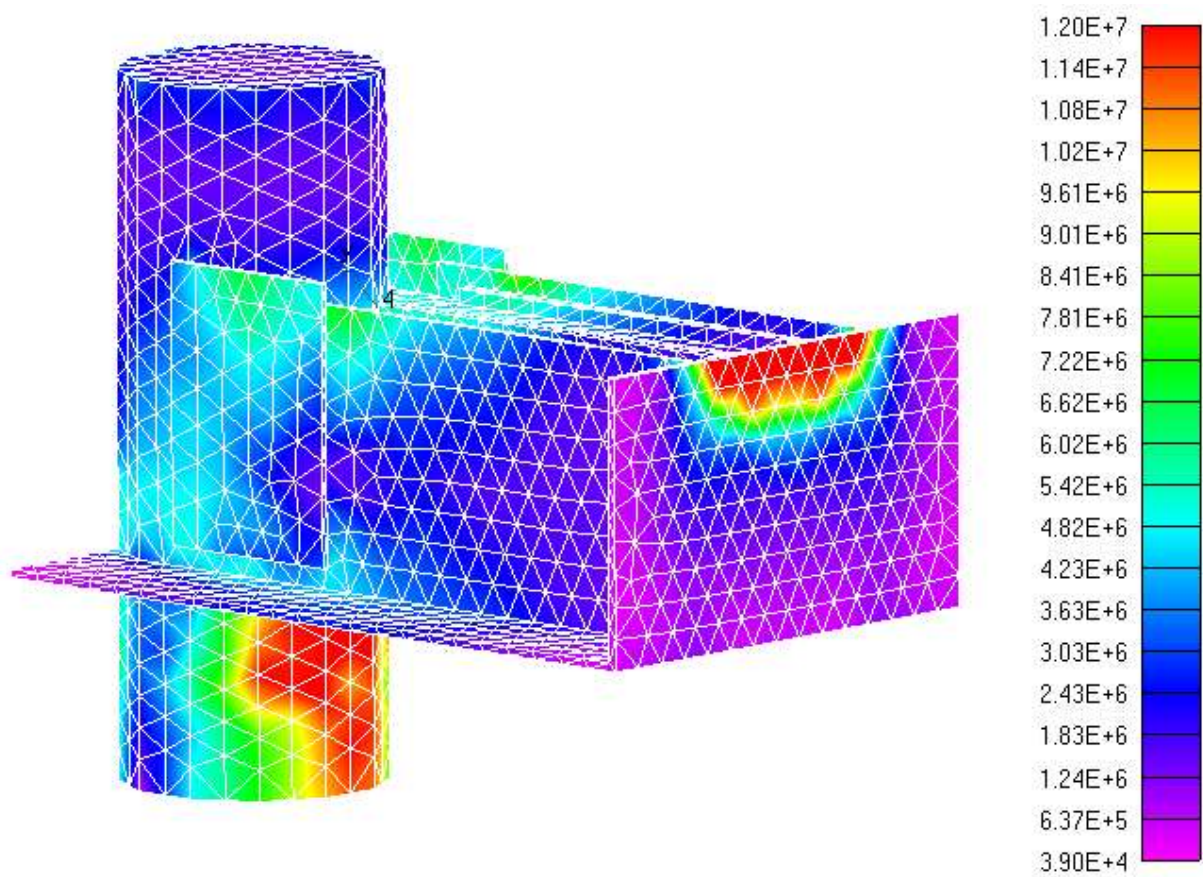


Рис. 4.2.15 – Максимальні дотичні напруження в крайньому вузлі

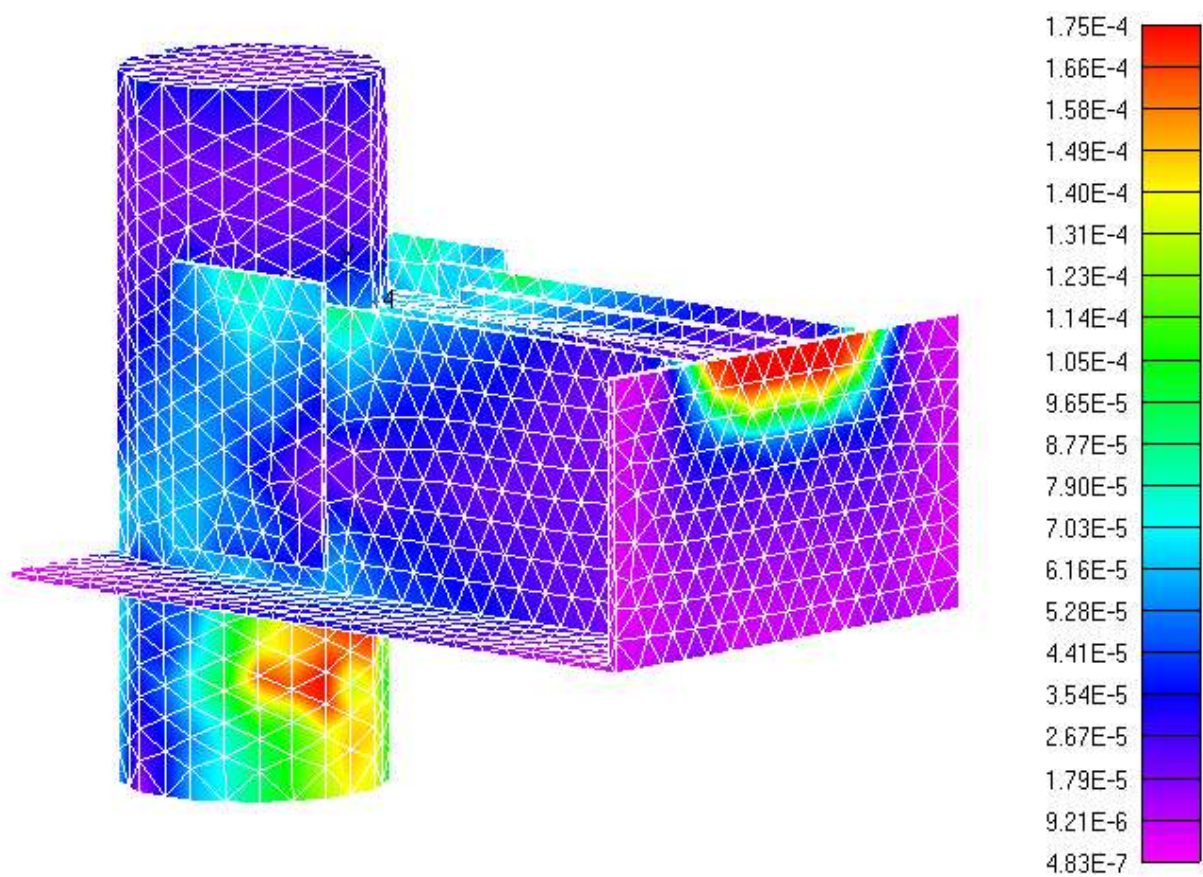


Рис. 4.2.16 – Максимальні дотичні деформації в крайньому вузлі

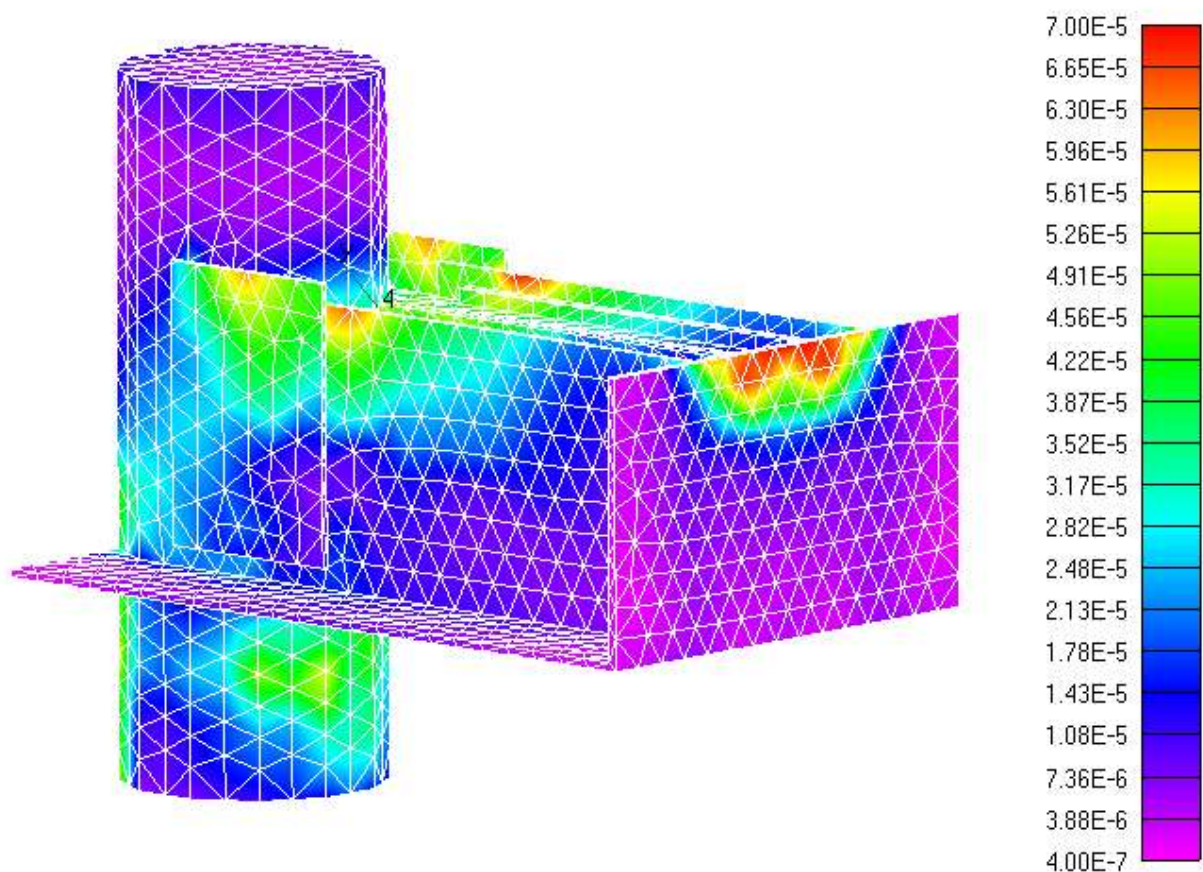


Рис. 4.2.17 – Максимальні головні деформації в крайньому вузлі

Максимальні деформації виявлено у місцях максимальних напружень і досягають 0,2мм, що вдвічі більше ніж у проміжному вузлі.

Використавши проміжні результати побудуємо графіки залежності максимального переміщення від навантаження (рис. 4.2.18), переміщення по осі X від напруження вздовж осі X (рис. 4.2.19), деформації по осі Y від напруження вздовж осі Y (рис. 4.2.20).

Аналізуючи побудовані графіки виявлено, що вузол працює у лінійній стадії без виникання пластичних деформацій сталі і крихкості бетону.

Створимо декілька цифрових двійників крайнього вузла з різним розміром елемента: 2,5, 5 та 10см (рис. 4.2.21 - 4.2.23) та порівняємо їх. З графіків на рисунках 4.2.24 - 4.2.25 помітно, що при зменшенні розмірів елементів результати суттєво відрізняються. Тому необхідно достатньо ретельно аналізувати конструкцію і вибирати як найменші розміри елементів, але зменшення розмірів суттєво впливає на час розрахунку і залежить також від можливостей техніки.

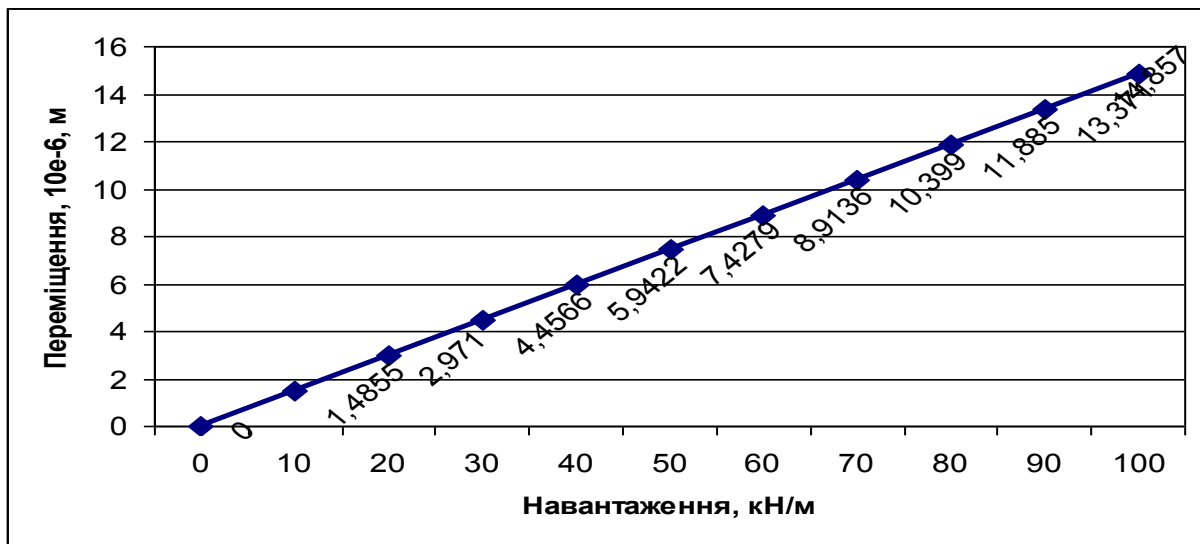


Рис. 4.2.18 – Графік залежності максимальних переміщень від навантажень

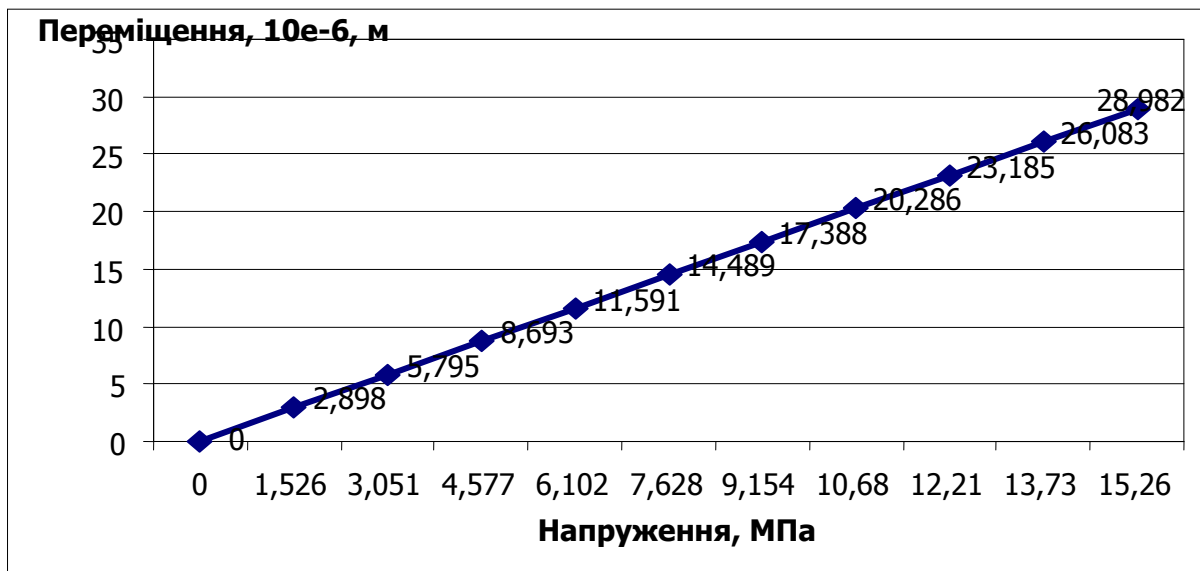


Рис. 4.2.19 – Графік залежності переміщень від напружень вздовж осі X

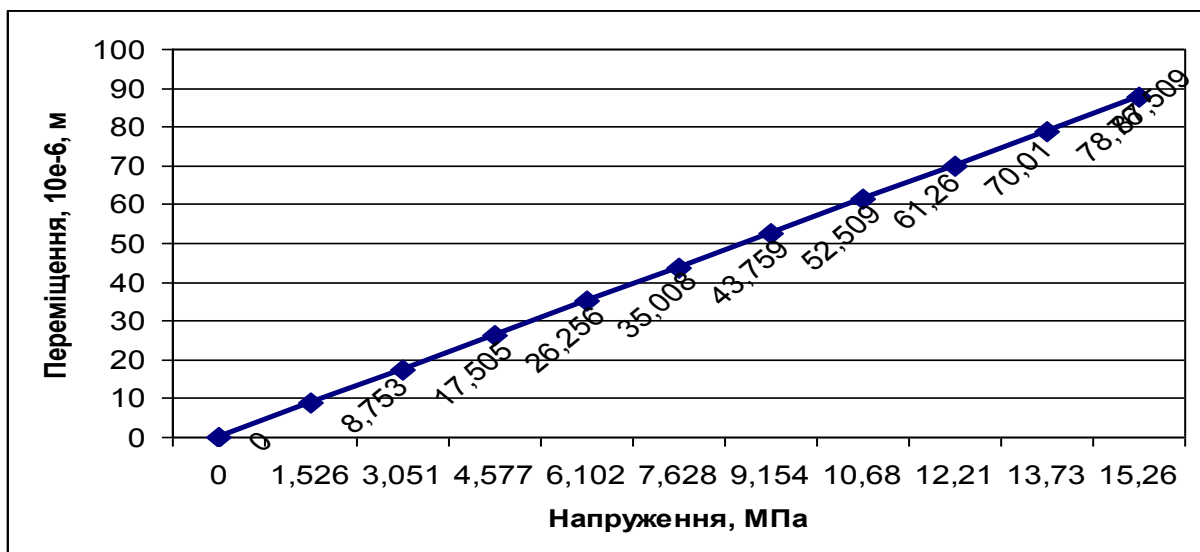


Рис. 4.2.20 – Графік залежності деформацій від напружень вздовж осі Y

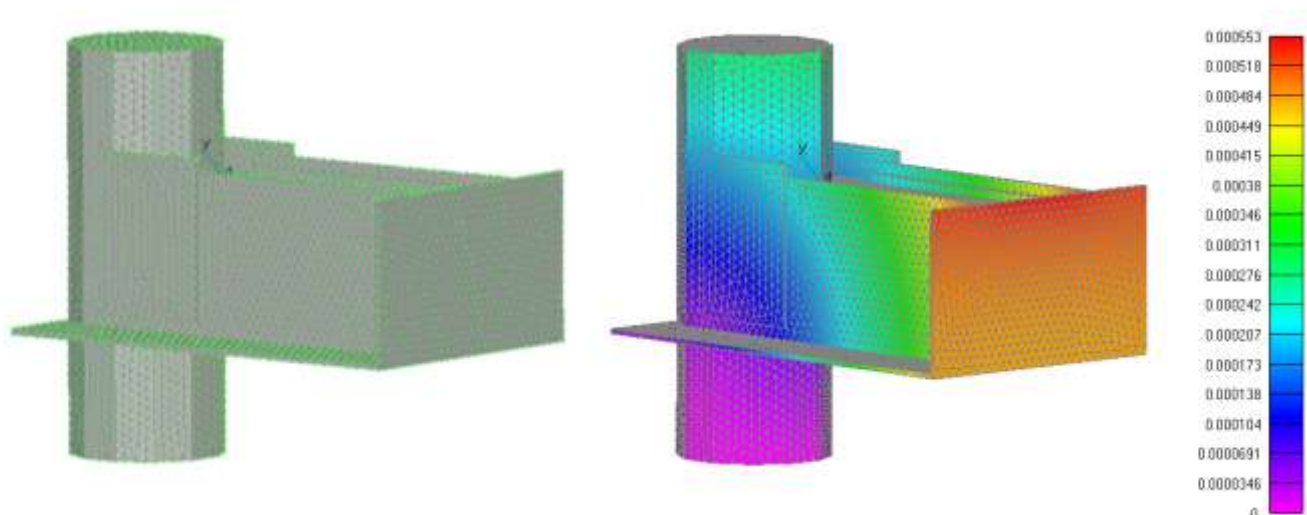


Рис. 4.2.21 – Кінцево-елементна сітка з розміром елемента 2,5см та результати розрахунку крайнього вузла

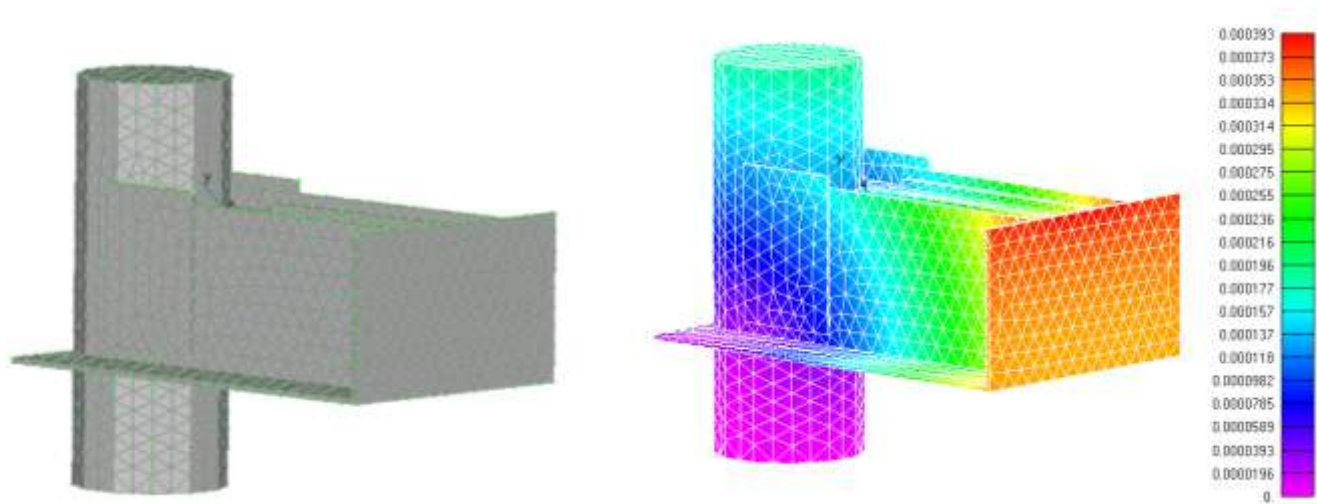


Рис. 4.2.22 – Кінцево-елементна сітка з розміром елемента 5см та результати розрахунку крайнього вузла

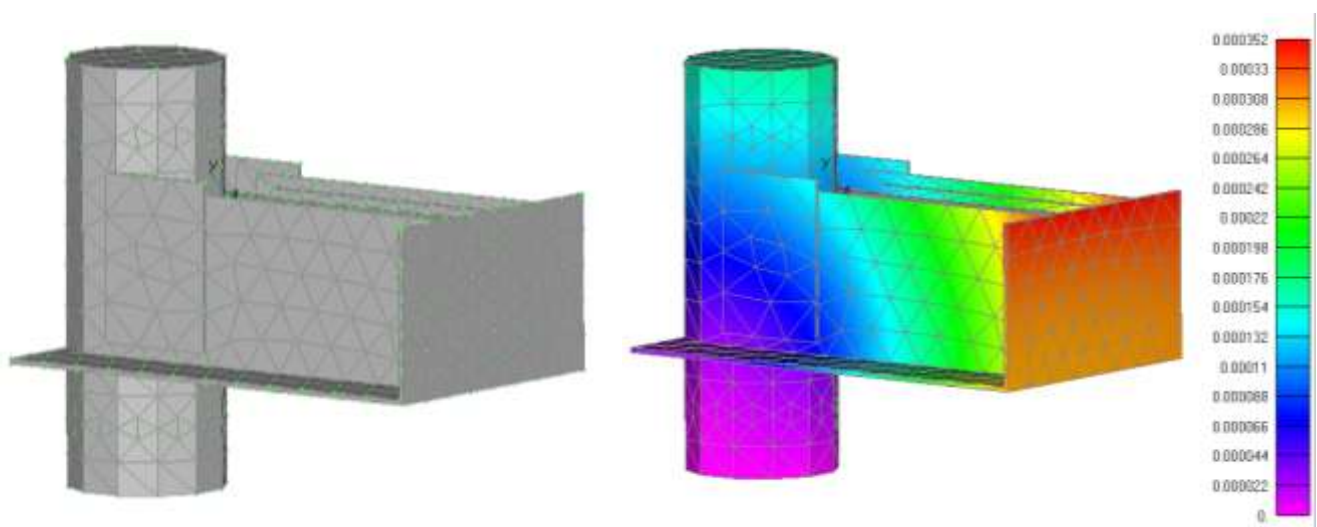


Рис. 4.2.23 – Кінцево-елементна сітка з розміром елемента 10см та результати розрахунку крайнього вузла

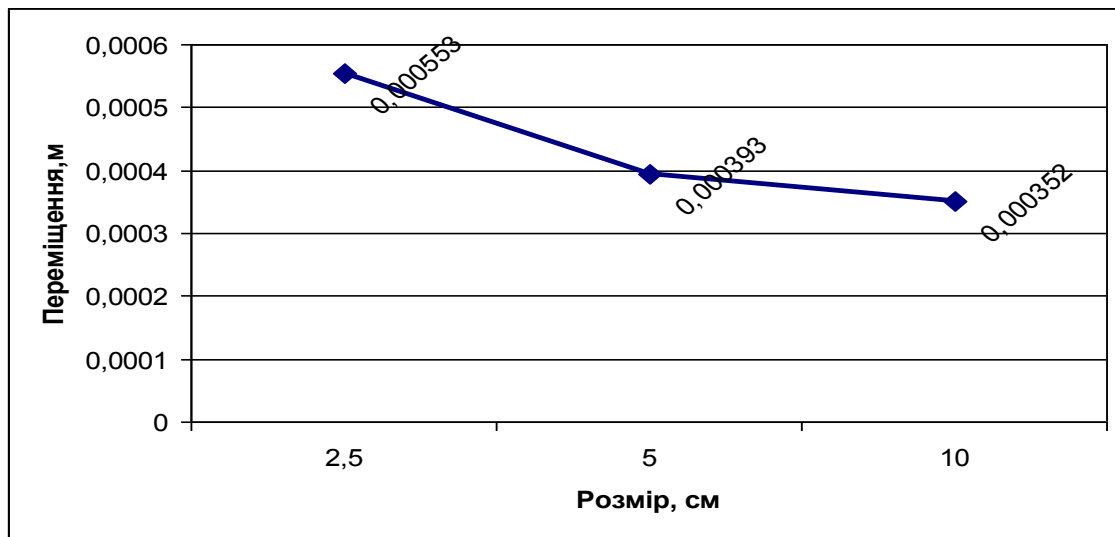


Рис. 4.2.24 – Залежність результатів сумарного переміщення від розмірів кінцево-елементної сітки

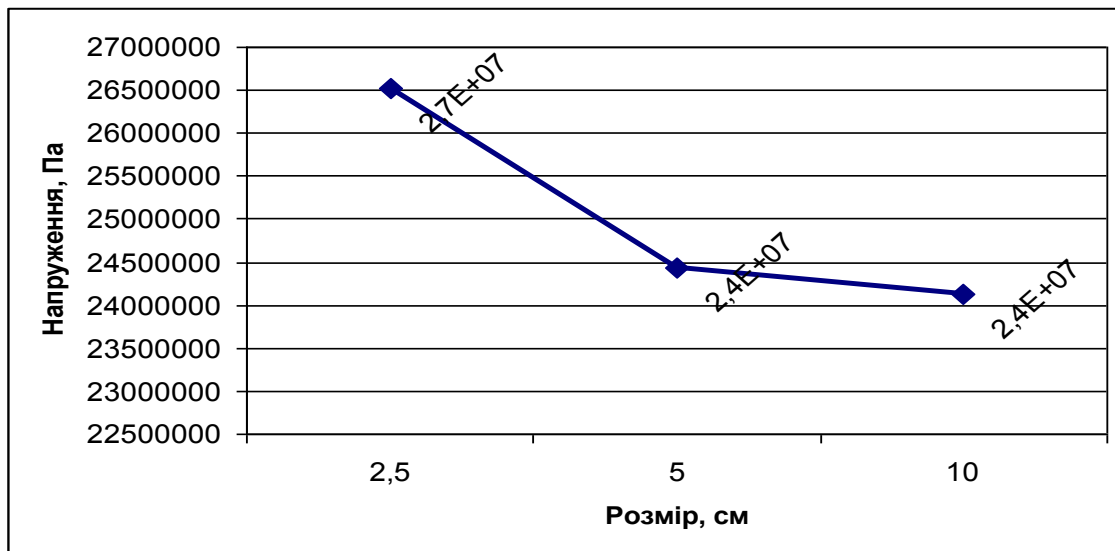


Рис. 4.2.25 – Залежність результатів максимального нормального напруження від розмірів кінцево-елементної сітки

Проаналізувавши отримані результати напружено-деформованого стану крайнього і проміжного вузлів стале залізобетонної рами можна зробити висновок, що дійсна робота вузлів відрізняється. Відповідно відрізняються і величини напружень і деформацій. В крайньому вузлі напруження в середньому в 1,8 рази більше ніж у проміжному.

З результатів зменшення або збільшення розмірів елементів відмітимо таку залежність, що чим менший розмір кінцево-елементної сітки тим точніші результати.

4.3 Моделювання напружено-деформованого стану безфасонного вузла з'єднання колони із балками зі швелерів

Виконаємо моделювання цифрових двійників реальних експериментальних зразків безфасонних вузлів з'єднання колони із балками та порівняємо їх між собою [45]. Вузли складаються із колони складеного перерізу, виготовленої із двох швелерів №10 довжиною 400 мм із звареними полічками по всій довжині, та балки із двох швелерів №14 довжиною 1100 мм. Балки приєднані до колони за допомогою призм з трикутною основою (зварних швів) довжиною 140 мм – на всю висоту поперечного перерізу балки. Катет зварних швів приєднання балки до колони прийнятий рівним 4 мм. Механічні характеристики металу моделі та зварних швів приймемо однотипними.

Низ колони має шарнірно нерухоме защемлення. Навантаження прикладене зосередженим через додаткові плити встановлені з різною відстанню на балки, що мають шарнірно рухоме защемлення. Площина прикладання навантаження є рівною площині обпирання шарнірів при проведенні натурного експерименту. Величини прикладеного навантаження до елементів рівні зусиллям на межі текучості металу, отриманим при експериментальних випробуваннях в залежності від типу зразка. Відстань від колони до навантаження теж залежала від типу зразка і була рівна 40, 30, 20, 10 і 5 см. Сітка СЕ моделі була створена із тетраедрів із розміром сторони 10 мм, що складає близько 0,9% від довжини балки.

На рис. 4.3.1 зображений розподіл головних напружень на поверхні моделі безфасонного вузла із швелерів при прикладеному навантаженні до балки $N = 190$ кН на найбільшій досліджуваній відстані 40 см від стінки колони. Як бачимо, максимальні напруження зосереджені у стінці та полічках у місці приєднання до колони швелерів балки.

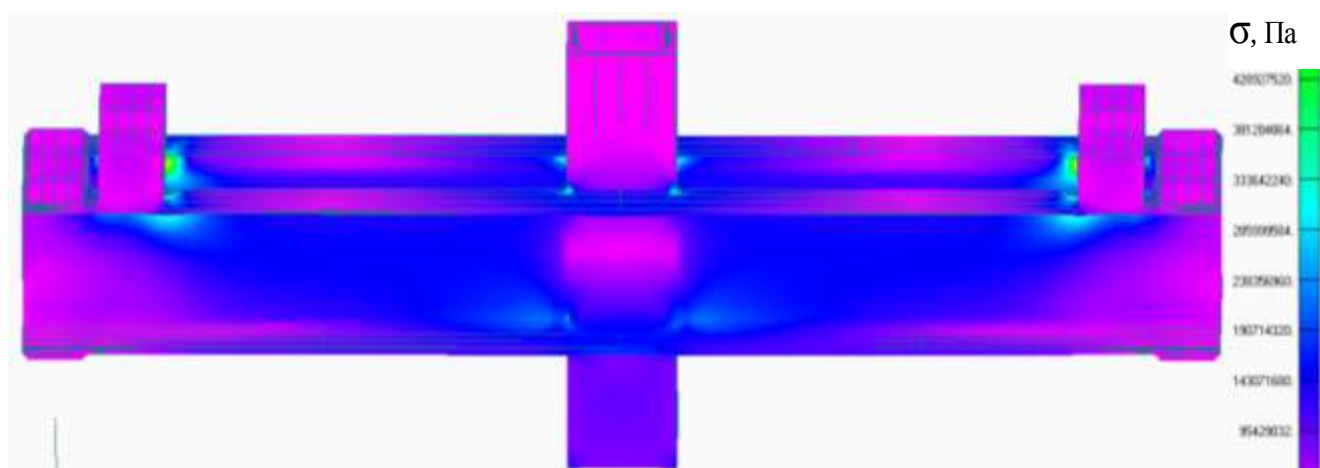


Рис. 4.3.1 – Розподіл головних напружень на поверхні вузла при відстані прикладання сили 40 см від стійки

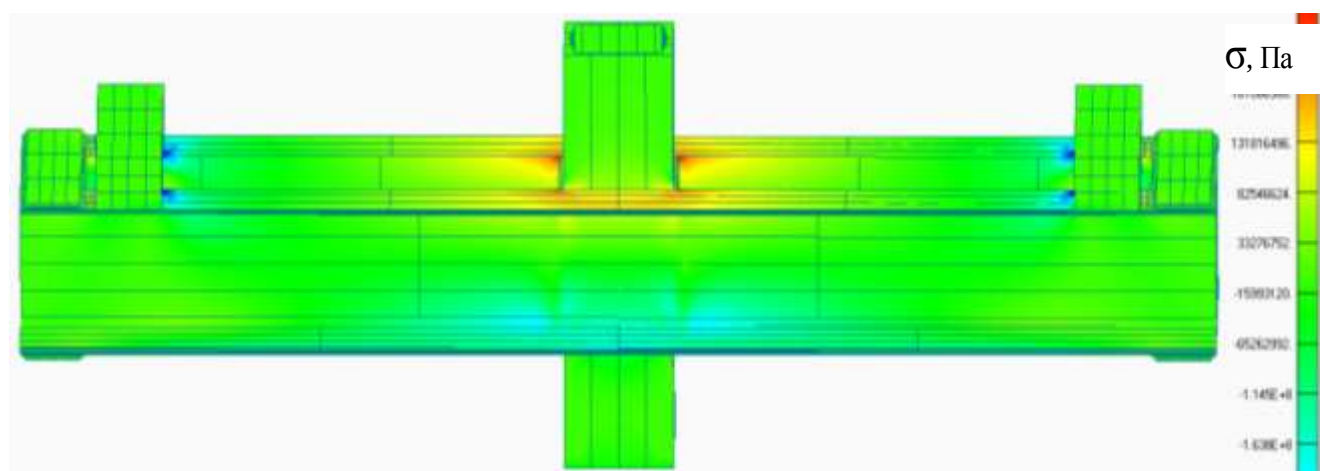


Рис. 4.3.2 – Розподіл нормальних до поздовжньої осі балки напружень

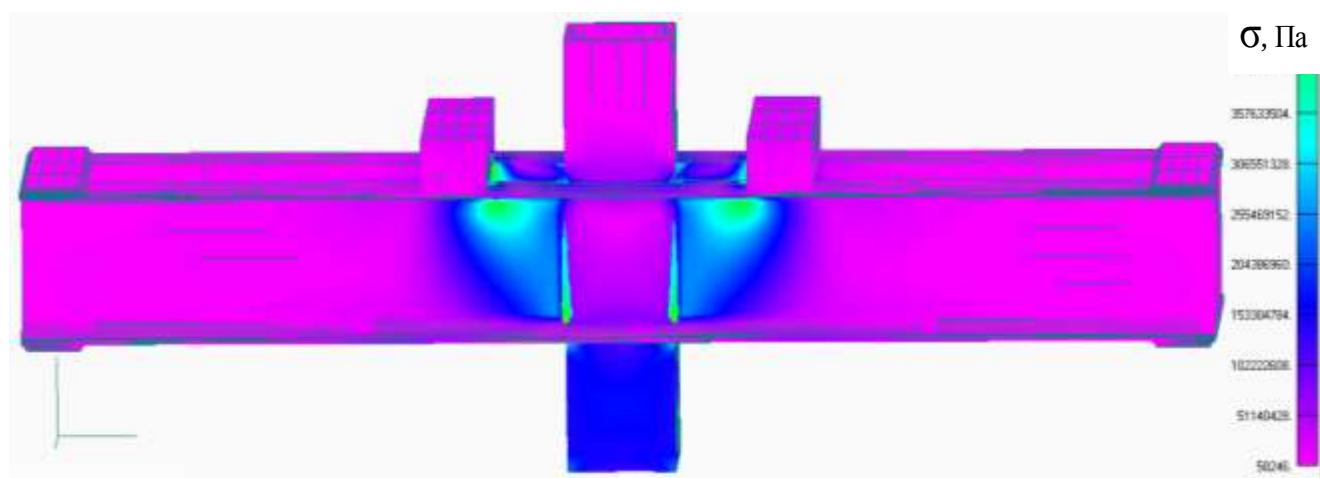


Рис. 4.3.3 – Розподіл головних напружень на поверхні вузла при відстані прикладання сили 10 см від стійки

Розглядаючи кожен складову головних напружень окремо, виявлено, що найбільші значення мають нормальні до поздовжньої осі балки напруження. Розподіл цих напружень зображений на рис. 4.3.2. Найбільші напруження виникають, як було вказано вище, у верхніх розтягнутих поличках, що сягають максимуму біля зварного шва ($\sigma_{y \max} = 230-280$ МПа); найменші – у нижніх стиснутих поличках ($\sigma_{y \min} = 160-210$ МПа). Характер руйнування схожий із результатами натурних випробувань вузлів.

На рис. 4.3.3 зображений розподіл головних напружень на поверхні моделі безфасонного вузла із швелерів при прикладеному навантаженні $N = 360$ кН на відстані 10 см від стінки колони. У цьому випадку концентрації головних напружень зосереджені у стінці швелерів балки у зоні від площин прикладання навантаження до зварних швів і в самих зварних швах. Максимальні головні напруження у зварних швах сягають 350-400 МПа, що практично відповідають напруженням руйнування швів. Прогини рівномірно розподілені по всій довжині балки із найбільшим значенням на кінцях балки.

При напруженнях більших межі текучості сталі, стінка швелера балки втрачає місцеву стійкість (рис. 4.3.4). Характер руйнування аналогічний руйнуванню зразків при натурному випробуванні.

Додатково промодельований зразок вузла із аналогічними розмірами завантажений рівномірно розподіленим навантаженням (наприклад, навантаження від залізобетонних плит перекриття). Розподіл головних напружень при такому типу завантаження зображений на рис. 4.3.5. Як видно, концентрації напружень спостерігаються у верхній частині стінки швелера балки та у зварних швах. Розглядаючи кожен складову головних напружень окремо, виявлено, що найбільші значення мають напруження нормальні до поздовжніх осей балки та колони. Якщо збільшити прикладене навантаження, то швелери балки втрачають місцеву стійкість у верхній частині стінки, що тягне за собою втрату стійкості завантаженої верхньої полички (рис. 4.3.6).

До таблиці 4.1 зведені значення прогинів кінців балок знайдених теоретично методом початкових параметрів (МПП) та знятих відліків переміщень при

розрахунку моделей МСЕ при різних схемах завантаження. До другої частини таблиці занесені значення поздовжніх деформацій у крайніх розтягнутих волокнах балки (на поличці швелера) та кутових деформацій на стінці, що отримані експериментально при проведенні натурних випробувань і теоретично МСЕ при різних схемах завантаження.

Відповідно даним таблиці 4.1, прогини балки знайдені МПП та МСЕ майже не відрізняються при великих відстанях прикладання навантаження (до 6%); при зменшенні відстані це відхилення збільшується до 56%, що пояснюється не врахуванням зсувних зусиль при розрахунку МПП. Поздовжні відносні деформації на поличці швелера балки та кутові деформації на стінці мають відхилення 1-13%, що в межах похибки вимірювань електротензорезисторів.

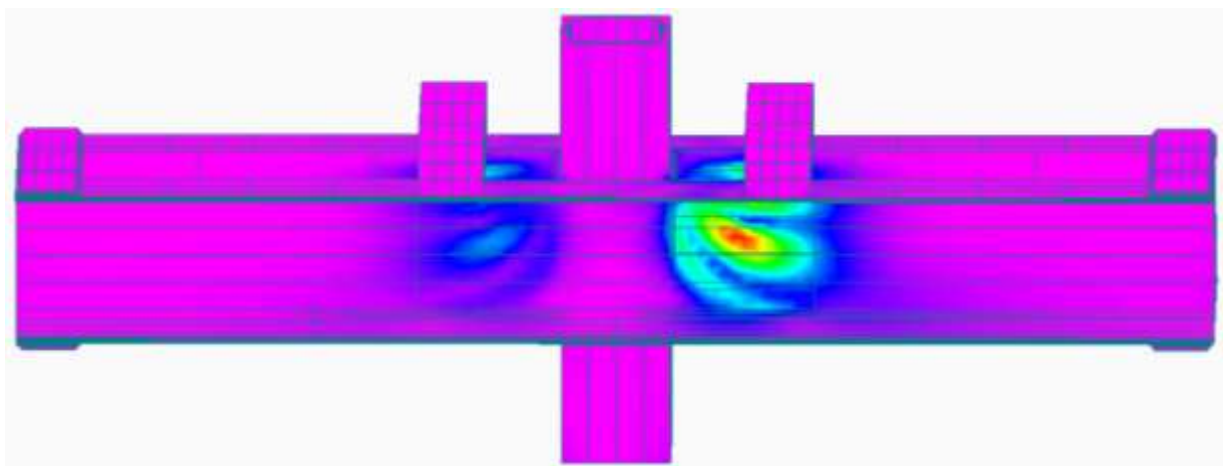


Рис. 4.3.4 – Розвиток напружень у стінці швелерів балки за межею текучості сталі

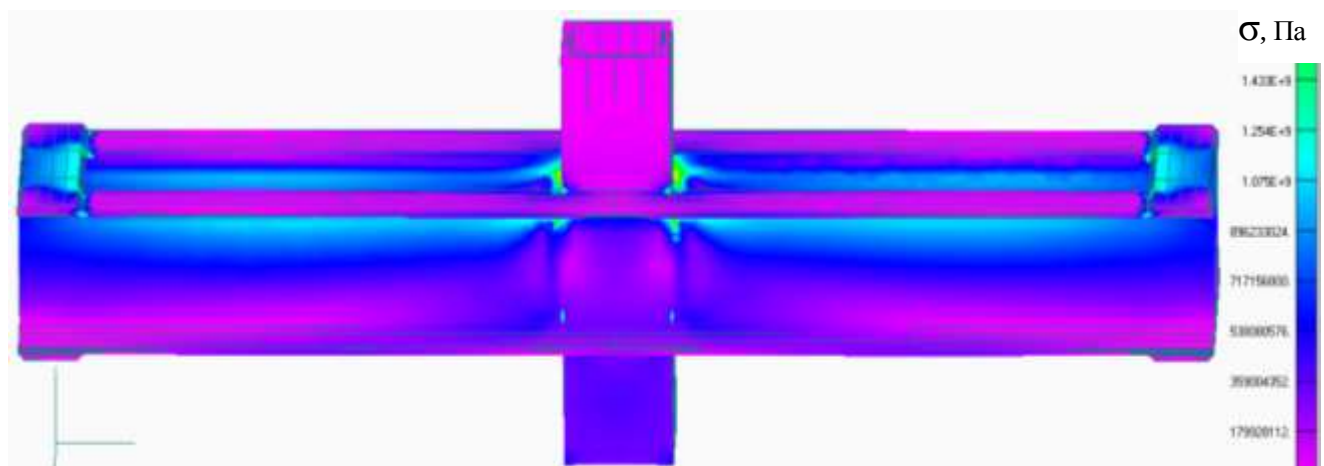


Рис. 4.3.5 – Розподіл головних напружень на поверхні вузла при рівномірному розподіленому навантаженні

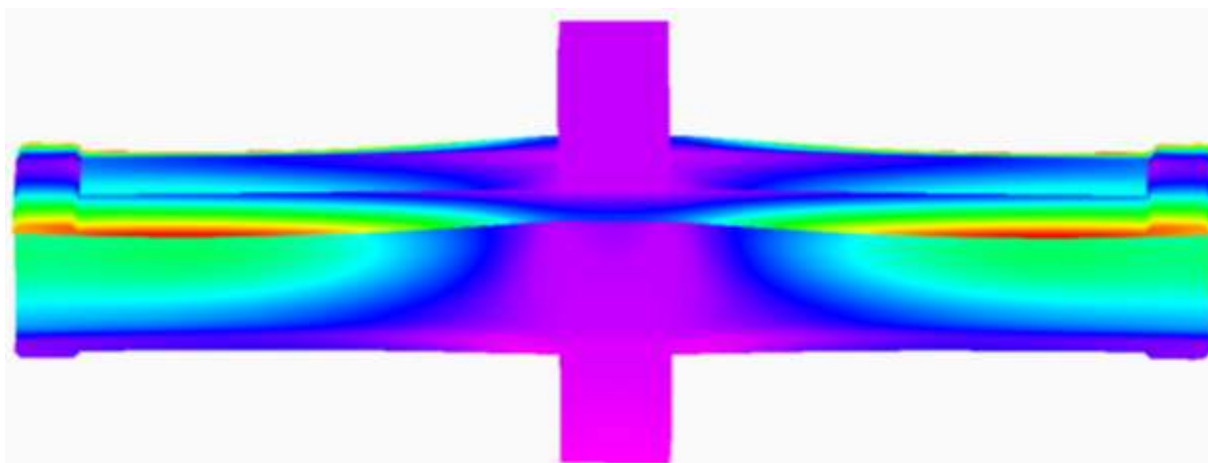


Рис. 4.3.6 – Втрата місцевої стійкості швелерів балки

Таблиця 4.1

Порівняння результатів натурних і теоретичних досліджень вузлів із швелерів

Відстань прикладення навантаження e , см	Зрізаюча сила N , кН	Згинальний момент M , кНм	Прогини вільних кінців балки виміряні на відстані 47,5 см від швелера колони		
			$f_{МПП}$, мм	$f_{МСЕ}$, мм	Δf , %
40	190	76	1,35	1,27	-6,30
30	220	66	0,96	0,98	2,04
20	300	60	0,63	0,81	22,22
10	360	36	0,20	0,46	56,52
Відносні деформації					
	поздовжні на полиці швелера			кутові на стінці швелера	
	$\epsilon_{\text{експер.}} \times 10^{-5}$	$\epsilon_{\text{теор.}} \times 10^{-5}$	$\Delta \epsilon$, %	$\gamma_{yz \text{ експер.}} \times 10^{-5}$	$\gamma_{yz \text{ теор.}} \times 10^{-5}$
40	83,3	85,0	1,94	68,0	71,9
30	66,5	73,3	9,28	94,3	93,4
20	62,7	65,5	4,32	109,5	118,6
10	39,0	43,7	10,73	148,8	156,5

Далі виконано проектування цифрового двійника в ПК ЛИРА. Створимо геометрію досліджуваного зразка [32]. Запустивши програмний комплекс ЛИРА 9.2, створюємо новий файл задачі «Безфасонний вузол» із шістьма степенями свободи, так як досліджувана модель буде об’ємною (рис. 4.3.7).

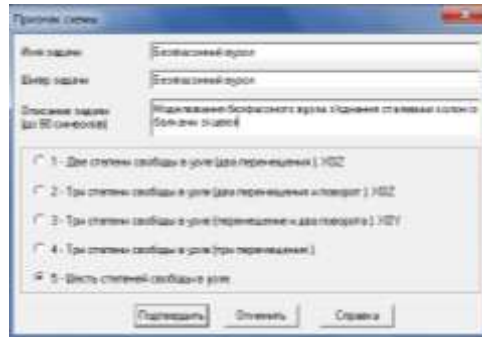


Рис. 4.3.7 – Створення нової задачі

Модельовання швелерів балки буде відбуватися шляхом генерації пластин (рис. 4.3.8) із заданої кількості скінченних елементів товщиною, вказаною в сортаменті прокатної сталі. Спочатку будуть згенеровані полицки швелерів з їх копіюванням (рис. 4.3.9), після них – стінки. Розмір скінченних елементів для полицки швелера балки приймаємо 25×14.5 мм, для стінки – 25×14 мм. Такий розмір скінченних елементів прийнятий, щоб елементи швелера колони були суміщені з елементами швелера балки і зумовлений тим, що швелер колони по висоті має 100 мм.

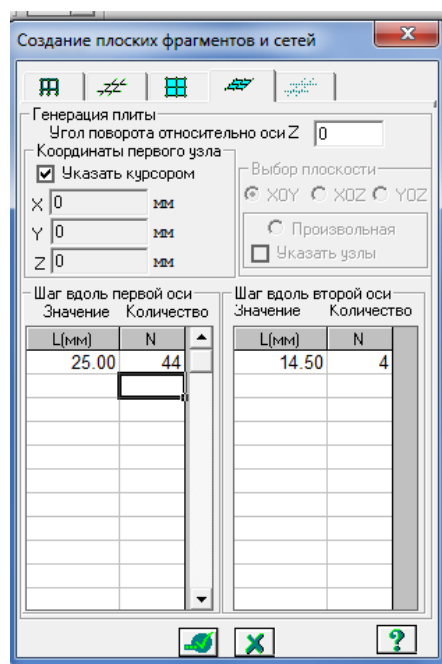
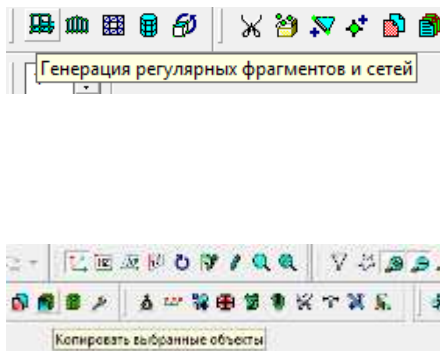


Рис. 4.3.8 – Генерація пластин



а



б



в

Рис. 4.3.9 – Процедура копіювання:

а – виклик команди з виділенням вузлів та елементів;

б – копіювання по горизонталі в площині; в – копіювання по висоті

У результаті генерації полицок швелера балки отримуємо (рис. 4.3.10).



Рис. 4.3.10 – Згенеровані пластини полицок швелера балки

Для зручності подальшого користування моделлю, створення стінок швелерів виконаємо після задання параметрів для скінченних елементів пластин полицок (модуль пружності, коефіцієнт Пуассона, товщину тощо) (рис. 4.3.11).

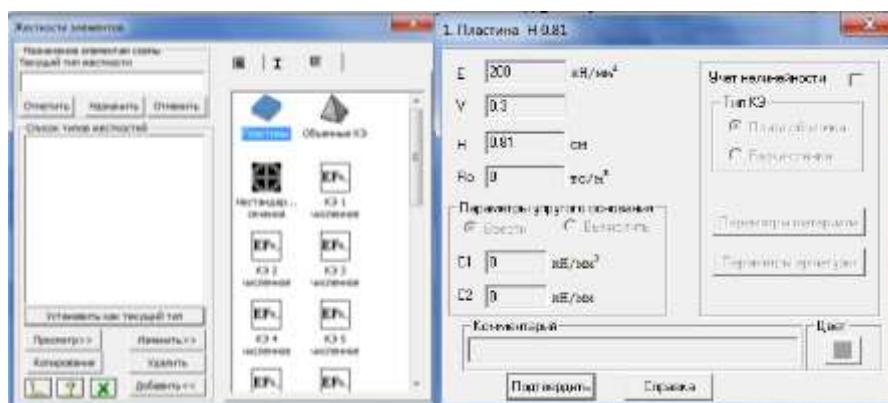


Рис. 4.3.11 – Внесення параметрів скінченних елементів

Далі аналогічні операції проводяться для генерації стінок швелерів балки. Після створення швелерів балки отримуємо наступне (рис 4.3.12)

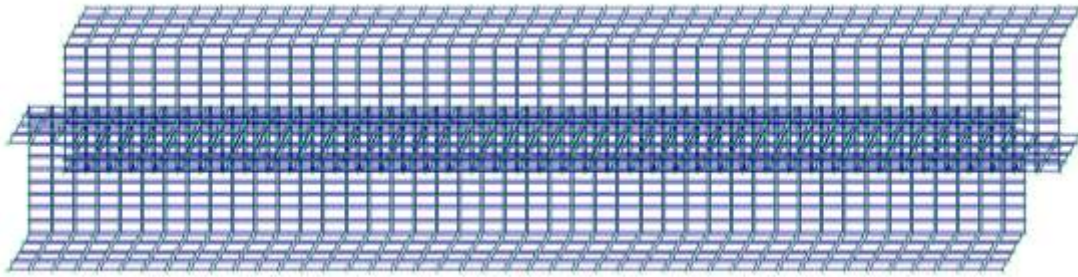


Рис. 4.3.12 – Скінченно-елементна модель швелерів балки

Далі виконуємо генерацію колони, що складається з пластин певної товщини. Розміри скінченних елементів по висоті будуть змінюватися. В площині XOZ у зоні, де колона перетинається з балкою розмір скінченних елементів буде таким, як і в стінці швелера балки 25x14 мм. Таке розбиття необхідне для суміщення вузлів та елементів балки та колони. Це необхідно для того, щоб уникнути додаткового введення граничних умов між стінкою швелера балки та колони, та дає змогу по чергово внести жорсткості елементів у загальну матрицю жорсткості сумуючи їх. Тому жорсткість цієї зони буде наближено відповідати жорсткості натурної моделі. Частина, що виходять за цю зону будуть мати сітку скінченних елементів збільшеного розміру 25×26 мм, так як результати в цих областях не є об'єктом дослідження та не потребують великої точності при розрахунках. Це дозволить зменшити кількість рівнянь та розмір матриці жорсткості, що зумовить більш швидкий розрахунок моделі. В площині YOZ розмір скінченних елементів буде 23×14 мм.

Саму ж генерацію скінченних елементів будемо виконувати іншим методом, ніж при створенні швелерів балки. На вільному місці створюємо чотири вузли по габаритам поперечного перерізу колони (рис. 4.3.13), з'єднуємо їх стержнями та розбиваємо їх на 4 рівних частини.

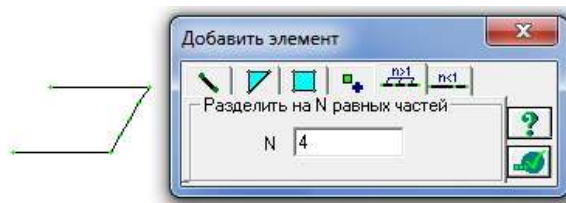


Рис. 4.3.13 – Початок створення колони

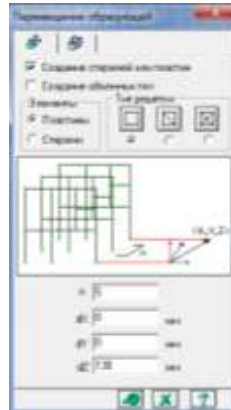


Рис. 4.3.14 – Створення елементів колони

Далі відмічаємо отримані вузли та інструментом «Объект, заданный перемещением или вращением образующей» створюємо верню частину колони, як показано на рисунку 4.3.14.

Після задання жорсткості елементам колони переносимо її у визначене положення (рис. 4.3.15).

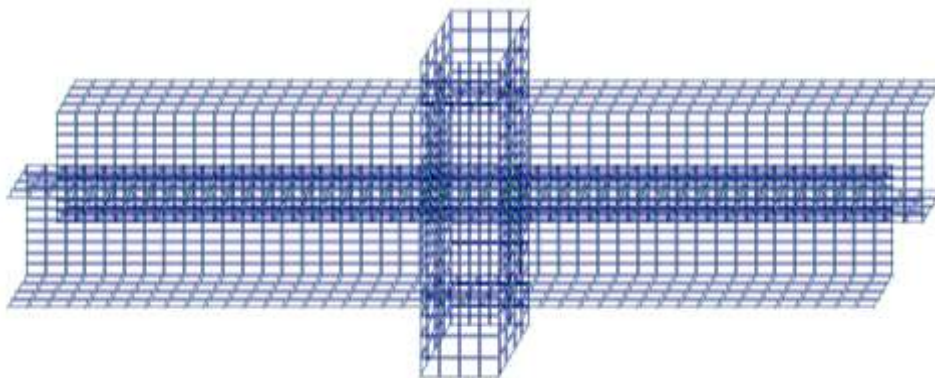


Рис. 4.3.15 – Скінченно-елементна модель вузла

Далі для всіх скінченних елементів моделі присвоюємо загальний тип інструментом «Смена типа КЭ» на «Тип 41 – Универсальный прямоугольный КЭ»

оболочки» (рис. 4.3.16) та упаковуємо схему інструментом «Упаковка схемы» (рис. 4.3.17).

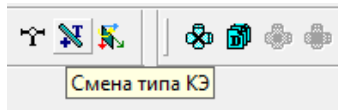


Рис 4.3.16 – Присвоєння типу скінченним елементам

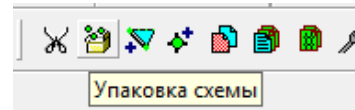


Рис. 4.3.17 – Процедура упакування скінченно-елементної моделі

Скінченно-елементна модель безфасонного вузла для розрахунку готова. Далі створюємо граничні умови та навантаження.

При розробленні моделі, створення додаткових пластин на кінцях балки було навмисно упущено. Щоб зімітувати роботу наварених пластин заборонимо переміщення по осі «у» тих вузлів скінченних елементів, які знаходяться у зонах розміщення пластин на натурній моделі. Ширина пластин 50 мм, а ширина скінченного елемента – 25 мм, тому виділяємо ділянки розмірами у два скінченних елемента від країв балки та забороняємо переміщення (рис. 4.3.18).

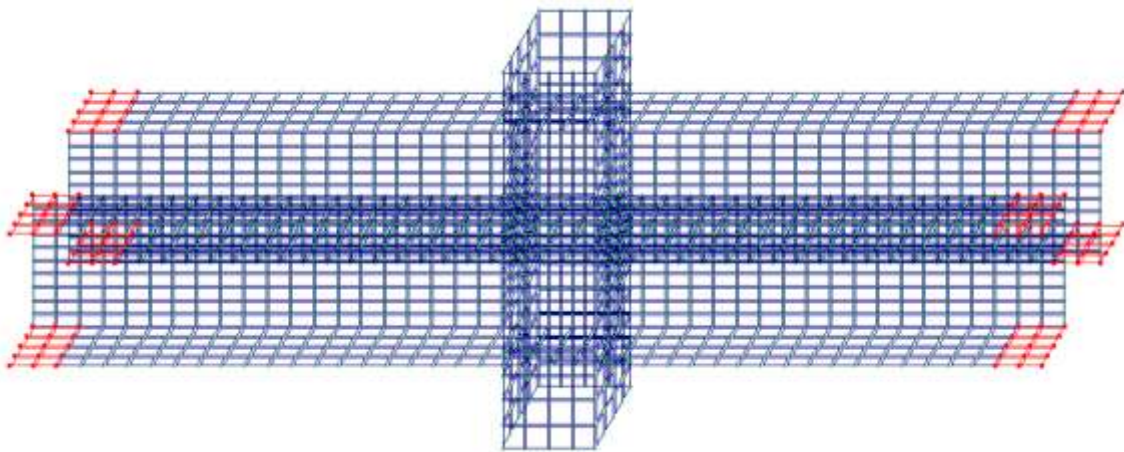


Рис. 4.3.18 – Моделювання роботи металевих пластин

Далі, як і при проведенні експерименту, зімітуємо шарнірні опори, заборонивши переміщення по осі «z,x» виділених вузлів з відповідним ексцентриситетом (рис. 4.3.19).

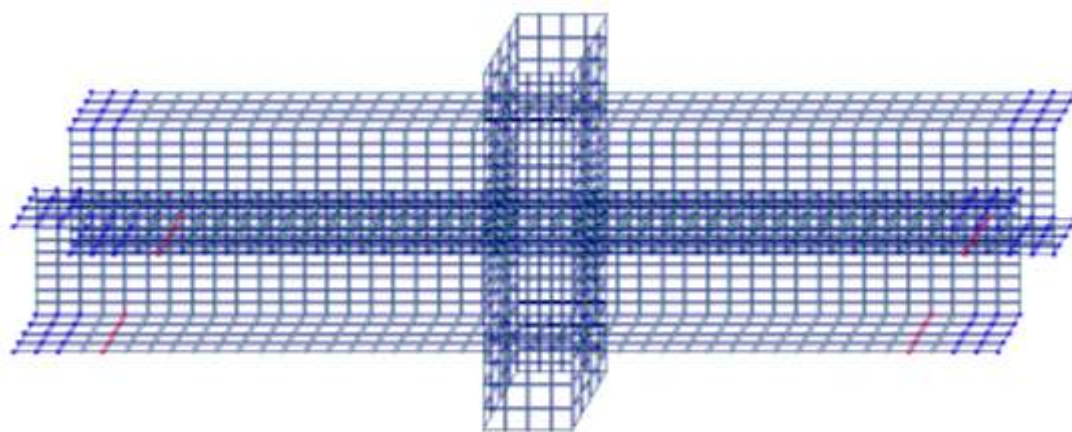


Рис. 4.3.19 – Моделювання шарнірних опор

Далі задаємо навантаження, прикладаючи зверху у вузли, розділивши діючу силу на кількість вузлів у перерізі (рис. 4.3.20)

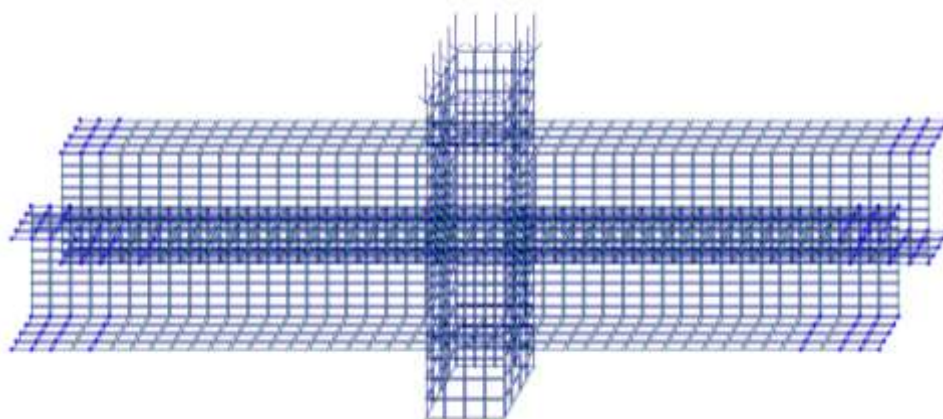


Рис. 4.3.20 – Прикладення навантаження

Після процедури розрахунку виводимо на результати скінченно-елементного аналізу, які будуть мати наступний вигляд (рис. 4.3.21 - 4.3.24)

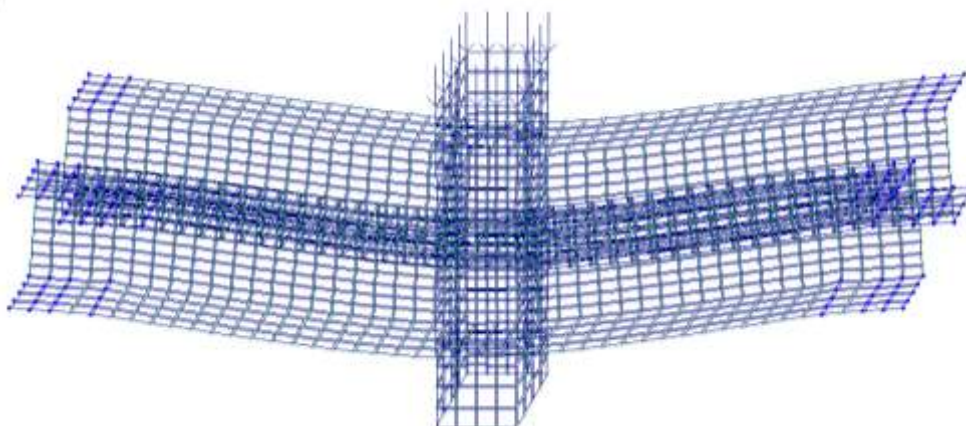


Рис. 4.3.21 – Деформована схема моделі

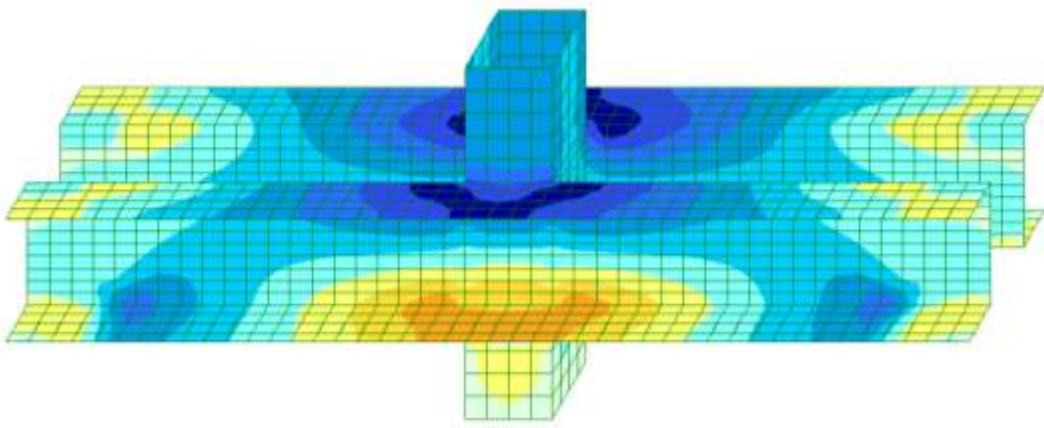


Рис. 4.3.22 – Розподіл нормальних напружень σ_x

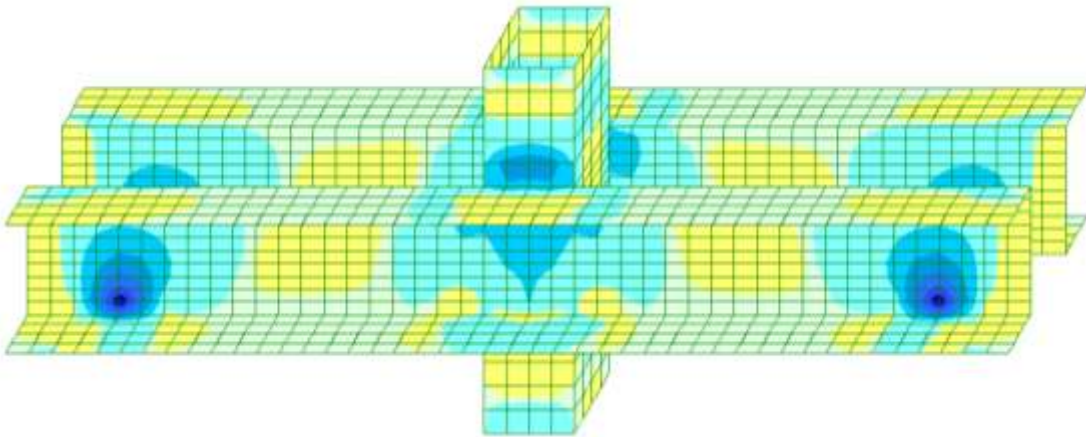


Рис. 4.3.23 – Розподіл нормальних напружень σ_y

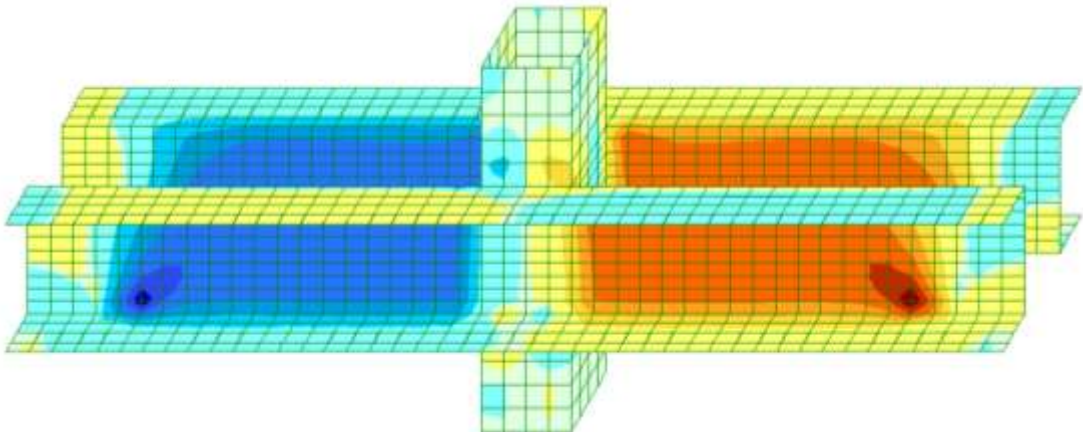


Рис. 4.3.24 – Розподіл дотичних напружень τ_{xy}

За експериментальними даними були визначені діючі сили з відповідним ексцентриситетом, які визначали роботу металу до межі текучості. В результаті отримані деформації та переміщення в досліджуваних областях, на основі яких були обчислені напруження. Такими ж силами була завантажена модель в

програмному комплексі ЛИРА 9.2 та отримані розподіли напружень у відповідних зонах, за якими були обраховані деформації.

Тобто, по розрахованій моделі знаходився відповідний скінченний елемент, який відповідав розташуванню тензорезистора на експериментальній моделі, та знімалася інформація про його напружено-деформований стан (рис. 4.3.25). Відліки знімалися у зонах, позначених червоним.

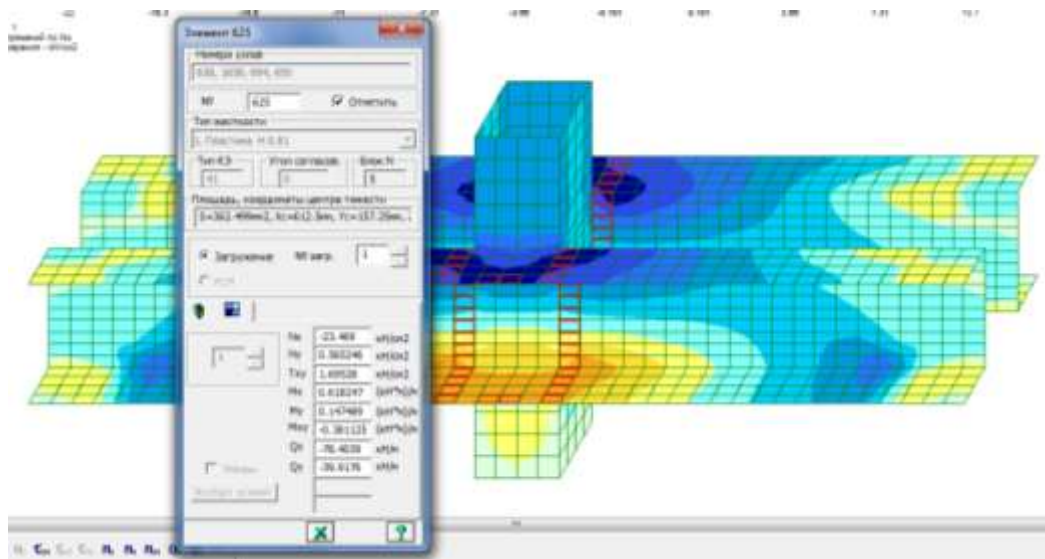


Рис. 4.3.25 – Процес отримання результатів

Отримані значення зведені до таблиць з залежностями від діючої сили та відповідного ексцентриситету.

Таблиця 4.2

Значення нормальних та дотичних напружень

Відстань, см	Діюча сила, кН	Момент, кНм	Нормальні напруження, кН/см ²	Дотичні напруження, кН/см ²
10	360	18	13	13.9
20	300	30	21.7	11.1
30	220	33	21.8	7.8
40	190	38	24.1	6.1

Таблиця 4.3

Значення поздовжніх та кутових деформацій

Відстань, см	Діюча сила, кН	Поздовжні деформації, $\times 10^{-5}$	Кутові деформації, $\times 10^{-5}$
10	360	67	175
20	300	105	140
30	220	106	98
40	190	117	77

Для співставлення отриманих даних буде проведений аналітичний розрахунок, внаслідок чого отримаємо аналогічні таблиці для перевірки як експериментальних даних, так і даних отриманих за допомогою програмного комплексу.

Проаналізуємо отримані результати шляхом зіставлення даних, отриманих експериментальним шляхом, за допомогою програмного комплексу ЛИРА 9.2 та теоретично, сформувавши порівняльні таблиці 4.4 та 4.5.

Таблиця 4.4

Порівняння нормальних та дотичних напружень

Відстань, см	Зрізаюча сила, кН	Момент кНм	Нормальні напруження, кН/см ²			Дотичні напруження, кН/см ²		
			теор	експер	ЛИРА	теор	експер	ЛИРА
10	360	18	12.8	11.5	13	15.3	11.8	13.9
20	300	30	21.4	12.9	21.7	12.7	8.7	11.1
30	220	33	23.5	13.7	21.8	9.3	7.5	7.8
40	190	38	27.1	17.6	24.1	8.1	5.4	6.1

Таблиця 4.5

Порівняння поздовжніх та кутових деформацій

Відстань, см	Зрізаюча сила, кН	Поздовжні деформації, $\times 10^{-5}$			Кутові деформації, $\times 10^{-5}$		
		теор	експер	ЛИРА	теор	експер	ЛИРА
10	360	62	56	67	193	149	175
20	300	103	62.7	105	160	109.5	140
30	220	114	66.5	106	117.7	94.3	98
40	190	131	83.3	117	101.7	68	77

На основі отриманих таблиць обчислюємо похибку, яка виникла при зіставленні значень експерименту та програмного комплексу ЛИРА 9.2 відносно аналітичних розрахунків.

Таблиця відносних похибок за напруженнями

Відстань, см	Зрізаюча сила, кН	Нормальні напруження, %		Дотичні напруження, %	
		експер	ЛИРА	експер	ЛИРА
10	360	-10.3	1.4	-22.9	-9.2
20	300	-39.6	1.6	-31.5	-12.6
30	220	-41.7	-7.3	-19.4	-16.1
40	190	-35.0	-11.0	-33.3	-24.7

Таблиця 4.7

Таблиця відносних похибок за деформаціями

Відстань, см	Зрізаюча сила, кН	Нормальні напруження, %		Дотичні напруження, %	
		експеримент	ЛИРА	експеримент	ЛИРА
10	360	-9.7	8.1	-22.8	-9.1
20	300	-39.1	2.3	-31.6	-12.4
30	220	-41.7	-7.2	-19.9	-16.4
40	190	-36.4	-10.7	-33.1	-24.3

За таблицями відносних похибок видно, що розрахунки програмного комплексу ЛИРА приблизно відповідають результатам, отриманим в процесі проведення експерименту, та суттєво не відрізняються від теоретичних розрахунків. Досить значні похибки теоретичних значень, пояснюються тим, що аналітичні розрахунки використовують ідеалізовану модель і не враховують геометрії самої конструкції, а також реальних фізико-механічних властивостей матеріалів.

Проте програмний комплекс показує досить гарні результати та може застосовуватись не тільки при перевірці теоретичних розрахунків, але і при перевірці експерименту. Такий підхід можна застосовувати при плануванні експериментів, щоб зрозуміти роботу конструкції до його проведення, та внести відповідні корективи в експериментальну модель до іспиту зразка, що дозволяє зменшити витрати на проведення дослідження. А при великій варіації завантаження зразка, можна буде відмовитись від дорогих експериментів, посиляючись на результати, отримані в програмному комплексі.

4.4 Моделювання напружено-деформованого стану вузла з'єднання колони із монолітним залізобетонним перекриттям

Виконаємо моделювання цифрового двійника вузла з'єднання колони із монолітним залізобетонним перекриттям. Вузол складається із колони складеного перерізу, виготовленої із двох швелерів із звареними полічками по всій довжині та опорного столика виконаного з листової сталі [35]. Опорний столик являє собою горизонтальний сталевий лист розташований на колоні, закріплений зварюванням та посилений вертикальними листами: траверсами та косинками. Загальний вигляд сталевій колоні з опорним столиком зображено на рис. 4.4.1.

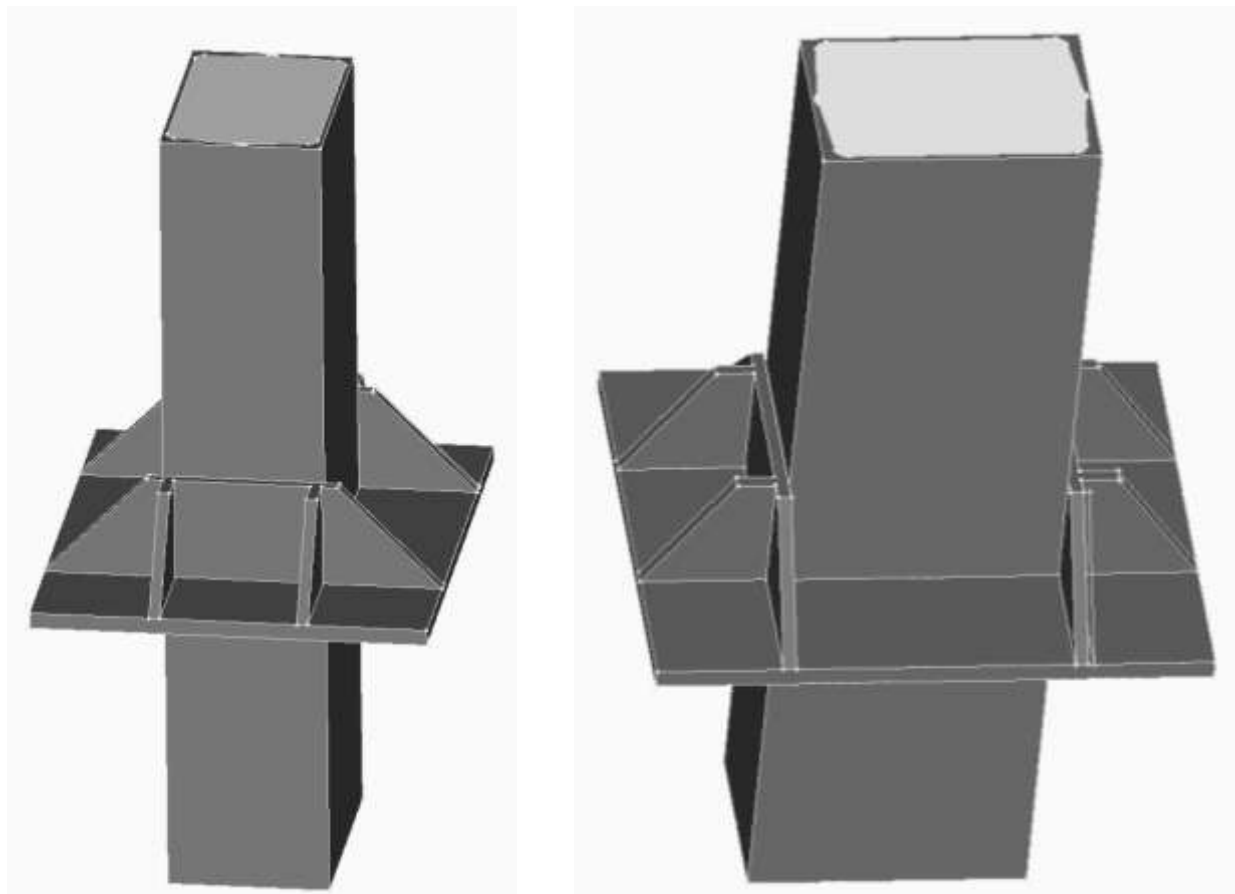


Рис. 4.4.1 – Конструкція металевої частини вузла

Виконаємо розбиття моделі вузла на кінцево-елементну сітку вузла: окремо металевої та бетонної частин. На рис. 4.4.2 зображений результат розбиття металевої частини, а на рис. 4.4.3 представлені всі елементи вузла у вигляді сітки.

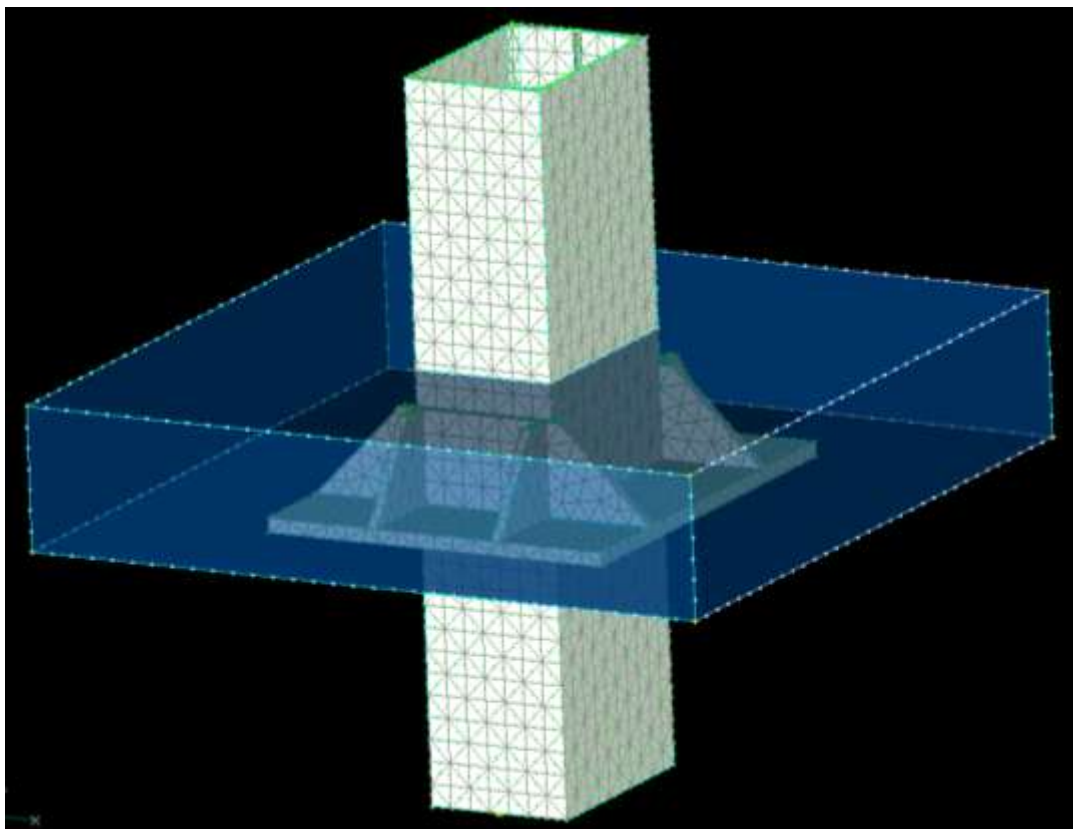


Рис. 4.4.2 – Розбиття металевої частини вузла на кінцеві елементи

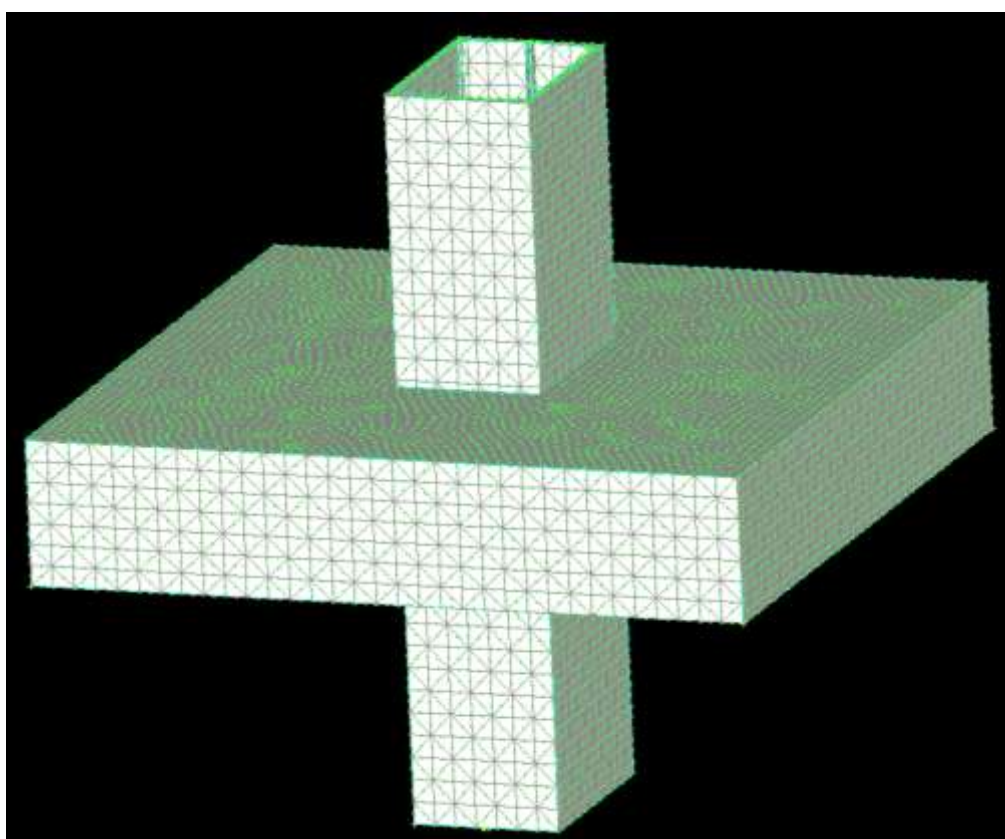


Рис. 4.4.3 – Розбиття вузла (металевої та залізобетонної частин)
на кінцеві елементи

Задаймо властивості кожного окремого матеріалу конструкції, прикладемо навантаження на поперечний переріз колони, опорного столика та залізобетонної плити перекриття. В результаті розрахунку моделі отримаємо характер переміщень елементів конструкції під дією навантажень (N , Q , M) (рис. 4.4.4-4.4.5).

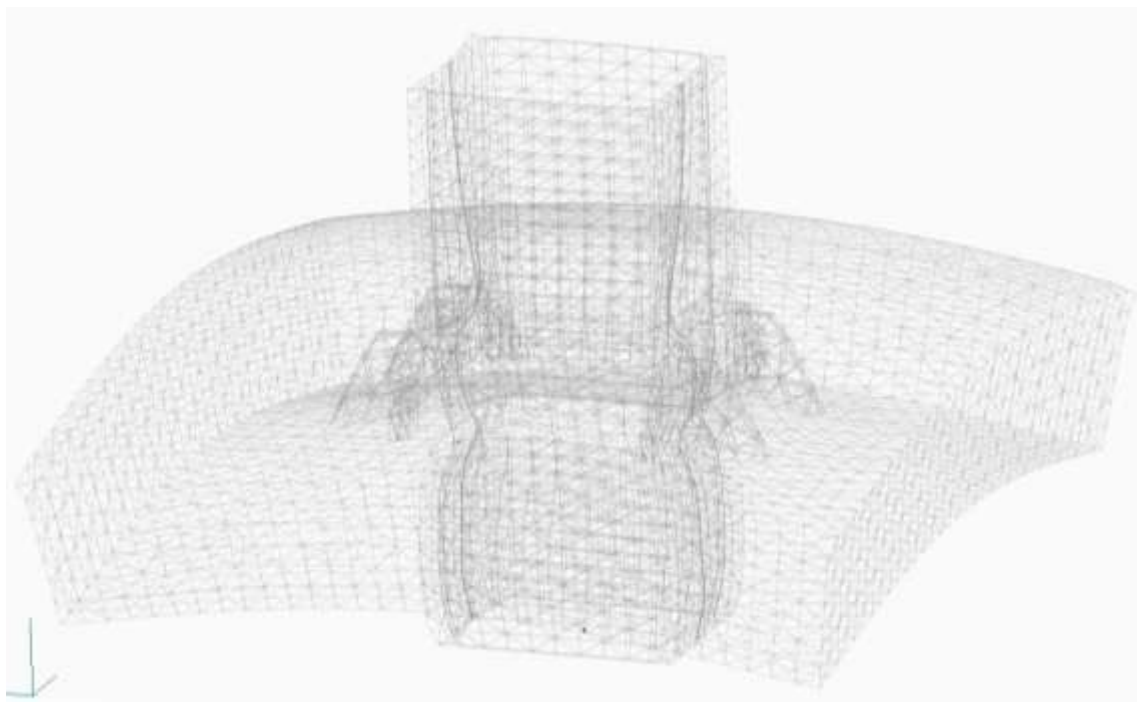


Рис. 4.4.4 – Характер переміщення точок (вузлів) кінцево-елементної сітки моделі

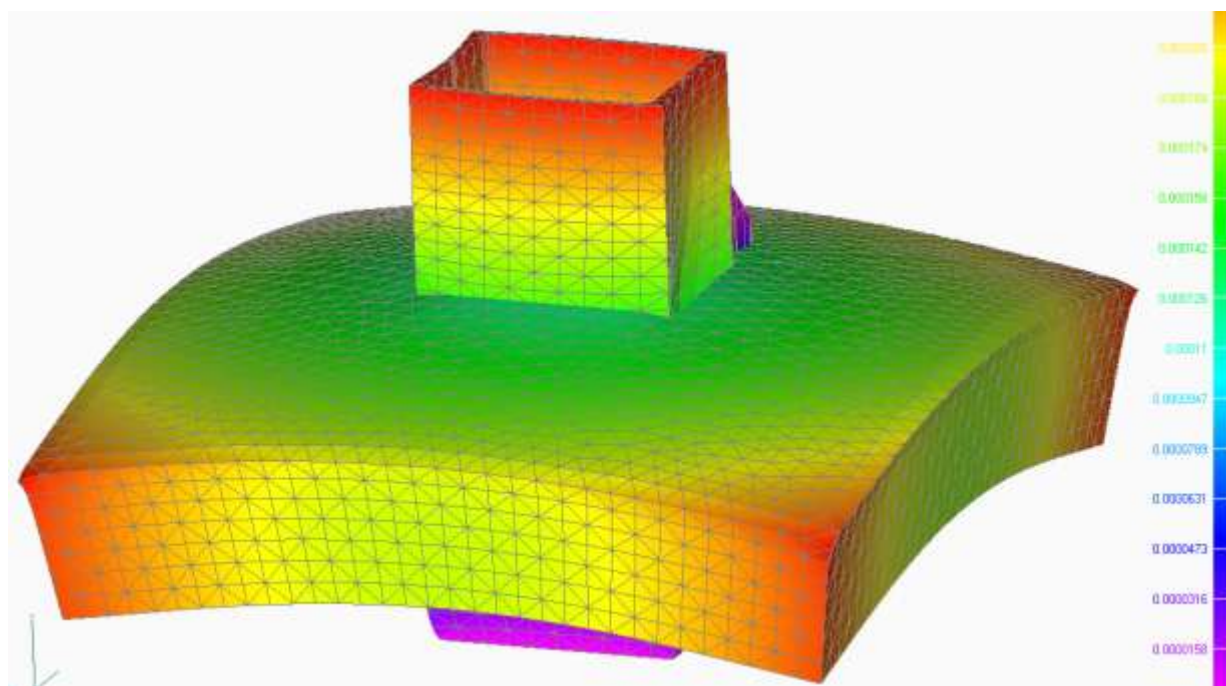


Рис. 4.4.5 – Загальні переміщення моделі вузла завантаженого N , Q , M

203

Аналізуючи нормальні напруження відносно поперечних осей варто відмітити комбінацію стискаючих та розтягуючих напружень на ділянці колони нижче плити перекриття (рис. 4.4.8), при тому значення напруження розтягу в 2,7 разів більше напруження стиску на даній ділянці.

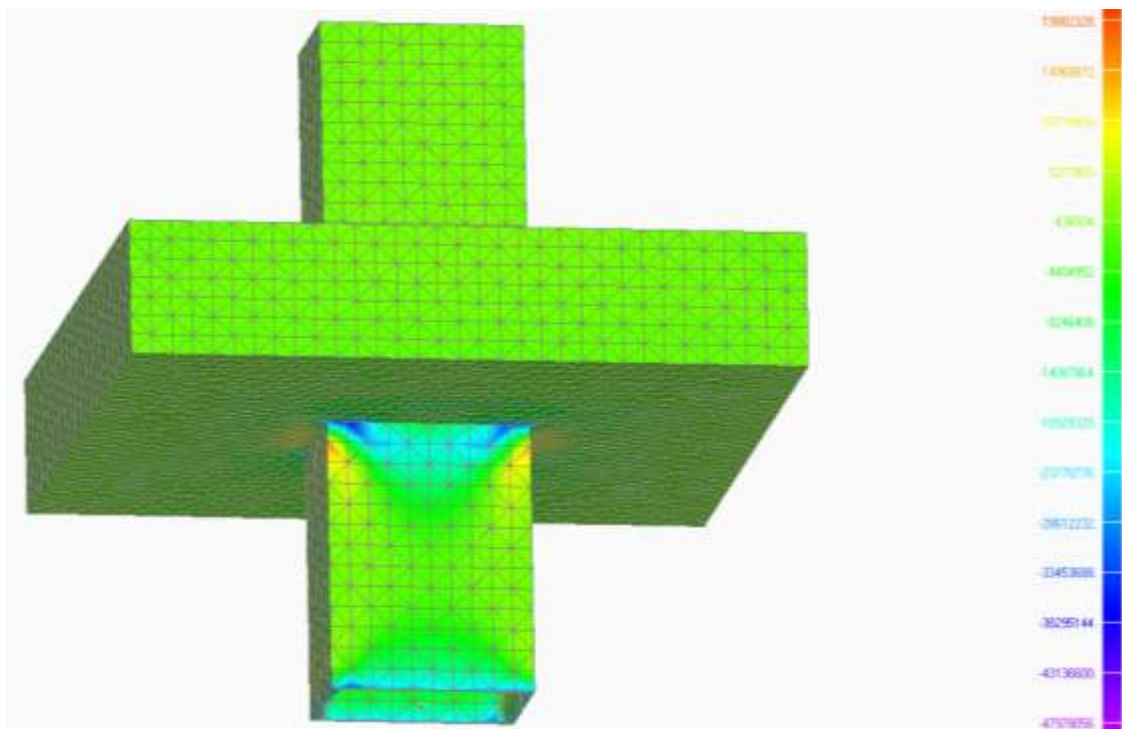


Рис. 4.4.8 – Нормальні напруження відносно поперечних осей

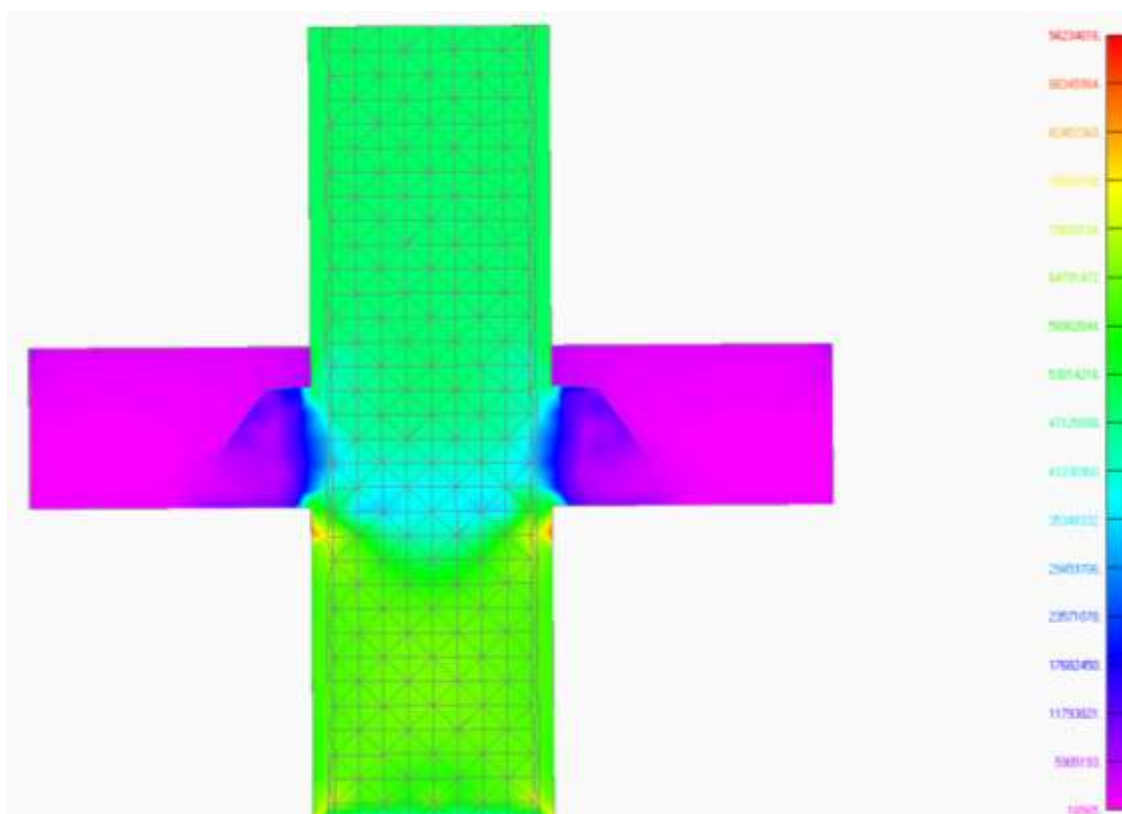


Рис. 4.4.9 – Головні напруження по перерізу по ребрам

На візуалізації головних напружень по перерізу по ребрам колони (рис. 4.4.9-4.4.11), вказують на незначні стискаючі напруження в опорному столику та прилягаючій до нього ділянці колони, а також на точкові концентрації стискаючих напружень у кутах ребер нижче місця примикання опорного столика.

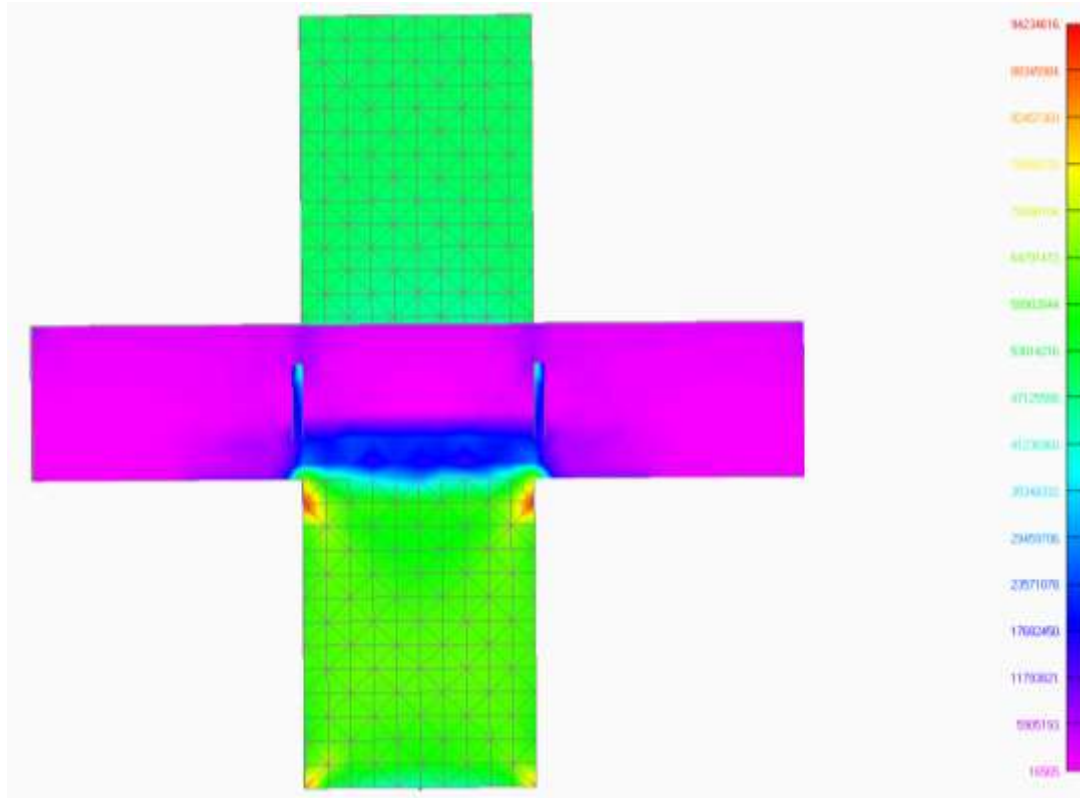


Рис. 4.4.10 – Головні напруження по перерізу по ребрам

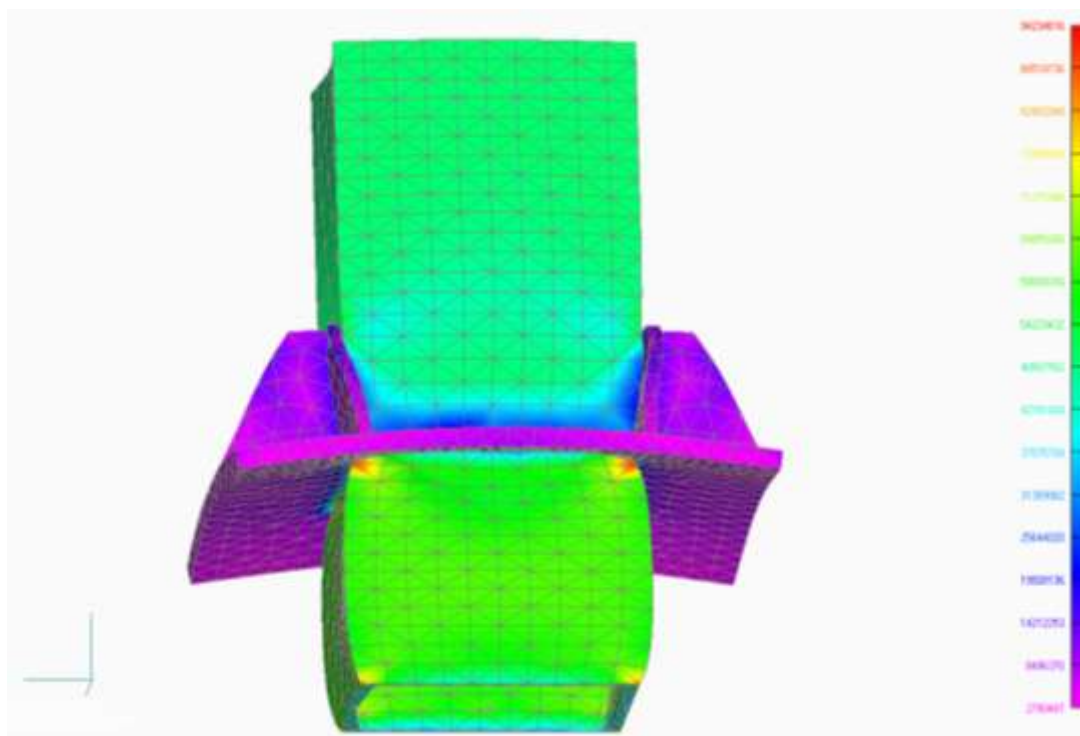


Рис. 4.4.11 – Комбінація головні напружень та загальних деформацій

Виконаємо розрахунок моделі під дією навантажень (N , Q) та отримаємо значення переміщень (рис. 4.4.12), головних напружень (рис. 4.4.13), нормальних напружень по осі Z (рис. 4.4.14) та відносно поперечних осей (рис. 4.4.15).

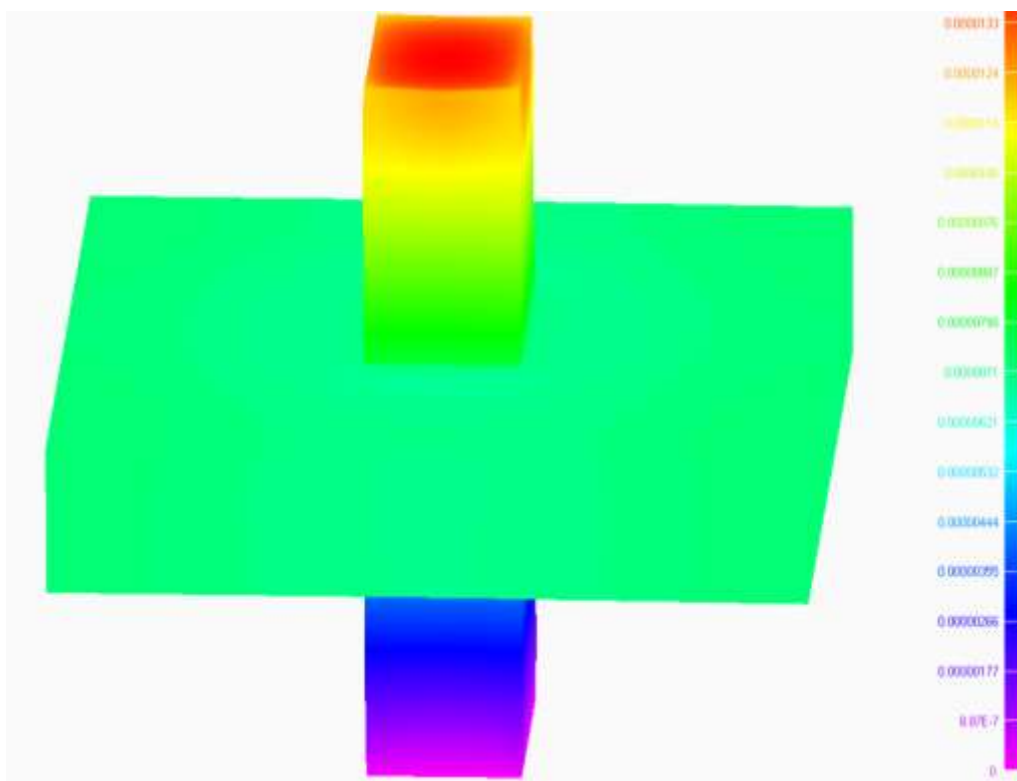


Рис. 4.4.12 – Загальні переміщення

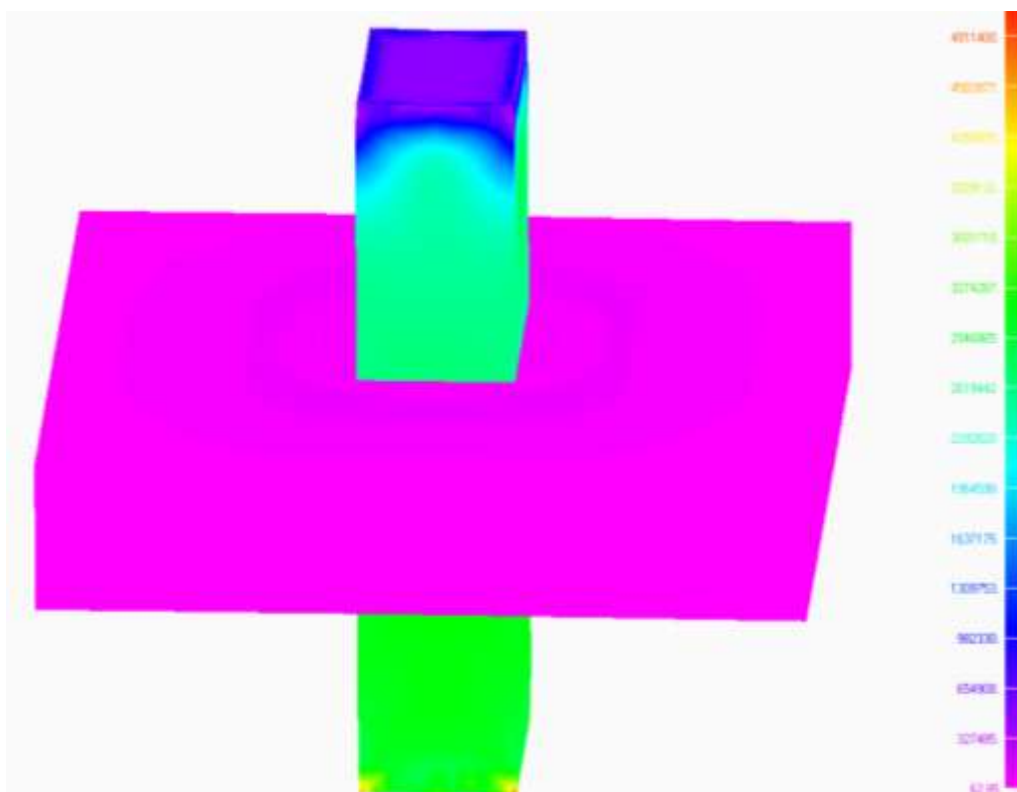


Рис. 4.4.13 – Головні напруження

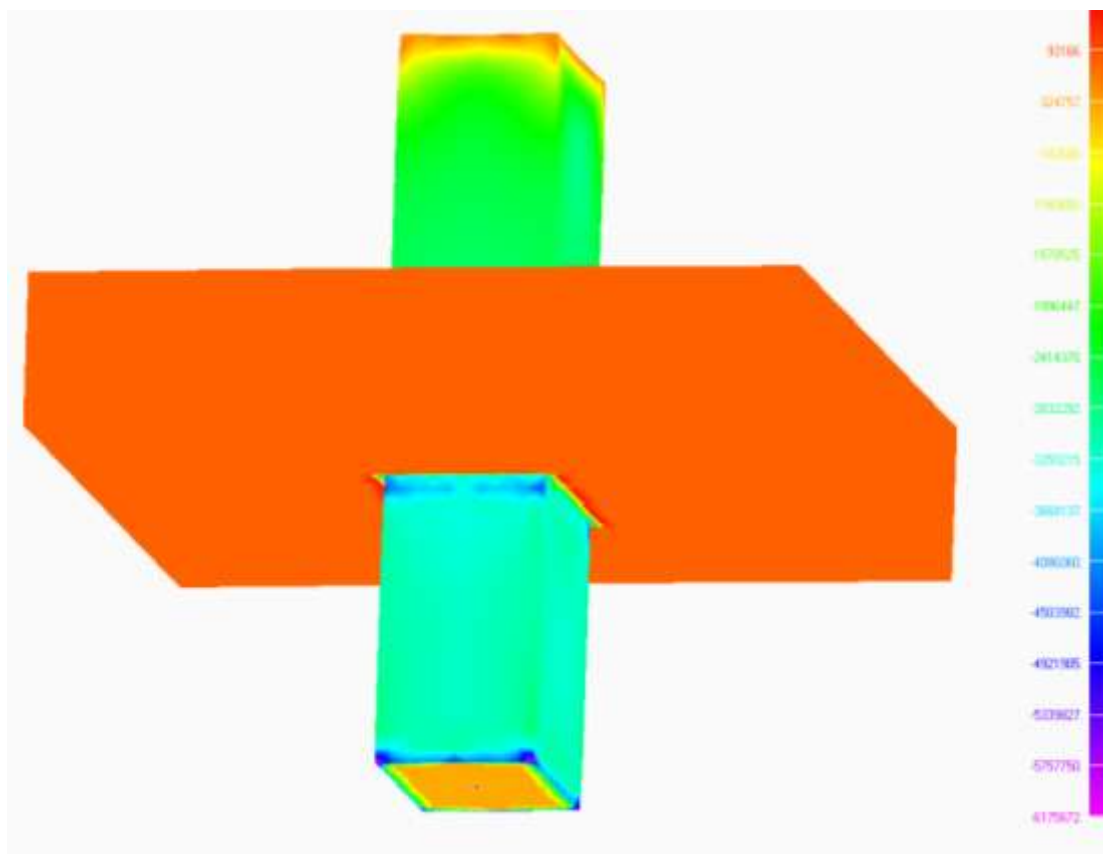


Рис. 4.4.14 – Нормальні напруження відносно поздовжньої осі Z

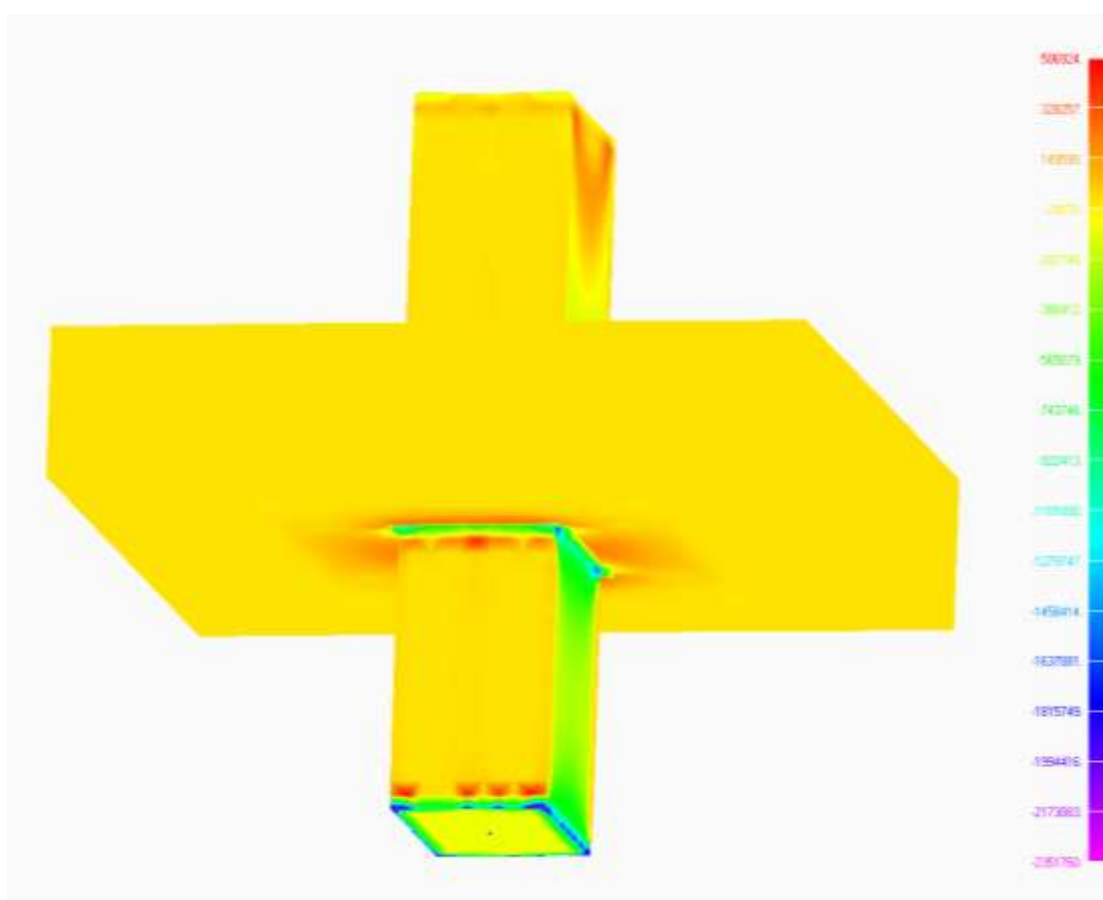


Рис. 4.4.15 – Нормальні напруження відносно поперечних осей

РОЗДІЛ 5

АРМОЦЕГЛЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

5.1 Підсилення цегляних конструкцій сталевую обоймою

Цегляні стовпи є одним із найпоширеніших несучих елементів у кам'яних і комбінованих будівлях. Вони виконують ключову функцію у передачі вертикального навантаження, однак через тривалу експлуатацію, вплив вологи, температурні коливання та нерівномірне осідання фундаментів зазнають поступової деградації. В умовах сучасного відновлення об'єктів, зокрема тих, що мають ушкодження внаслідок воєнних дій, питання підсилення цегляних колон набуває особливої актуальності [12]. Сталеві обойми є одним із найбільш ефективних методів, що дозволяє не лише відновити несучу здатність, а й суттєво підвищити стійкість та пластичність таких елементів. Композитна система «цегла – сталь – бетон» забезпечує перерозподіл напружень у поперечному напрямку, що сприяє зменшенню концентрацій розтягів у швах і запобігає крихкому руйнуванню [6].

Інженерно-аналітична модель схеми підсилення цегляних конструкцій сталевую обоймою, відтворена у програмному середовищі NASTRAN, демонструє послідовність формування об'ємної FE-моделі колони. Початково створюється плоский переріз кладки з урахуванням її геометрії та меж розташування сталевих елементів. Потім формується об'ємна модель, у якій сталеві кутики (L 75×8 мм) та полоси (100×8 мм) розташовуються вздовж вертикальних кутів колони з кроком 500 мм. Такі елементи ідеалізуються як одновимірні балки з лінійною жорсткістю, а цегляна кладка – як тривимірне тіло, представлене гексаедричними скінченними елементами. Цей підхід дає змогу зменшити обчислювальні витрати без втрати точності при аналізі напружено-деформованого стану. Для забезпечення сумісності деформацій між сталлю й цеглою спільні вузли розташовуються по контуру перетину, що дозволяє адекватно моделювати передачу контактних зусиль між шарами [19].

Характеристики матеріалів задаються як ізотропні, відповідно до діючих нормативів – модуль пружності E , коефіцієнт ν та модуль зсуву G визначаються аналітично. Для сталі прийнято дволінійну діаграму Прандтля з урахуванням зони текучості, тоді як для цегляної кладки – спрощену діаграму пружно-пластичної поведінки без урахування зміцнення, що відповідає стадії появи перших тріщин у розчині [6]. У постановці враховано граничні умови защемлення основи, вертикальне навантаження по верхньому поясу та можливість ексцентриситету, який моделює позацентрове стиснення.

Результати моделювання свідчать, що сталеве обоймування сприяє значному перерозподілу напружень у зоні контакту та зниженню ризику локального зминання. При порівнянні з неармованою колоною приріст граничної несучої здатності становить у середньому 25–40 %, а деформаційна здатність зростає майже удвічі. Простежується формування більш рівномірного поля головних напружень і зміщення зон концентрації від кутів до середини перерізу. У моделі спостерігається характерна картина втрати стійкості у вигляді слабкого бочкоподібного викривлення в середній частині, що узгоджується з результатами експериментів Hasenko et al. [6] та підтверджує правильність прийнятих FE-припущень. Додаткові порівняння з аналітичними рішеннями Semko і Hasenko [14] показують, що при включенні в розрахунок пружно-пластичних властивостей сталі розбіжність із експериментом не перевищує 5 %.

Серед важливих висновків – залежність ефективності обойми від товщини стінки сталі та кроку зв'язувальних елементів. При збільшенні товщини полоси до 10 мм приріст несучої здатності майже лінійний, тоді як подальше ущільнення драбинок менше 400 мм не дає помітного ефекту через насичення жорсткістю системи. Ці результати підтверджують попередні спостереження Usenko et al. [18], де доведено, що при спільній дії вертикальних і горизонтальних сил головну роль відіграє перерозподіл напружень у межах зони контакту кладки та металу. Таким чином, сталеві обойми не лише відновлюють геометричну форму пошкодженого елемента, а й створюють сприятливі умови для перехоплення пікових напружень, забезпечуючи композитний ефект роботи системи.

У цілому результати чисельного аналізу та теоретичних узагальнень свідчать, що підсилення цегляних колон сталевими обоймами є ефективним методом структурної реабілітації. Його застосування доцільне для відновлення пошкоджених опор, зокрема в історичних будівлях або спорудах цивільного захисту, де необхідно зберегти існуючі матеріали без радикальної заміни. Отримані закономірності покладено в основу подальших розділів (5.1.1 – 5.1.4), присвячених деталізації скінченно-елементного моделювання, постановці граничних умов і порівнянню чисельних результатів із натурними випробуваннями.

5.1.1. Розробка пропозицій з ефективного влаштування сталевих обойм пошкоджених цегляних елементів. Одним із найефективніших способів підсилення цегляної кладки при локальних чи загальних пошкодженнях є використання зовнішніх сталевих обойм з подальшим внутрішнім бетонуванням [4]. Технологія передбачає створення композитної системи «цегла-сталь-бетон», де всі матеріали працюють спільно, компенсуючи втрату міцності початкової конструкції. Найбільш типові варіанти таких підсилень реалізовано у вигляді технологічних схем П1 (підсилення колон) та П2 (підсилення прорізів). Схема підсилення П1 забезпечує відновлення вертикальних елементів, дозволяє інтегрувати цегляну колонну в просторову жорстку систему через сталь і бетон. Схема П2 спрямована на локальне підсилення отворів, де основним завданням є стабілізація зони перемички. Обидві системи ґрунтуються на принципі перетворення кладки на композитний елемент, що дозволяє розширити несучу здатність конструкції без повної заміни кладки. Практика показує, що обидві схеми ефективні для реконструкції старого житлового фонду з цегли в умовах обмеженого доступу та неможливості повного демонтажу конструкцій.

Схема підсилення П1 (рис. 5.1.1, а) передбачає послідовне влаштування сталевих обойм навколо цегляної колони, яка зазнала пошкодження або часткової втрати несучої здатності. Основною метою є відновлення вертикальної стійкості елементу та зменшення деформацій під навантаженням.

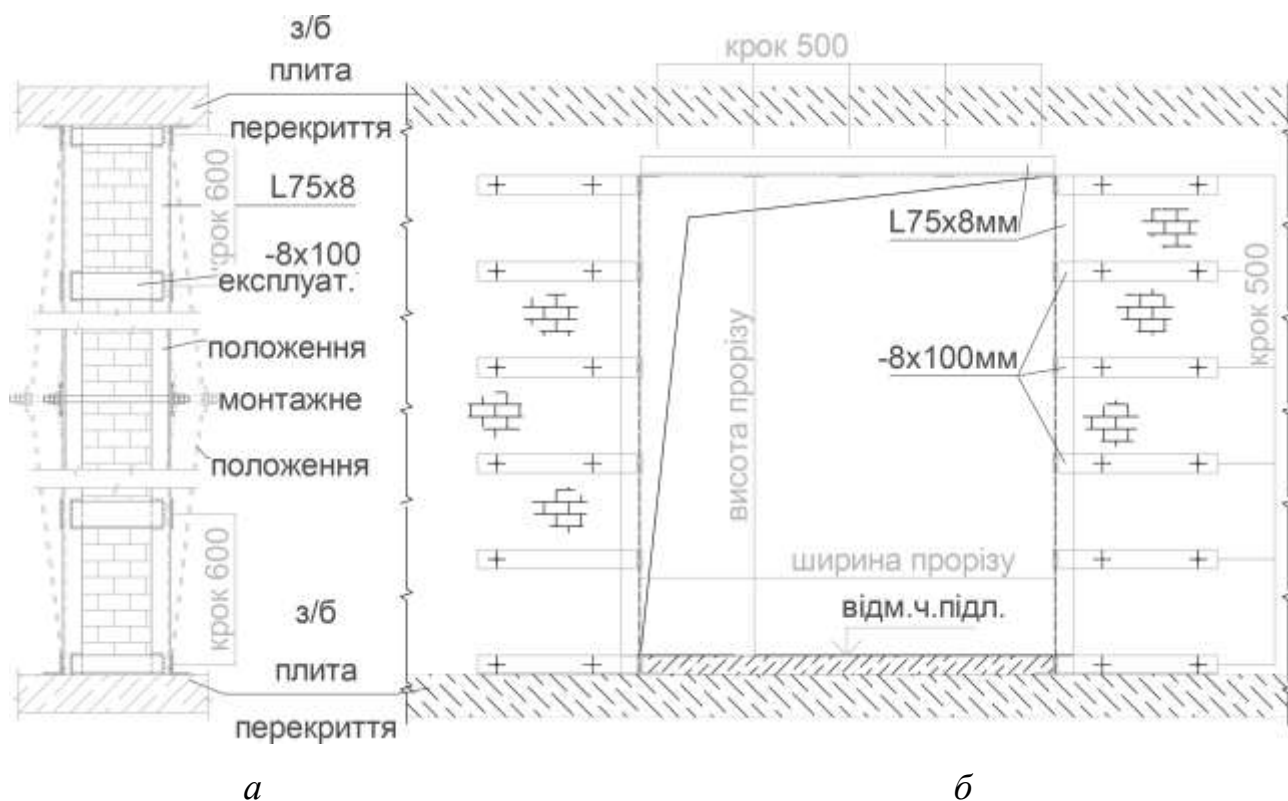


Рис. 5.1.1 – Загальний вигляд рішень підсилення пошкоджених елементів:
а – цегляних стовпів; *б* – цегляних конструкцій по периметру прорізів

Інженерно-аналітична модель цієї схеми показує, що за наявності обойми з жорстких кутиків і драбинок зовнішня оболонка бере на себе частину вертикальних зусиль, а внутрішнє бетонне ядро забезпечує опір зминанню та утримує форму. Така композитна система має підвищену несучу здатність і значно більший резерв довговічності порівняно з відновленою цеглою.

Згідно з проєктним рішенням, підсилення П1 виконується таким чином.

1. Підготовка основи: верхня площа плити перекриття очищається до «живого» бетону. Наноситься вирівнюючий шар цементно-піщаного розчину марки М100.

2. Встановлення обойми: монтуються чотири сталеві кутики $L75 \times 8$ мм, які розміщуються по кутах колони. Вони встановлюються з використанням цементного розчину та, за необхідності, фіксуються саморозпірними дюбелями.

3. Зв'язування кутиків: для забезпечення просторової жорсткості конструкції між кутиками з обох боків зварюються «драбинки» – плоскі смуги

товщиною 8 мм і шириною 100 мм. Вони орієнтуються як горизонтально (на рівні 1/3 плити перекриття), так і вертикально – з протилежних боків обойми.

4. Антикорозійний захист: усі металеві елементи обробляються у два шари фарбою ПФ-115 по ґрунтовці ГФ-021 відповідно до вимог ISO 12944-5:2020.

5. Відновлення кладки: після монтажу конструкції пошкоджені ділянки цегли вибираються, змочується поверхня, і внутрішній об'єм заповнюється бетоном класу C20/25 з ущільненням, або цементно-піщаним розчином M200 з армуванням сіткою Ø8 мм класу ВІ з коміркою 100 × 100 мм.

6. Обмеження: підсилення проводиться виключно в умовах відсутності навантажень на перекриття (снігових, тимчасових, експлуатаційних), що унеможливорює додаткові деформації та забезпечує точність монтажу.

Схема підсилення П2 (рис. 5.1.1, б) призначена для локального підсилення зони прорізів у несучих або огорожувальних цегляних стінах. Основна мета – зменшення напружень у перемичках та запобігання прогресуючому руйнуванню внаслідок концентрації зусиль навколо отвору.

Згідно з проєктним рішенням, підсилення П2 виконується таким чином.

1. Підготовка: з обох боків стіни видаляється пошкоджений шар цегли до «живого» стану. Виконується очищення, зволоження та підготовка до закладення обойми.

2. Встановлення обойми: з двох боків отвору вертикально монтуються сталеві кутики L75 × 6 мм, які спираються на горизонтальний кутик, укладений по нижній частині на розчин M100 по плиті перекриття.

3. Формування «драбинок»: між вертикальними стійками вставляються поперечні планки з отворами, які з'єднуються тяжами. Верхня частина прорізу фіксується горизонтальною драбинкою, яка утворює армовану перемичку, приварену до вертикальних елементів.

4. Зварювання: усі з'єднання виконуються зварним швом катетом не менше 5 мм згідно з ДБН В.2.6-198:2014.

5. Бетонування: внутрішній об'єм прорізу заповнюється бетоном C20/25 або розчином М200 з армуванням сіткою Ø8 мм, що забезпечує додаткову жорсткість і стабільність.

Аналітично запропоновані системи підсилення дозволяють перерозподілити напруження на сталеві елементи, зменшити ризик розкриття тріщин у перемичці та створити ефективну просторову конструкцію, що працює на розтяг та згин. Особливо це актуально при реконструкції прорізів у стінах каркасних будинків, де власна несуча здатність кладки є заниженою.

5.1.2. Виявлення ефективного алгоритму створення скінченно-елементних моделей композитних зразків просторово армованих цегляних колон. Створення скінченно-елементної моделі для визначення напружено-деформованого стану чисельних моделей цегляних конструкцій до та після підсилення та їх аналіз у пружній стадії роботи виконувались із застосуванням деяких нюансів, описаних нижче. Застосування вказаних нюансів дало змогу врахувати фактичні фізико-механічні властивості та різний напружено-деформований стан на момент забезпечення сумісної роботи компонентів композитної конструкції.

Спочатку створювався плоский поперечний переріз досліджуваної моделі цегляної кладки за допомогою прямих, що задавалися координатами вузлових точок. Об'ємна модель конструкції (цегляна кладка) формувалася шляхом видовження утвореної завчасно по заданих прямих плоскої граничної поверхні на необхідну висоту моделі (рис. 5.1.2, а). Для задавання сталевих елементів підсилення необхідно попередньо виділити прямі їх розташування у твердому тілі (цегляній кладці – рис. 5.1.2, б). Для цього тверде тіло різалося площинами, на перетині яких утворювалися прямі для послідуочого розташування на них сталевих елементів підсилення (рис. 5.1.3).

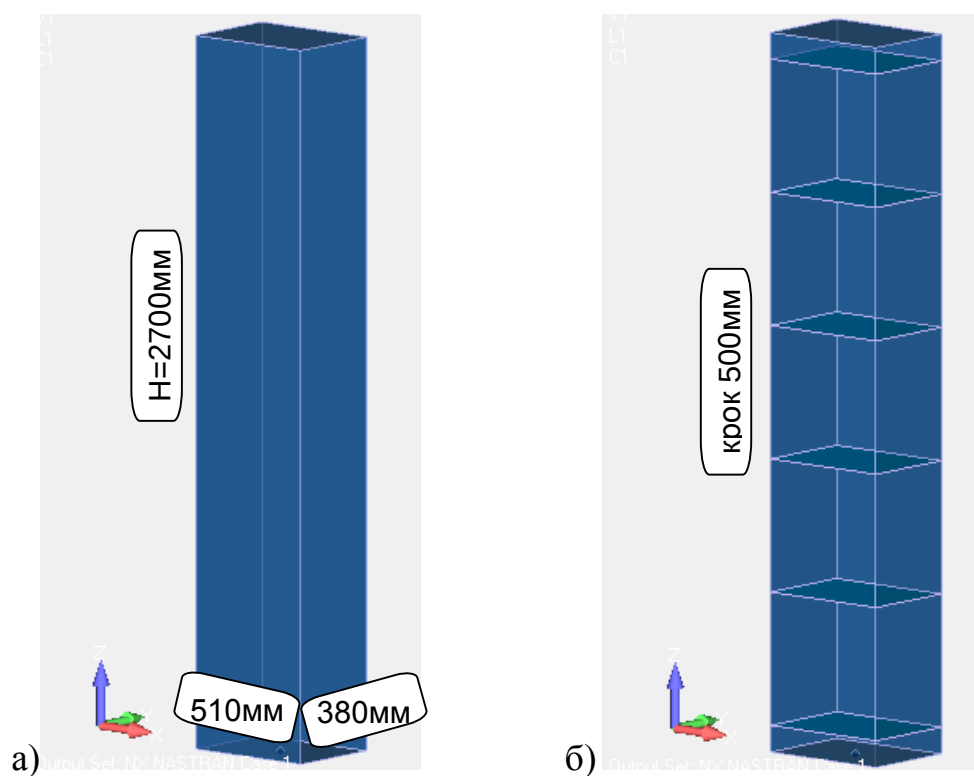


Рис. 5.1.2 – Створення об’ємної геометрії моделі цегляної колони: а) розміри цегляної колони; б) розрізана площинами об’ємна геометрія цегляної кладки

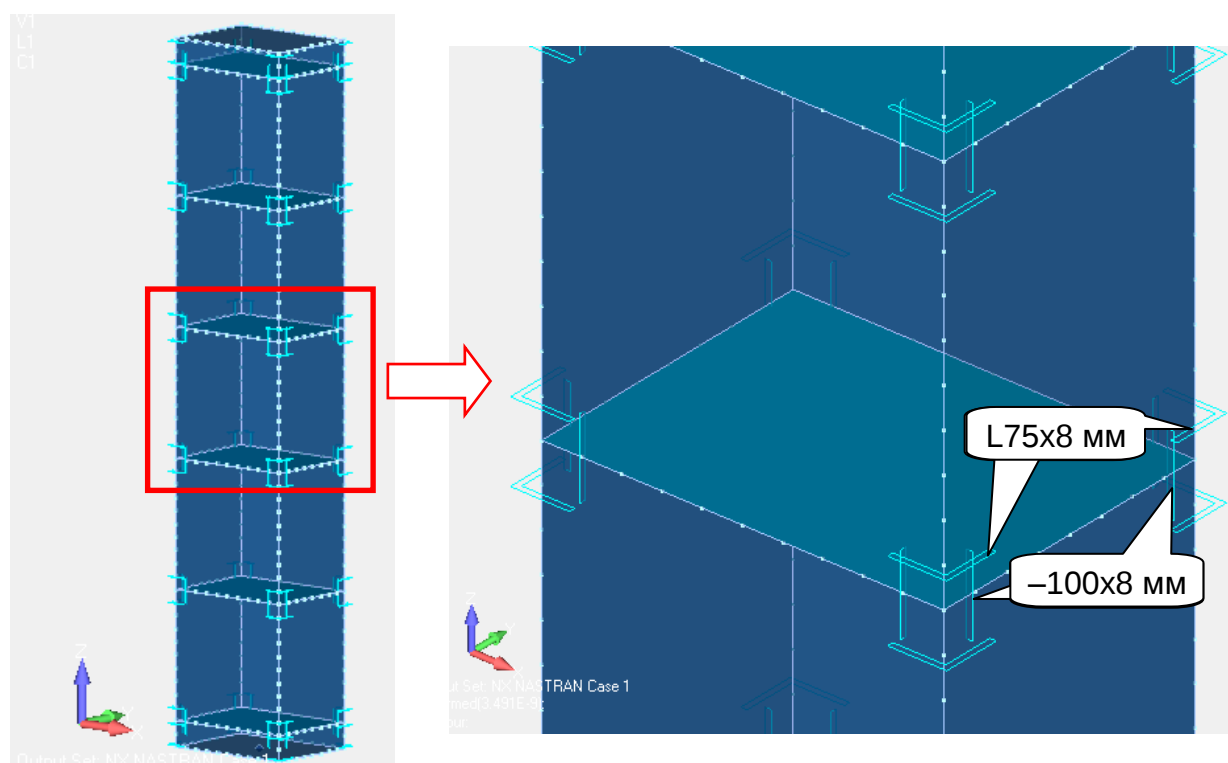


Рис. 5.1.3 – Розташування на перетині площин сталевих елементів

Матеріали моделі (характеристики цегляної кладки та арматурних стержнів) задавалися окремо як ізотропні. Всі властивості матеріалів задавалися у вигляді скалярних величин. Значення фізико-механічних характеристик матеріалів (модуль пружності Юнга E і коефіцієнт поперечних деформацій ν) та закону деформування (σ - ε) бралися згідно діючих нормативних документів. Третя константа – модуль зсуву G – визначалася автоматично по відомому співвідношенню між E та ν .

Під час моделювання конструкцій передбачалося, що вони будуть працювати у пружно-пластичній стадії. Тому при задаванні характеристик матеріалів було враховано дволінійні залежності між навантаженням-деформаціями. Діаграма роботи сталі задавалася спрощеною за допомогою діаграми Прандтля. Вважалося, що критичні (руйнуючі) деформації в цегляній кладці (початку розкриття тріщин між композитами кладки), настають раніше, ніж ділянка зміцнення сталі. Тому діаграма роботи сталі обривалася на ділянці текучості.

Створена об'ємна модель «заповнювалася» скінченними елементами. Сталеві елементи підсилення – кутиків та полоси – розбивалися на одновимірні елементи. Це такі, властивості яких визначаються вдовж прямої (рис. 5.1.4).

Цегляна кладка розбивалася на тривимірні (об'ємні) скінченні елементи. Запропоновані в базі NASTRAN тривимірні елементи поділяються на тетраедри (об'ємне тіло із чотирма сторонами та чотирма кутами – рис. 5.1.5, *а*) та гексаедри (об'ємне тіло із п'ятьма сторонами та п'ятьма кутами – рис. 5.1.5, *б*). При моделюванні просторових тіл правильної геометричної форми перевагу надають скінченні елементи у вигляді гексаедра. Крім того, на вибір типу та розміру об'ємних скінченні елементи вплинули час створення об'ємної скінченно-елементної сітки, необхідний дисковий простір для проведення ПК NASTRAN розрахунку, точність та збіжність отриманих результатів при розрахунку моделей розбитих різними скінченними елементами.

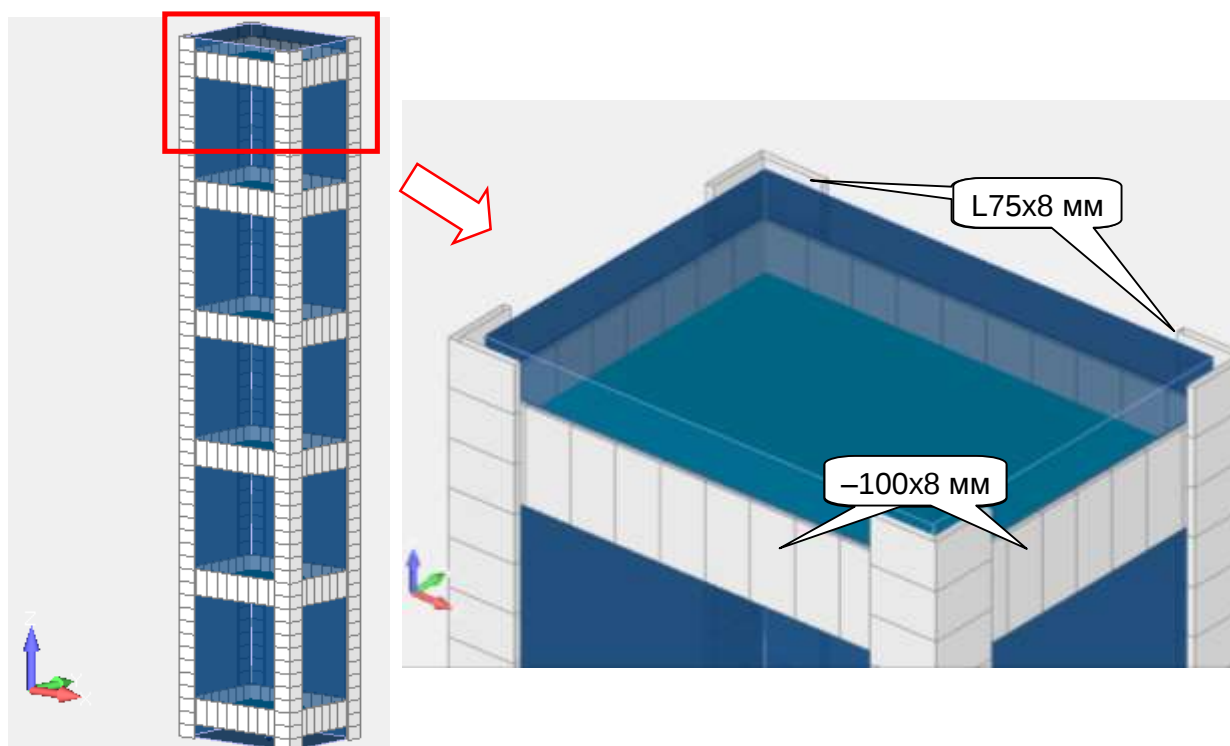


Рис. 5.1.4 – Лінійні скінченні елементи сталевих елементів підсилення

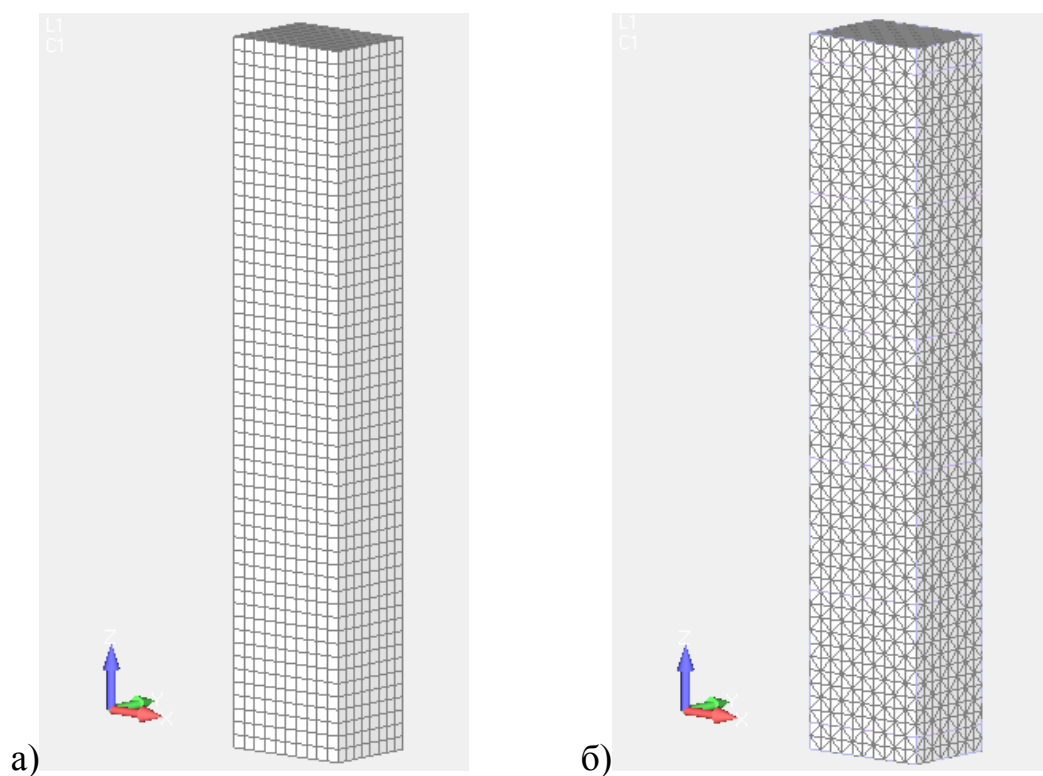


Рис. 5.1.5 – Модель цегляної кладки, розбита на об'ємні скінченні елементи типу:

- а) Hex Mesh (4320 скінченних елементів; 5445 вузлів скінченних елементів);
- б) Tet Mesh (4320 скінченних елементів; 5445 вузлів скінченних елементів)

При розрахунку моделі методом скінченних елементів велике значення має симетрична сітка, так як у іншому випадку розподіл напружень і деформацій матимуть несиметричний вигляд. Щоб цього не відбулося, перед розбиттям на скінченні елементи виконувався контроль розрізання тіла моделі у двох симетричних площинах, а також надання властивостей конкретного лінійного чи об'ємного скінченного елемента за допомогою вікна, показаного на рис. 5.1.6. Після розбиття тіла на скінченні елементи виконувалося обов'язкове об'єднання співпадаючих точок (вузлів скінченних елементів), що утворилися у результаті розрізання тіла. У результаті утворено єдине тіло із об'єднанням співпадаючих вузлів різних матеріалів – сталі та цегляної кладки (рис. 5.1.7). Для заданої моделі виявилося 432 співпадаючих вузли.

Під час проведення чисельного моделювання будівельних конструкцій, були використані декілька типів скінченно-елементного аналізу:

А. Лінійний статичний аналіз (Static) проводився в першу чергу як пробний для контролю коректності створення моделі конструкції. У разі підтвердження правильності розробленої моделі, виконувався наступний повний розрахунок.

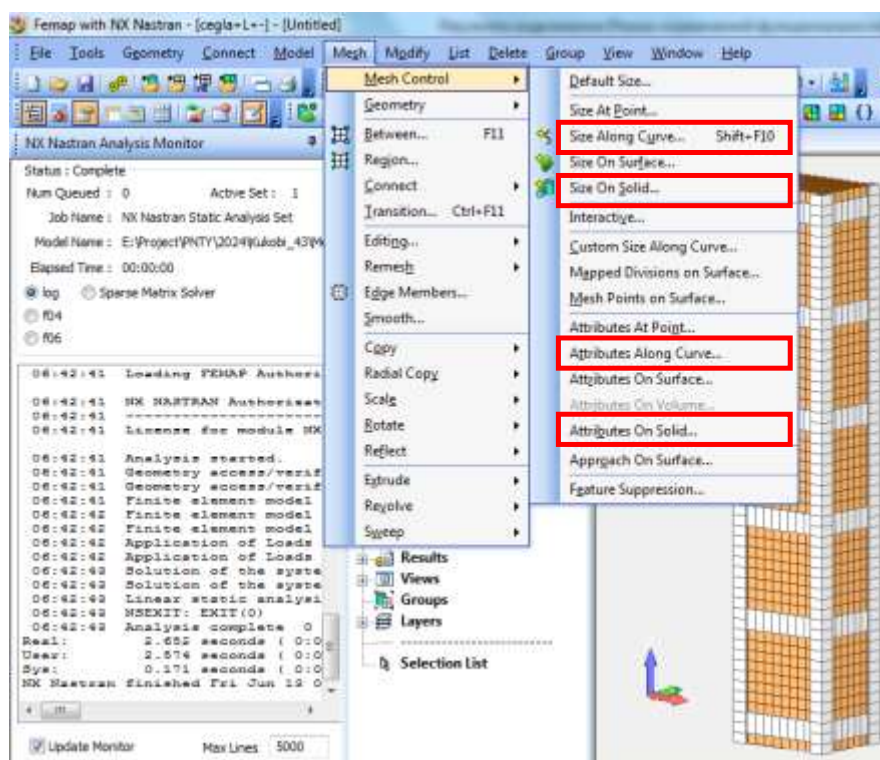


Рис. 5.1.6 – Надання властивостей конкретного лінійного чи об'ємного скінченного елемента

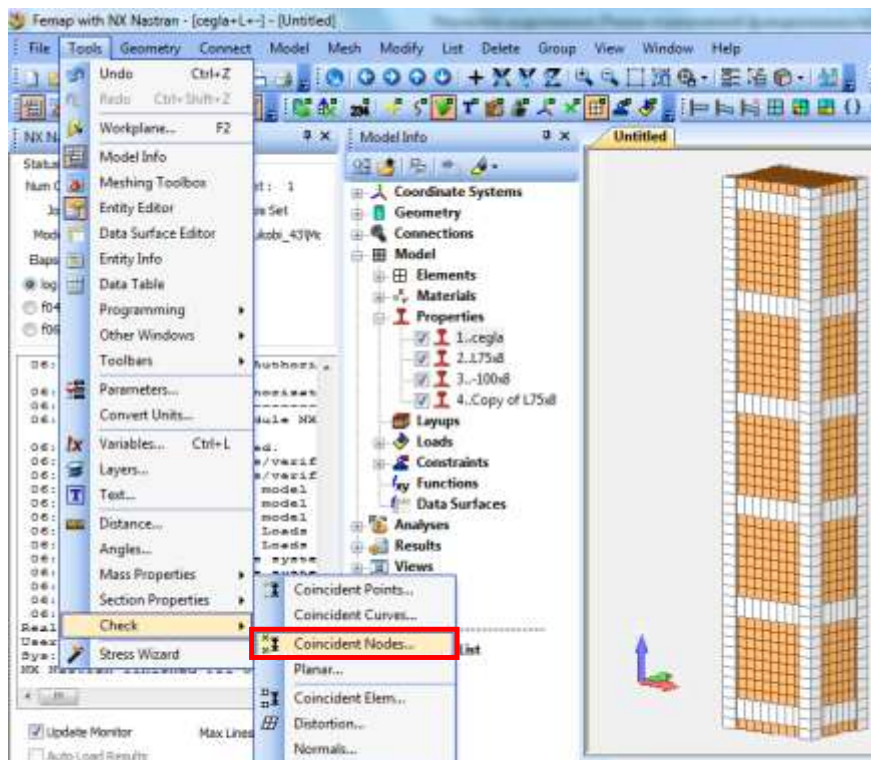


Рис. 5.1.7 – Виконання об'єднання співпадаючих вузлів скінченних елементів цегляної кладки та сталевих елементів підсилення

В. Нелінійний статичний аналіз (Nonlinear Static) – основний тип аналізу, під час проведення якого враховувались попередньо задані функціональні залежності роботи матеріалів (діаграми σ - ϵ). Результати цього типу аналізу використовувалися для порівняння напружено-деформованого стану несучих будівельних конструкцій як без пошкоджень, так і з ними, а також із врахуванням конструкцій підсилення. Число ступенів навантаження від початку завантаження до значення максимально прикладеного – 10 з включенням опції показу результатів на проміжних ступенях. Задане число ітерацій на кожній ступені – 5.

С. Розрахунок на стійкість (Buckling) проводився з метою визначення форми втрати стійкості гнучких елементів будівельних конструкцій, таких як оголені стержні арматурних каркасів тощо.

5.1.3. Результати скінченно-елементного моделювання цегляних колон до і після підсилення. У результаті проведення скінченно-елементного аналізу підсилених складно-навантажених деформованих цегляних колон будівель отримано розподіли напружень на поверхні цегляної кладки до та після підсилення (рис. 5.1.8), а також по довжині елементів сталеві обійми підсилення (рис. 5.1.9).

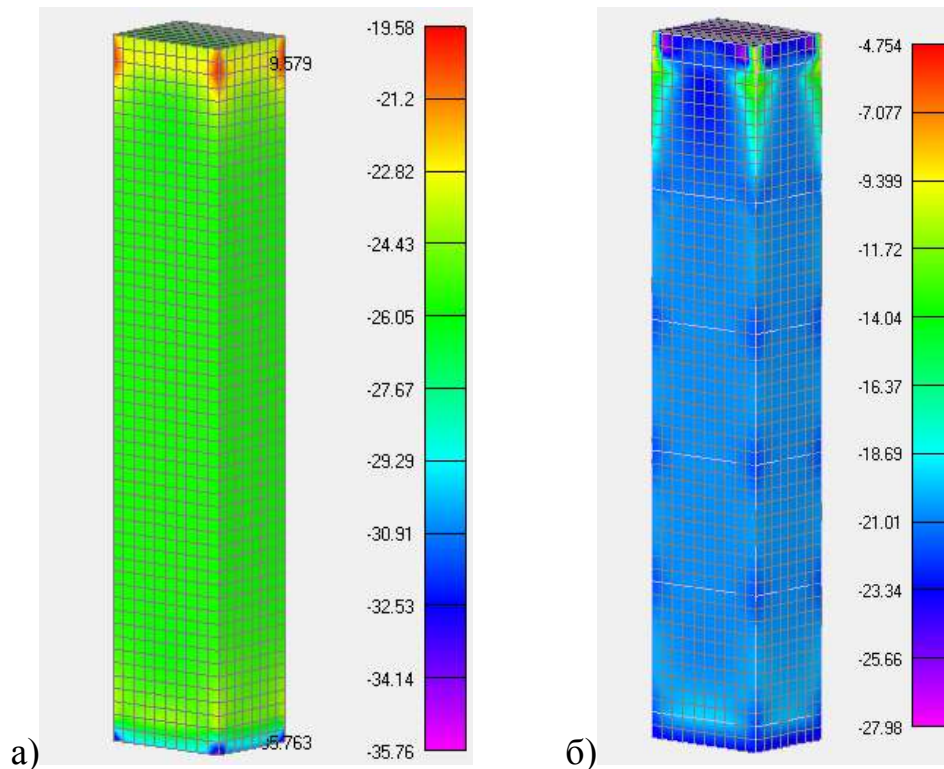


Рис. 5.1.8 – Розподіл напружень на поверхні цегляної колони: а) до підсилення ($\sigma_{\max} = -36$ МПа); б) після підсилення ($\sigma_{\max} = -28$ МПа)

Розподіли напружень, зображені на рис. 5.1.8, 5.1.9 дозволяють визначити місця із максимальними напруженнями та розробити більш ефективні схеми підсилень. Скінченно-елементне моделювання дозволяє виконувати техніко-економічні порівняння розроблених варіантів підсилення без проведення експериментів в умовах лабораторії чи безпосередньо на будівельному майданчику. Так визначено, що після влаштування сталевих обійм підсилення максимальні напруження стиску у цегляній кладці зменшилися на 28,6%. При цьому максимальні напруження сконцентровані біля опорних частин досліджуваної конструкції.

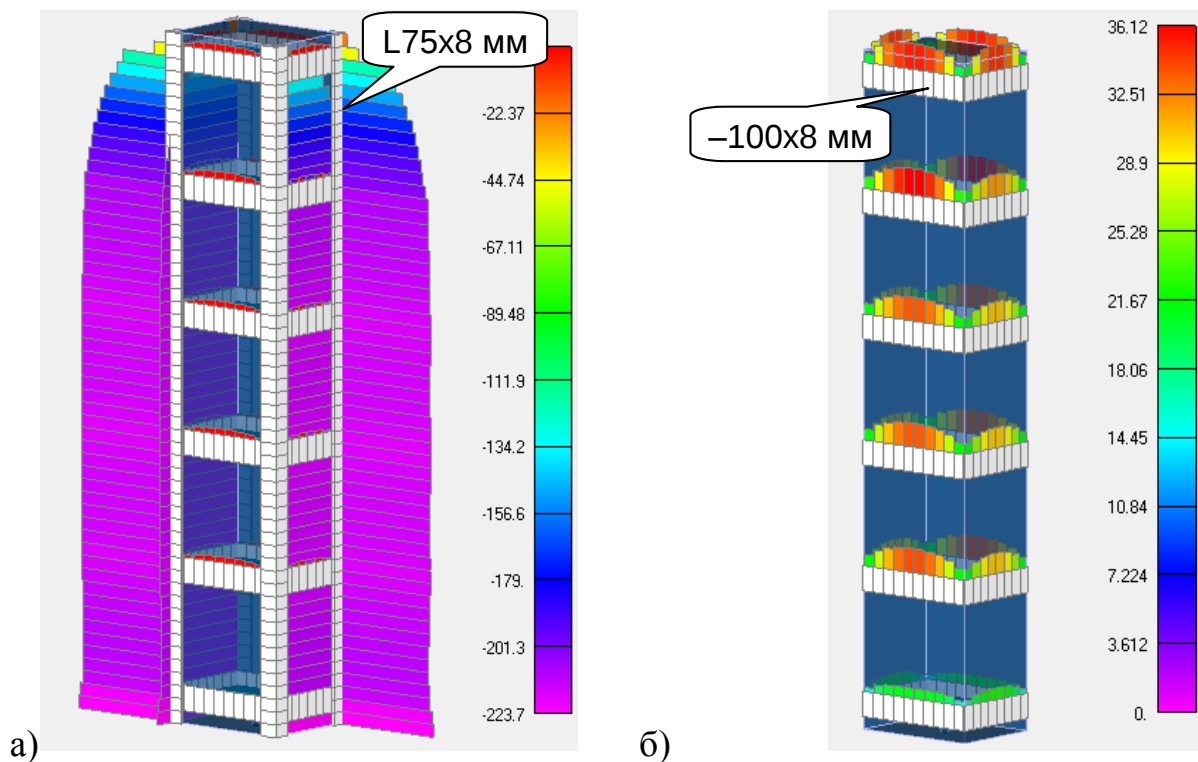


Рис. 5.1.9 – Розподіли напружень по довжині сталевих елементів підсилення:
 а) кутиків обойми ($\sigma_{\max} = -224$ МПа); б) з'єднувальних планок ($\sigma_{\max} = 36$ МПа)

5.1.4. Аналіз результатів математичного моделювання підсилених сталевими обоймами пошкоджених цегляних конструкцій. Під час розробки пропозицій з ефективного підвищення несучої здатності цегляної кладки описано варіант влаштування зовнішніх сталевих обойм (рис. 5.1.1). Якісною особливістю пропозиції у порівнянні із відомими даними [25; 1] є рекомендації з монтажу цих обойм, що дозволяють забезпечити включенням їх у спільну роботу з існуючими цегляними елементами. Ефективність викладених пропозицій підтверджена математичним моделюванням поведінки будівельних конструкцій, що було виконано з використанням методу скінченних елементів. Основна мета моделювання полягала у оцінюванні несучої здатності, жорсткості та деформаційних характеристик підсилених елементів за умов дії різних навантажень. Визначено, що після влаштування сталевих обойм підсилення максимальні напруження стиску у цегляній кладці зменшилися на 28,6% (рис. 5.1.8 і 5.1.9).

Особливістю математичного моделювання є виявлення ефективного алгоритму створення скінченно-елементних моделей композитних зразків (рис. 5.1.3–5.1.7). Даний алгоритм дозволяє в найбільш точній постановці відтворити в математичній моделі роботу складових утворених композитних конструкцій. Висновки дослідження можуть бути використані для удосконалення типових схем і технологічних карт у галузі реконструкції та підсилення будівельних конструкцій. Отримані результати доцільно застосовувати під час влаштування підсилень сталевими обоймами пошкоджених стиснутих цегляних конструкцій.

Обмеженням, що притаманне даному дослідженню, є те, що окрім оцінки залишкової несучої здатності підсилених конструкцій, неможливо точно виявити механізм руйнування цегляної кладки.

Недоліком даного дослідження є врахування нелінійної роботи цегляної кладки згідно діючих нормативних документів, а не фактичного фрагменту експлуатованої цегляної кладки.

Розвиток даного дослідження може полягати у врахуванні температурних напружень в сталевих елементах підсилення, влаштованих методом термічного натягу. Труднощами, з якими можна зіткнутися в даному випадку, може бути задавання під час створення скінченно-елементних моделей дійсного перепаду температур по довжині сталевих елементів підсилення.

За результатами аналізу пошкоджень цегляних складно-навантажених конструкцій (стін, простінків, колон) на прикладі громадської будівлі із можливістю влаштування захисних споруд цивільного захисту визначено, що основним пошкодженням цегляних конструкцій стін є їх морозобійне руйнування до 40%. Такий відсоток руйнування переважно обумовлений різною пористістю цегли та незахищеністю від атмосферних опадів. Вказані пошкодження виникли після тривалих температурно-вологісних впливів в результаті перебування будівлі у незавершеному незаконсервованому стані.

Застосування сталевих обойм для підсилення колон та кутикових систем на планках для прорізів є ефективним інженерним рішенням для відновлення

експлуатаційної придатності цегляної кладки. Обидві схеми є технологічно доступними, дозволяють швидко виконати підсилення без демонтажу конструкцій та забезпечують довготривалу стабільність.

Виявлений ефективний алгоритм створення скінченно-елементних моделей підсилених сталевими обоймами цегляних зразків дозволив в найбільш точній постановці відтворити в математичній моделі роботу складових утворених композитних конструкцій. Врахована нелінійна робота цегляної кладки, а також нерівномірний напружено-деформований стан елементів підсилення та існуючих пошкоджених цегляних елементів.

Отримані діаграми розподілів відносно головних осей напружень і деформацій на поверхні цегляної кладки, а також в будь-якому перерізі моделей чи безпосередньо в сталевих елементах підсилення та їх числові значення із вказуванням екстремумів. Визначено, що після влаштування сталевих обойм підсилення максимальні напруження стиску у цегляній кладці зменшилися на 28,6%. При цьому як і передбачалося максимальні напруження сконцентровані біля опорних частин досліджуваної конструкції.

5.2 Армоцегляна кладка відновлення огороження

Цегляні простінки, які заповнюють каркасні системи будівель, відіграють важливу роль у забезпеченні просторової жорсткості та енергоємності споруди. Незважаючи на те, що такі елементи часто сприймаються як другорядні, вони суттєво впливають на розподіл горизонтальних навантажень і загальну сейсмостійкість конструкції. У випадку руйнування або втрати міцності простінки можуть спричинити зміну механізму роботи каркаса, що призводить до нерівномірних переміщень і локальних концентрацій напружень. Саме тому підсилення цегляних простінків є одним із ключових напрямів сучасної реконструкції будівель і споруд [1]. У світовій практиці застосовуються різні методи підвищення міцності простінків – від ін'єктування полімерними розчинами до встановлення сталевих рам або вуглецевих сіток, однак найбільш надійним і передбачуваним із погляду інженерної моделі є підсилення сталевими елементами, що працюють спільно з кладкою. Застосування такого підходу перетворює простінок на композитний елемент, у якому цегла несе стискаючі зусилля, а сталь – розтягувальні, забезпечуючи сумісність деформацій. Аналіз Xinqiang et al. [25] показав, що горизонтальне армування сталевими стрижнями у швах кладки дозволяє збільшити опір зсуву до 60%.

Розробка скінченно-елементних моделей простінків у сучасних дослідженнях ґрунтується на поєднанні площинних континуальних елементів для цегли та одновимірних стрижневих елементів для арматури чи сталевих рам. Такий підхід дозволяє зберегти коректну передачу контактних зусиль і водночас суттєво скорочує обчислювальні витрати. У роботах Usenko et al. [18] показано, що для моделювання сумісної дії вертикальних і горизонтальних навантажень доцільно застосовувати багатоступеневий аналіз із поетапним зростанням навантаження, що дозволяє виявити перехід від пружної до пластичної стадії та визначити момент втрати цілісності системи. У моделі враховується робота зчеплення між сталлю та кладкою через контактні елементи з нелінійною жорсткістю, що імітує поведінку розчинного шару під зсувом.

Прикладні моделі, розроблені для підсилених простінків, демонструють зростання граничної деформаційної здатності на 30–40 %, а також підвищення опору горизонтальним навантаженням у середньому на 25 %. Дослідження Akshay і Vaibhav [1] довели, що ключовим фактором є не лише тип підсилення, а й взаємна жорсткість елементів каркаса: надмірна жорсткість рами може призвести до нерівномірного розподілу напружень і передчасного руйнування у кутових зонах простінка. Саме тому моделювання має враховувати не лише власну поведінку кладки, а й вплив каркасної системи в цілому.

Для побудови скінченно-елементних моделей простінків застосовуються тривимірні сітки гексаедричного типу з уточненням у зонах отворів та примикань. Це дозволяє точно оцінити концентрації напружень, які виникають біля кутів прорізів і місць з'єднання зі сталевими перемичками. Як показано в роботі Hasenko et al. [6], чисельне моделювання таких зон дає можливість визначити ефективність сталевих рам у зменшенні локальних розтягів та попередити формування тріщин. Для калібрування моделей використовуються дані експериментальних випробувань, а граничні умови задаються як шарнірне опирання з розподіленим горизонтальним навантаженням.

Узагальнення отриманих результатів дозволяє зробити висновок, що використання сталевих рам і елементів обрамлення для підсилення простінків суттєво підвищує їхню стабільність при дії складних навантажень, особливо у сейсмічних регіонах. Така технологія може застосовуватися для посилення простінків у житлових і промислових будівлях, де збереження геометрії та історичних матеріалів є критично важливим. Скінченно-елементні методи, завдяки своїй точності та універсальності, забезпечують можливість не лише прогнозувати поведінку системи до моменту руйнування, а й проводити оптимізацію товщини сталевих рам, кількості горизонтальних з'єднань і вибору матеріалів. Таким чином, підсилення цегляних простінків є логічним продовженням стратегії відновлення кам'яних конструкцій і невід'ємним елементом підвищення їхньої ресурсоощадності та безпеки [12; 19; 6].

5.2.1. Загальні положення створення моделі зразків та її аналізу.

Чисельне моделювання НДС зразків було виконано в системі NASTRAN (NAsa STRuctural ANalysis) Femap 10.1.1 SC 32bit / 64 bit. Використовувалася учбова демо-версія SDRС-FEMAP 8/1a S/N 000-00-00-DEMO-406F-00000000. Ця програма скінченно-елементного аналізу розроблена компанією MacNealSchwendler Software – MSC. Software Corporation, що являється визнаним лідером у даному напрямку. Розробку системи NASTRAN фірма веде із 1965 року і на сьогодні нею випущений широкий набір програмних продуктів скінченно-елементного аналізу, що реалізують широкий спектр інженерних розрахунків (статичних задач, динамічних процесів, задач нелінійної поведінки конструкції і теплопровідності, розрахунки тріщиностійкості та ін.). Достовірність результатів розрахунку з допомогою MSC/NASTRAN підтверджена використанням її в промисловості більш ніж 35 років; відповідність вимог однієї із самих вимогливих офіційних програм забезпечення якості в США (QA program); більше 5000 тестів перед випуском кожної нової версії.

Створення скінченно-елементної моделі для визначення НДС віртуальних зразків та її аналіз у пружній стадії роботи виконувались в наступному порядку.

1. Вибір системи координат. Призначення системи координат полягає у вказуванні положення точок у просторі або на площині. У процесі моделювання в MSC/NASTRAN необхідно створити сукупність точок, які разом з елементами визначають розміри і форму моделі. Завдання координат точок має на увазі використання певної системи координат. Базовою системою координат є ортогональна система координат, неявно визначена у всіх звичайно-елементних моделях MSC/NASTRAN.

Часто буває зручним задавати модель або яку-небудь її частина в координатній системі, відмінній від загальної. Поширений приклад використання локальних координат – це моделювання конструкції, що складається з декількох деталей. У цьому випадку можна використовувати розміри безпосередньо з креслень, без їх попереднього перетворення в єдину систему координат. Далі, якщо деталі задані в їх власних системах координат, їх положення і орієнтація

можуть бути модифіковані шляхом змін в специфікації відповідної системи координат, мінімізуючи витрати часу на перестроювання сітки.

При створенні геометрії зразків була використана глобальна декартова прямокутна система координат – система, що використовується за умовчуванням у програмі NASTRAN. Система складається із трьох взаємно перпендикулярних площин.

2. Створення геометрії моделі. Спочатку створювався плоский поперечний переріз досліджуваної моделі цегляної кладки за допомогою прямих, що задавалися координатами вузлових точок. Об'ємна модель (див. рисунок 5.2.1, а) конструкції (цегляна кладка) формувалася шляхом видовження утвореної завчасно по заданих прямих плоскої граничної поверхні на необхідну висоту моделі. Для задавання арматурних стержнів необхідно попередньо виділити прямі їх розташування у твердому тілі (цегляній кладці). Для цього тверде тіло різалося площинами, на перетині яких утворювалися прямі для послідуочого розташування на них арматурних стержнів (див. рисунок 5.2.1, б).

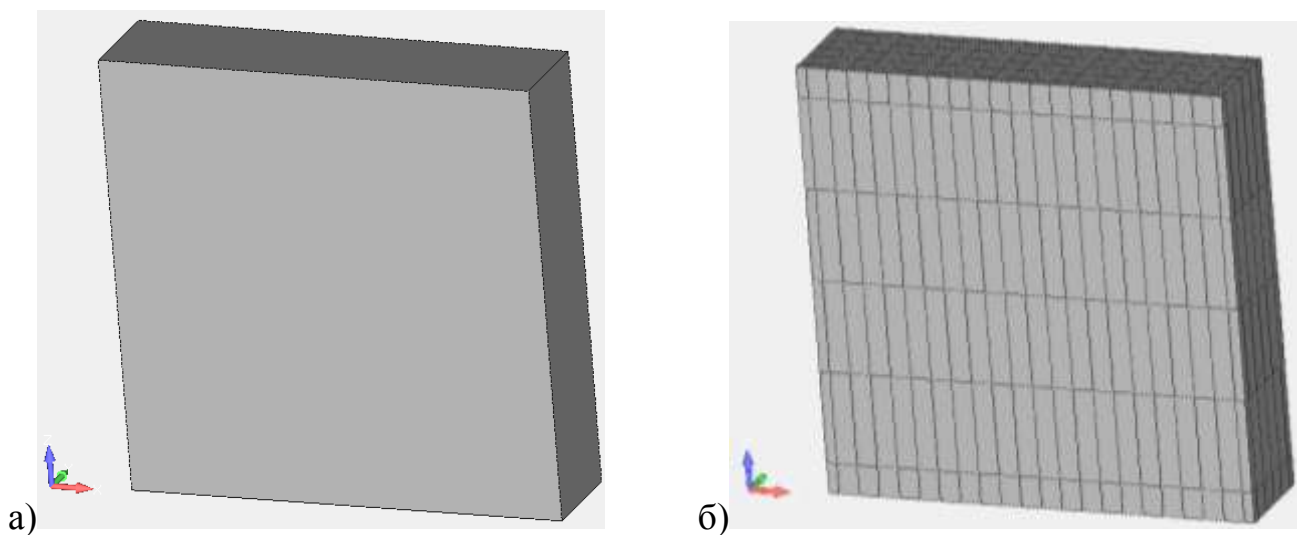


Рис. 5.2.1 – Створення габаритних геометричних розмірів модельованого твердого тіла моделі цегляної кладки розмірами $l \times h \times b$ — $1050 \times 250 \times 1050$ мм (а) та виділення площин розташування арматурних стержнів (б)

3. Введення властивостей матеріалів. У MSC/NASTRAN можуть бути задані ізотропні, ортотропні та анізотропні матеріали.

Матеріали моделі (характеристики цегляної кладки та арматурних стержнів) задавалися окремо як ізотропні. Всі властивості матеріалів задавалися у вигляді скалярних величин. Значення фізико-механічних характеристик матеріалів (модуль пружності Юнга E і коефіцієнт поперечних деформацій ν) та закону деформування (σ - ϵ) бралися згідно діючих нормативних документів. Третя константа – модуль зсуву G – визначалася автоматично по відомому співвідношенню між E та ν .

Під час моделювання конструкцій передбачалося, що вони будуть працювати у пружно-пластичній стадії. Тому при задаванні характеристик матеріалів було враховано дволінійні залежності між навантаженням-деформаціями. Діаграма роботи сталі (арматурних стержнів) задавалася спрощеною за допомогою діаграми Прандтля (див. рис. 5.2.2, а). Вважалося, що критичні (руйнуючі) деформації в цегляній кладці (початку розкриття тріщин між композитами кладки), наступають раніше, ніж ділянка зміцнення сталі. Тому діаграма роботи сталі обривалася на ділянці текучості. На рисунку 5.2.2, а показана задана діаграма деформування σ_s - ϵ_s для арматури класу Вр-I. При цьому початковий модуль пружності $E_s=2 \times 10^5$ МПа, руйнуючі напруження $\sigma_s=494$ МПа, деформації при цьому $\epsilon_s=2,47 \times 10^{-3}$.

На рисунку 5.2.2, б показана задана діаграма деформування σ_c - ϵ_c для цегляної кладки. При цьому початковий модуль пружності $E_s=2 \times 10^4$ МПа, руйнуючі напруження на межі утворення тріщин у цегляній кладці $\sigma_c=4$ МПа, деформації на цій межі $\epsilon_c=2,00 \times 10^{-4}$.

4. Вибір типу скінченних елементів (СЕ) та розбиття моделі на СЕ. Створена об'ємна модель “заповнювалася” скінченними елементами. У лінійному статичному аналізі елементи представляються пружними частинками. Ця математична апроксимація досить наближено описує реальну поведінку конструкції. Метою скінченно-елементного моделювання є складання з дискретних частинок моделі, що краще описує реальну конструкцію та її роботу.

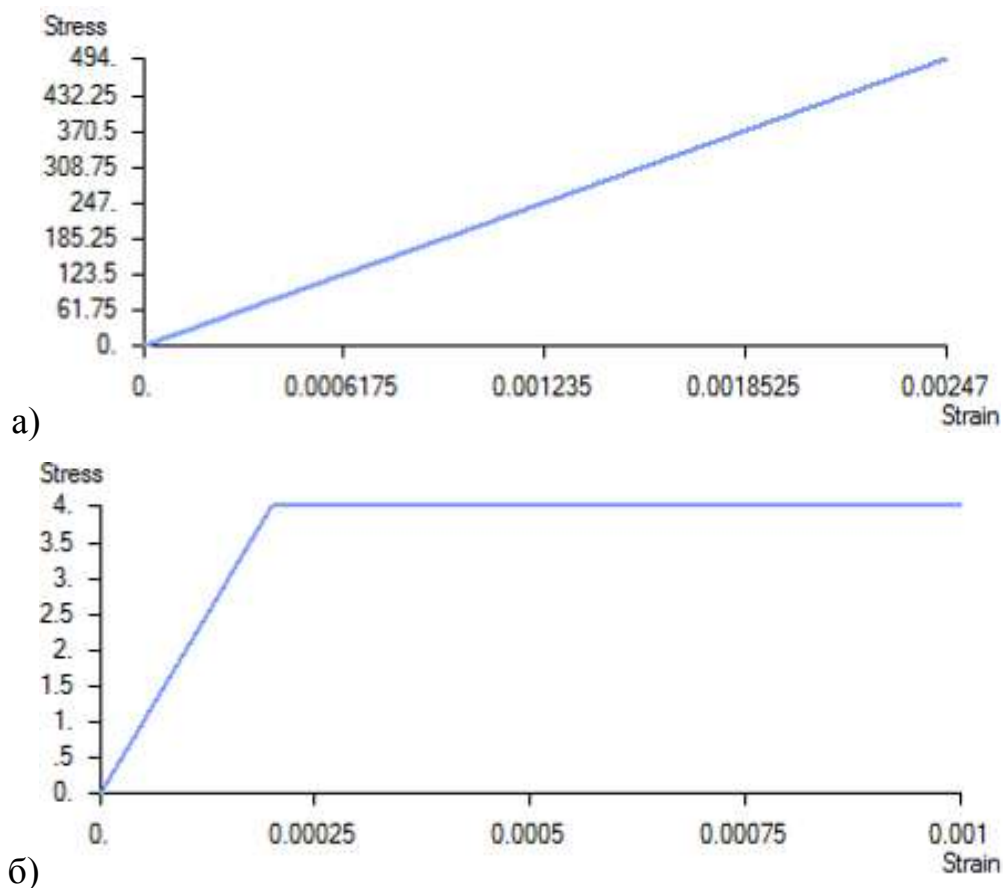


Рис. 5.2.2 – Спрощені закони деформування σ_s - ϵ_s (а) та σ_c - ϵ_c (б)

Бібліотека елементів MSC/NASTRAN складається з великого числа елементів, які можна розділити на 4 категорії: скалярні, одновимірні (1-D), двовимірні (2-D) і тривимірні (3-D).

Скалярні елементи або *0-мірні* елементи моделюють пружини, зосереджені маси і в'язкі демпфери. Для статичного аналізу найчастіше використовується скалярна пружина. Скалярні елементи маси використовуються дуже часто, проте вони потрібні, якщо змодельовати зосереджену масу в одному напрямі. Скалярні демпфери в статичному аналізі не використовуються. Всі скалярні елементи визначаються між двома мірами свободи моделі або між мірою свободи і землею (затисканням). У скалярних елементах жорсткості не обчислюються по фізичних властивостях, а задаються окремо.

Одновимірні елементи – це такі, властивості яких визначаються вдовж прямої або кривої. Типові об'єкти моделювання одновимірними елементами – це стрижні, балки, стрингера і т.п.

Двомірні елементи, звані зазвичай елементами пластин і оболонок, використовуються для моделювання об'єктів, у яких одне з вимірювань (товщина) мало в порівнянні з двома іншими (наприклад, арматурні стержні просторового каркасу див. рисунок 5.2.3). У МСЕ мембранні характеристики визначаються по одній з двох теорій: плоского напруженого стану або плоского деформованого стану. Для плоского напруженого стану передбачається, що деформації в поперечному напрямі постійні. Відмітимо, що двомірний елемент може знаходитися або в плоско-напруженому, або в плоско-деформованому стані, але не в обох відразу. За умовчанням зазвичай використовувані лінійні двомірні елементи в MSC/NASTRAN є елементами плоско-напруженого стану.

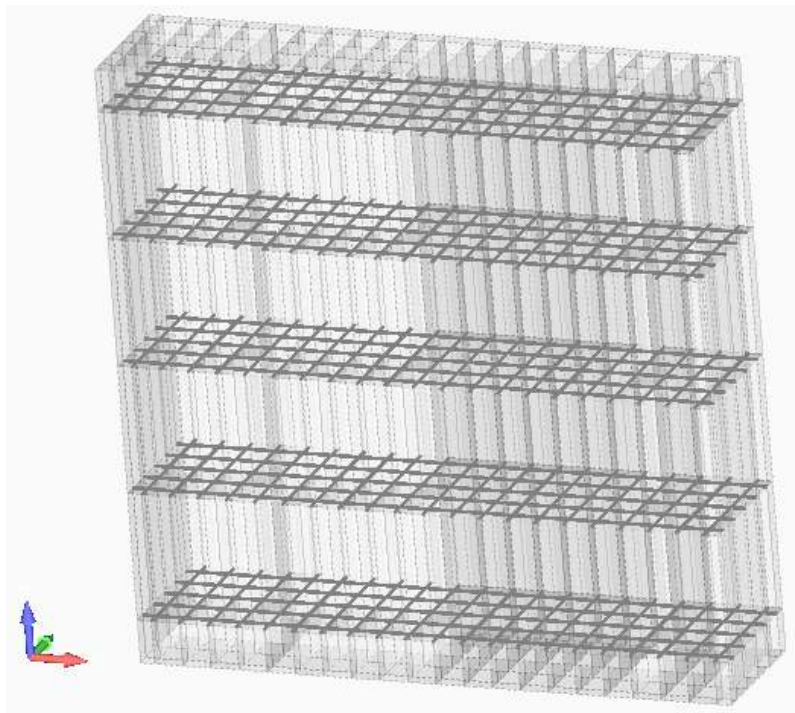


Рис. 5.2.3 – Скінченно-елементна сітка арматурних стержнів
розмірами $l \times h \times b$ — 1050×1050×250 мм

Кожне з вказаних формулювань – плоско-напруженого або плоско-деформованого стану застосовна до відповідного типу завдань. Типові тонкостінні конструкції, виготовлені з традиційних матеріалів, – сталей і алюмінієвих сплавів – як правило добре моделюються елементами плоско-напруженого стану.

Тривимірні елементи застосовуються для моделювання конструкцій, поведінка яких під навантаженням не може бути представлена балочними і оболонковими елементами. Тривимірні елементи зазвичай називають об'ємними (solid) елементами. Типовими випадками використання таких елементів є моделювання колон, фундаментів тощо. Запропоновані в базі NASTRAN тривимірні елементи поділяються на тетраедри (об'ємне тіло із чотирма сторонами та чотирма кутами – рисунок 5.2.4, а) та гексаедри (об'ємне тіло із шістьма сторонами та вісьмома кутами – рисунок 5.2.4, б). При моделюванні просторових тіл правильної геометричної форми перевагу надають СЕ у вигляді гексаедра.

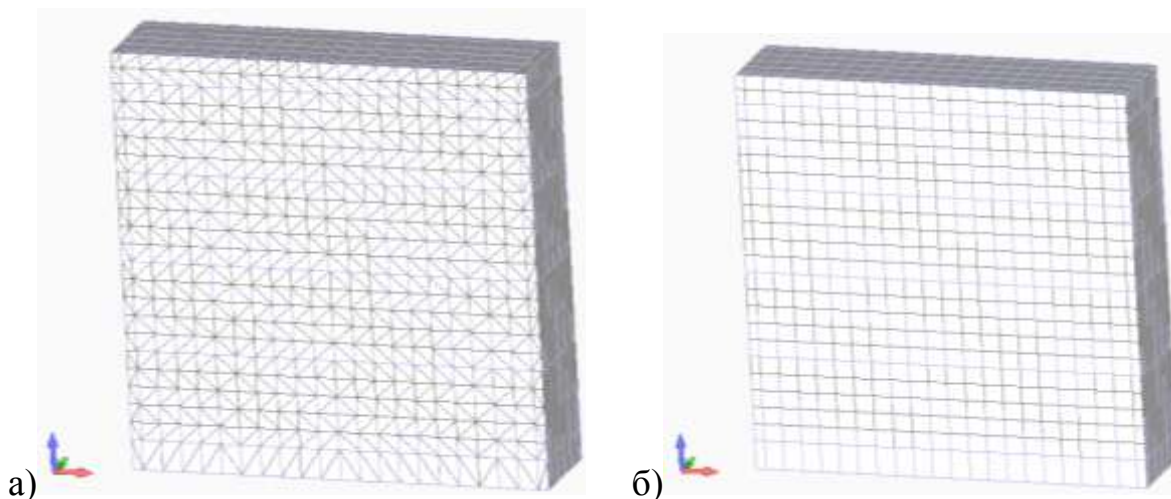


Рис. 5.2.4 – Скінченно-елементна сітка у вигляді тетраедрів (а) та гексаедрів (б)

Об'ємні елементи Hex Mesh можуть об'єднувати від 6 (у випадку наявності точок тільки на вершинах) до 14 вузлових точок (коли є проміжні точки на ребрах). Вузли між собою не мають поступальних, проте мають обертальні переміщення (тобто об'ємні елементи один відносно одного переміщатися не можуть, а можуть лише вільно обертатися відносно вузлових точок). Напруження в елементі обчислюється в його центрі. Також можливий досить зручний перегляд значень напружень та деформацій на вершинах СЕ.

На вибір типу та розміру об'ємних СЕ вплинули час створення об'ємної скінченно-елементної сітки, необхідний дисковий простір для проведення ПК NASTRAN розрахунку, точність та збіжність отриманих результатів при

розрахунку моделей розбитих різними СЕ. Зокрема велика величина відношення сторін та відхилення кута нахилу граней елемента від 120° приводять до зниження точності результатів розрахунку. Результати розбиття моделі колони середнього ряду на різні об'ємні СЕ зведено до таблиці 5.2.1.

За результатами аналізу для створення об'ємної скінченно-елементної сітки зразків було прийнято використовувати трьохвимірні об'ємні елементи типу solid у формі гексаедрів. Для створення скінченно-елементної сітки арматурного каркасу, а також лінійних сталевих конструкцій підсилення (кутників та полос) використовувалися лінійні елементи типу Beam із вказування форми перерізу (Circular Bar або Rectangular Bar) та її розмірів (Diameter або Height і Width). Розмір сторони елемента приймався 25 мм, що складає близько 2,5% від максимального розміру моделі (висоти чи довжини).

Таблиця 5.2.1

Результати розбиття моделі цегляної кладки на різні об'ємні СЕ

Розмір СЕ, мм	Тип СЕ	
	тетраедр	гексаедр
10 ($1/100 \cdot h$)	748259	160436
25 ($1/40 \cdot h$)	151046	19740
50 ($1/20 \cdot h$)	35590	3036

При розрахунку моделі МСЕ велике значення має симетрична сітка, так як у іншому випадку розподіл напружень і деформацій матимуть несиметричний вигляд. Щоб цього не відбулося, перед розбиттям на скінченні елементи виконувався контроль розрізання тіла моделі у двох симетричних площинах.

Після розбиття тіла на СЕ виконувалося обов'язкове об'єднання співпадаючих точок (вузлів СЕ), що утворилися у результаті розрізання тіла, для утворення єдиного тіла, у тому числі і об'єднання співпадаючих вузлів різних матеріалів – сталі та цегляної кладки.

5. Задавання граничних умов (ступенів вільності) – в'язей, що прикладаються до конструкції. Відповідно конструкції на прикладені

навантаження є опорні реакції в точках закріплення конструкції, де накладені граничні умови у формі фіксування певних ступенів вільності моделі.

До зразків прикладались розподілені по площині граничні умови. Для нижнього горизонтального обрізу моделі цегляної кладки заборонялися поступальні та кутові переміщення.

6. Формування системи навантажень та задавання їх значень. Навантаження до зразків прикладалась як статичне рівномірно розподілене по площині верхнього обрізу моделі цегляної кладки. У поєднанні зусиль навантаження від власної ваги не включали так як вона незначна у порівнянні із загальною несучою здатністю модельованої конструкції. На рисунку 5.2.5 показана схема завантаження та закріплення моделі цегляної кладки.

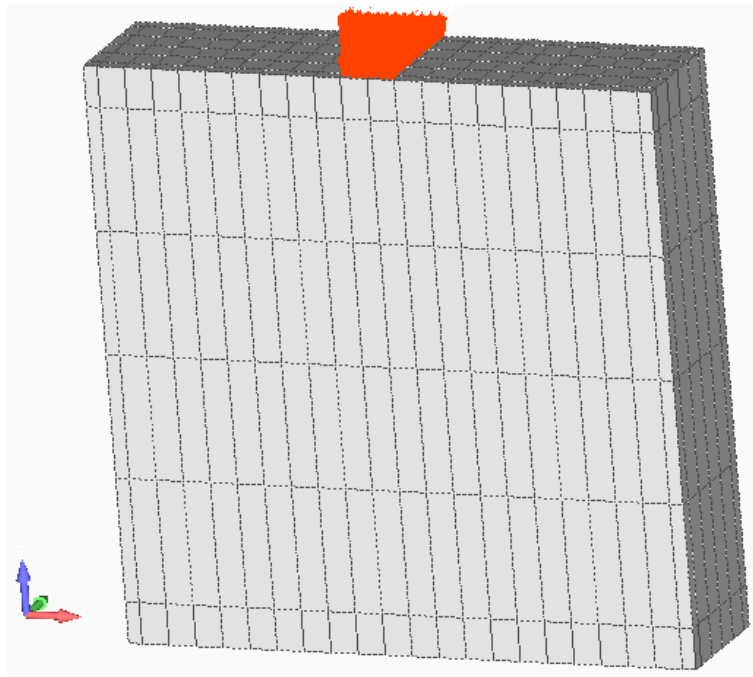


Рис. 5.2.5 – Схема завантаження та закріплення моделі цегляної кладки

7. Перевірка коректності розробленої моделі. Після створення твердого тіла, видалялися зайві граничні поверхні через які могли виникнути фатальні помилки при розрахунках. Контролювалася якість та симетричність розбиття моделі на скінченні елементи, кількість об'єднання співпадаючих вузлів скінченно-елементної решітки (пункт 4), тип граничних умов, величини прикладених навантажень та поверхні їх поширення (пункт 5 і 6).

8. Вибір типу скінченно-елементного аналізу. Під час проведення чисельного моделювання будівельних конструкцій, були використані декілька типів скінченно-елементного аналізу.

А. Лінійний статичний аналіз (Static) проводився в першу чергу як пробний для контролю коректності створення моделі конструкції. У разі підтвердження правильності розробленої моделі, виконувався наступний повний розрахунок.

В. Нелінійний статичний аналіз (Nonlinear Static) – основний тип аналізу, під час проведення якого враховувались попередньо задані функціональні залежності роботи матеріалів (діаграми σ - ϵ). Результати цього типу аналізу використовувалися для порівняння напружено-деформованого стану несучих будівельних конструкцій як без пошкоджень, так і з ними, а також із врахуванням конструкцій підсилення.

С. Розрахунок на стійкість (Buckling) проводився з метою визначення форми втрати стійкості гнучких елементів будівельних конструкцій, таких як оголені стержні арматурних каркасів тощо.

9. Розрахунок конструкції – скінченно-елементний аналіз. Як вже вказувалося, моделі розраховувалися на статичне навантаження. Число ступенів навантаження від початку завантаження до значення максимально прикладеного – 10 з включенням опції показу результатів на проміжних ступенях. Задане число ітерацій на кожній ступені – 5.

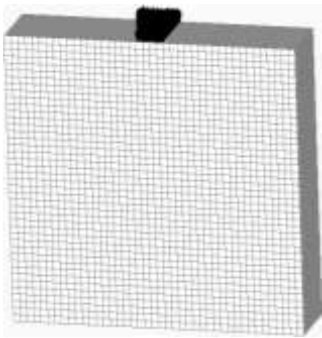
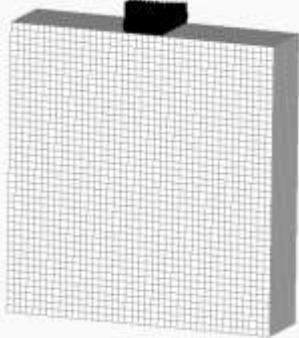
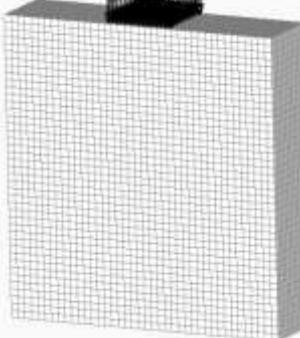
10. Аналіз отриманих результатів розрахунків та формування їх представлення для практичного використання. Внаслідок проведення розрахунків методом скінченних елементів за допомогою ЕОМ були отримані графіки розподілу відносно головних осей деформацій і напружень на поверхні цегляної кладки, а також в будь-якому її перерізі чи безпосередньо в арматурних стержнях, та їх числові значення із вказуванням екстремумів. Аналіз отриманих чисельним моделюванням найбільш характерних та особливих результатів НДС наведений далі у підпунктах даного розділу.

5.2.3. Результати чисельного моделювання напружено-деформованого стану моделей армоцегляної кладки [41; 42]. Чисельне дослідження напружено-

деформованого стану було виконано трьох моделей армоцегляної кладки, розміри та завантаження яких відповідали експериментально випробуванім. Зразки відрізнялися шириною площадки прикладення навантаження, а також значенням прикладеного руйнуючого навантаження. До таблиці 5.2.2 занесені згідно шифру зразків значення прикладеного руйнуючого навантаження та розміри площадок, на які було прикладене дане навантаження.

Таблиця 5.2.2

Значення прикладеного руйнуючого навантаження та розміри площадок

Шифр зразка	13АЦ-0,1	13АЦ-0,14	13АЦ-0,24
Розміри зразка $h \times b \times l$, мм	1050×250×1050	1050×250×1050	1050×250×1050
Ширина площадки навантаження l_{loc} , мм	100	150	250
Руйнуюче навантаження F_u^{test} , кН	478	556	1000
Ескіз зразка			

Після проведення скінченно-елементного аналізу було отримано безліч діаграм розподілу напружень та деформацій на поверхні цегляної кладки, а також у арматурних стержнях підсилення. Нижче наведені лиш найбільш характерні з них. На рисунках 5.2.6–5.2.8 наведені розподіли напружень нормальних до вертикальної осі z навантаження σ_z , нормальних до горизонтальної осі x зразка (вздовж довшої його сторони) σ_x та дотичних напружень зсуву τ_{zx} в площині zx на

поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,1. На рисунку 5.2.9 наведений розподіл напружень в арматурних сітках зразка 13АЦ-0,1.

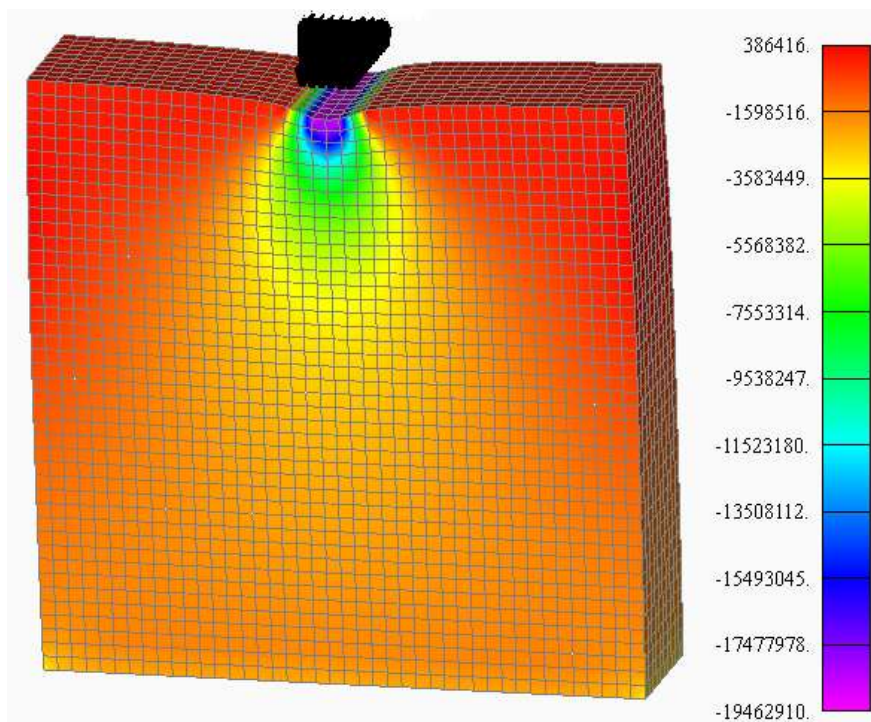


Рис. 5.2.6 – Розподіл нормальних напружень σ_z (МПа) на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,1

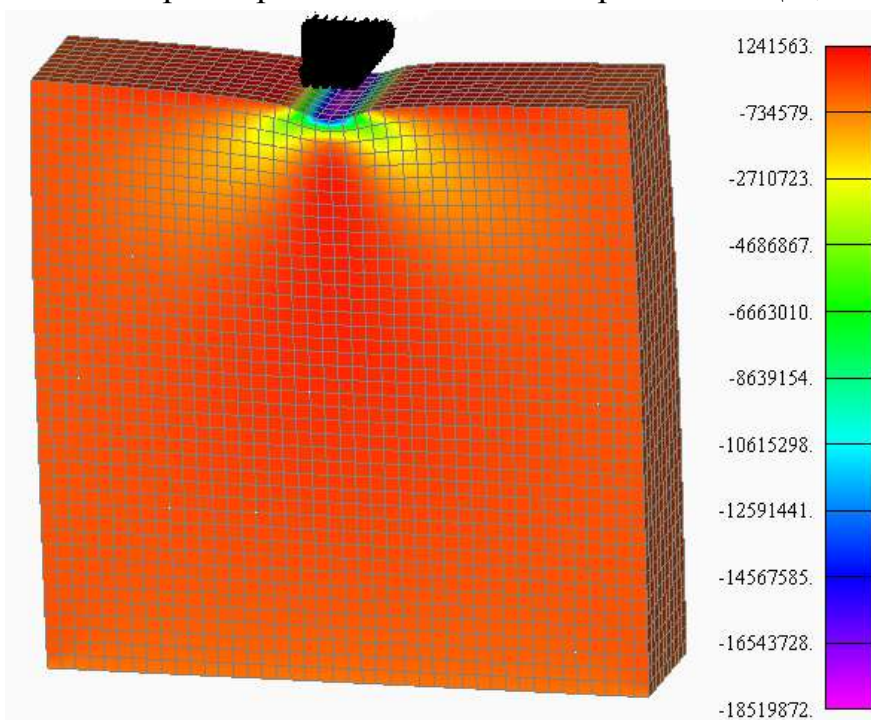


Рис. 5.2.7 – Розподіл нормальних напружень σ_x (МПа) на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,1

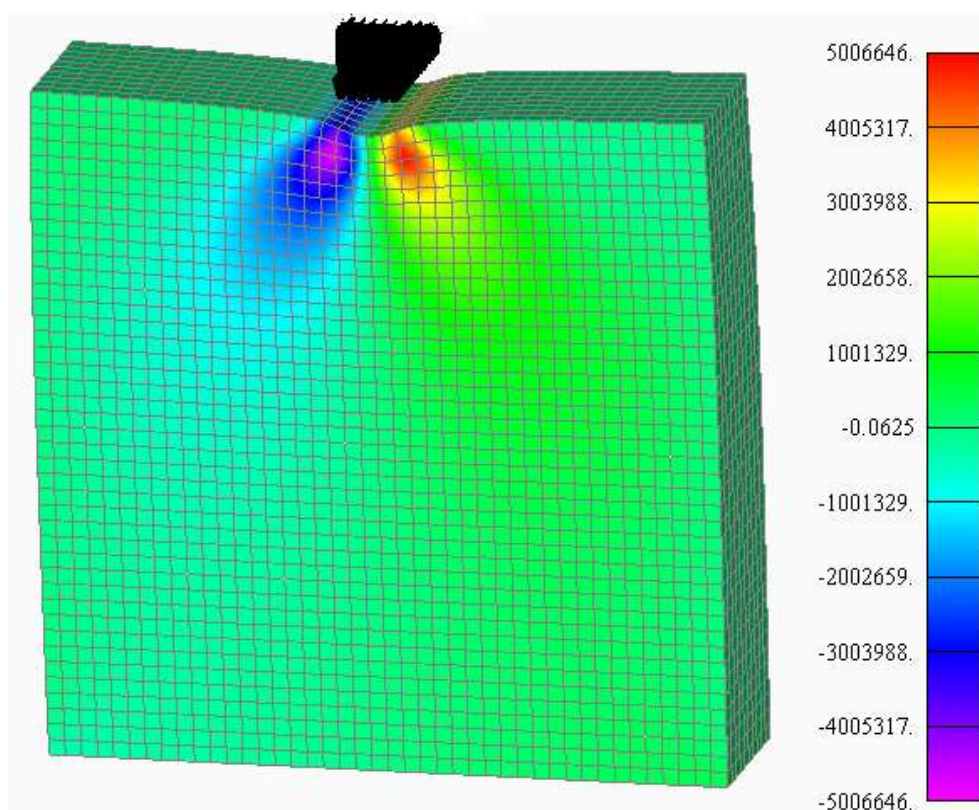


Рис. 5.2.8 – Розподіл дотичних напружень τ_{zx} (МПа)
на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,1

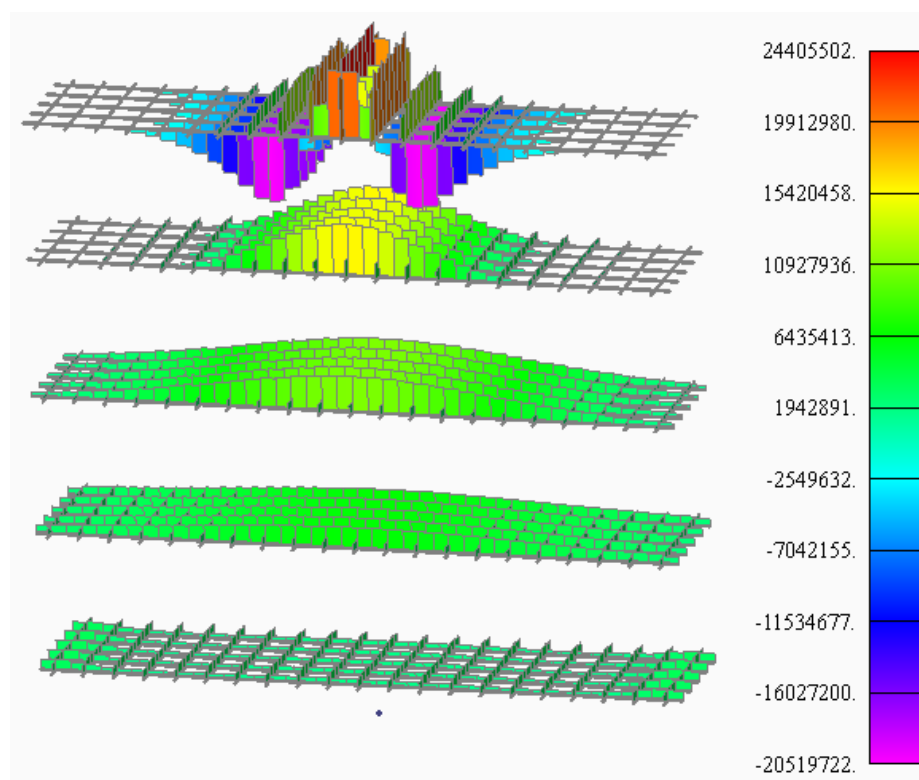


Рис. 5.2.9 – Розподіл напружень (МПа) в стержнях арматурних сіток
зразка 13АЦ-0,1

На рисунках 5.2.10–5.2.12 наведені розподіли напружень нормальних до вертикальної осі z навантаження σ_z , нормальних до горизонтальної осі x зразка (вздовж довшої його сторони) σ_x та дотичних напружень зсуву τ_{zx} в площині zx на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,14. На рисунку 5.2.13 наведений розподіл напружень в арматурних сітках зразка 13АЦ-0,14.

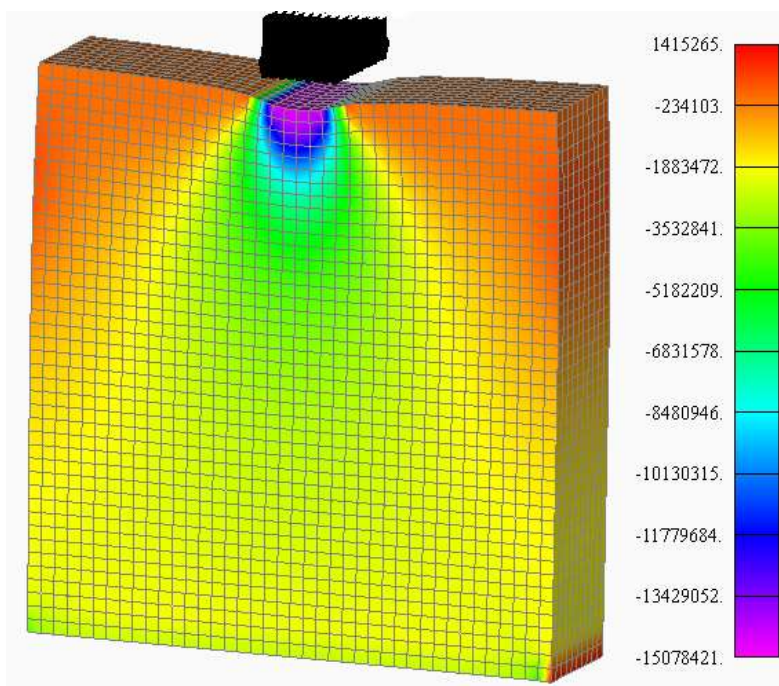


Рис. 5.2.10 – Розподіл нормальних напружень σ_z (МПа) на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,14

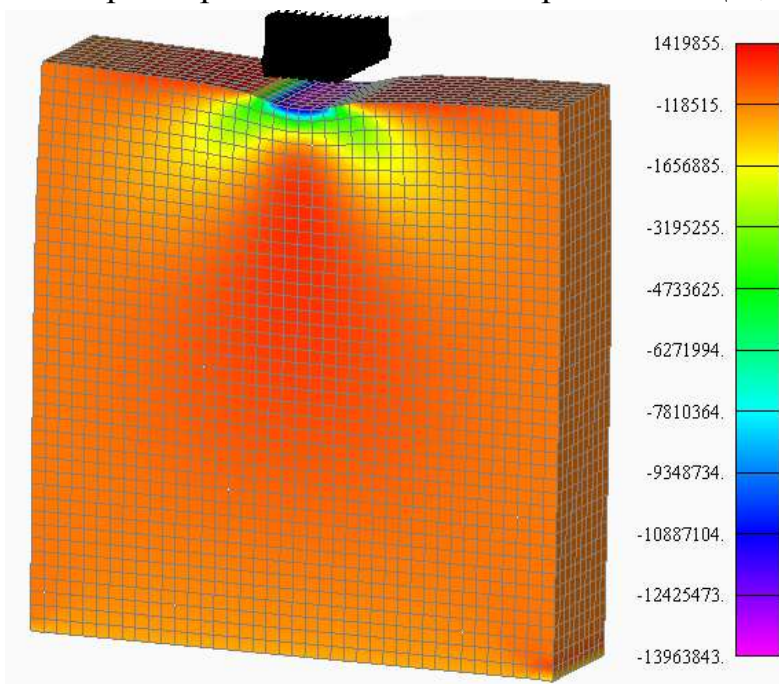


Рис. 5.2.11 – Розподіл нормальних напружень σ_x (МПа) на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,14

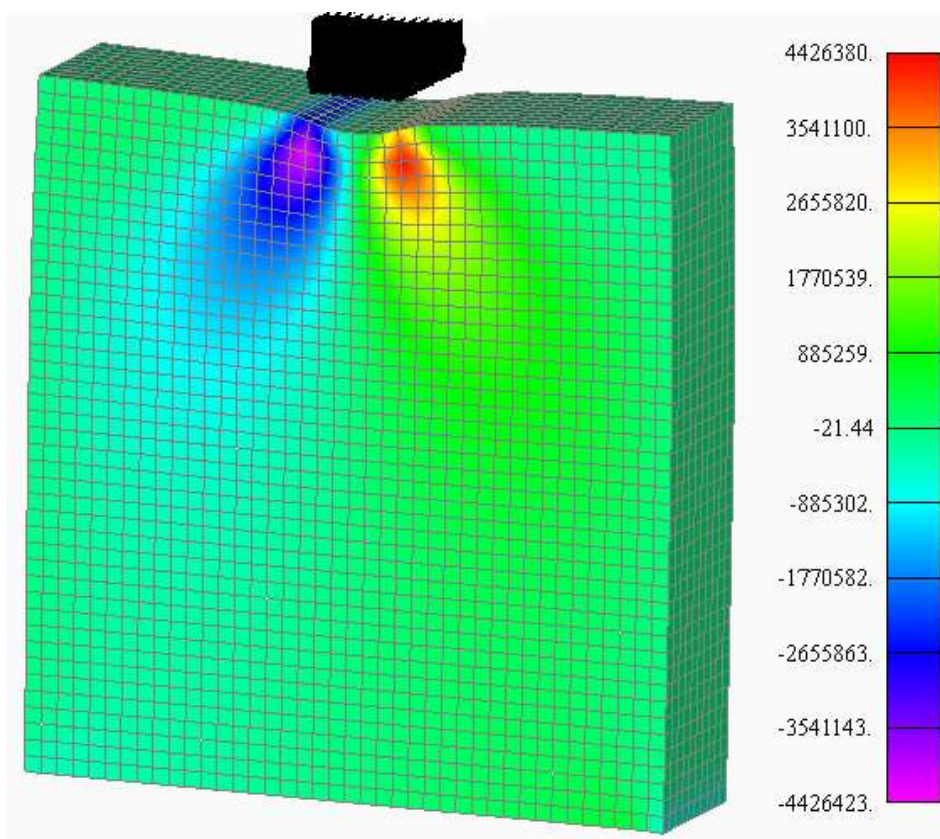


Рис. 5.2.12 – Розподіл дотичних напружень τ_{zx} (МПа)
на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,14

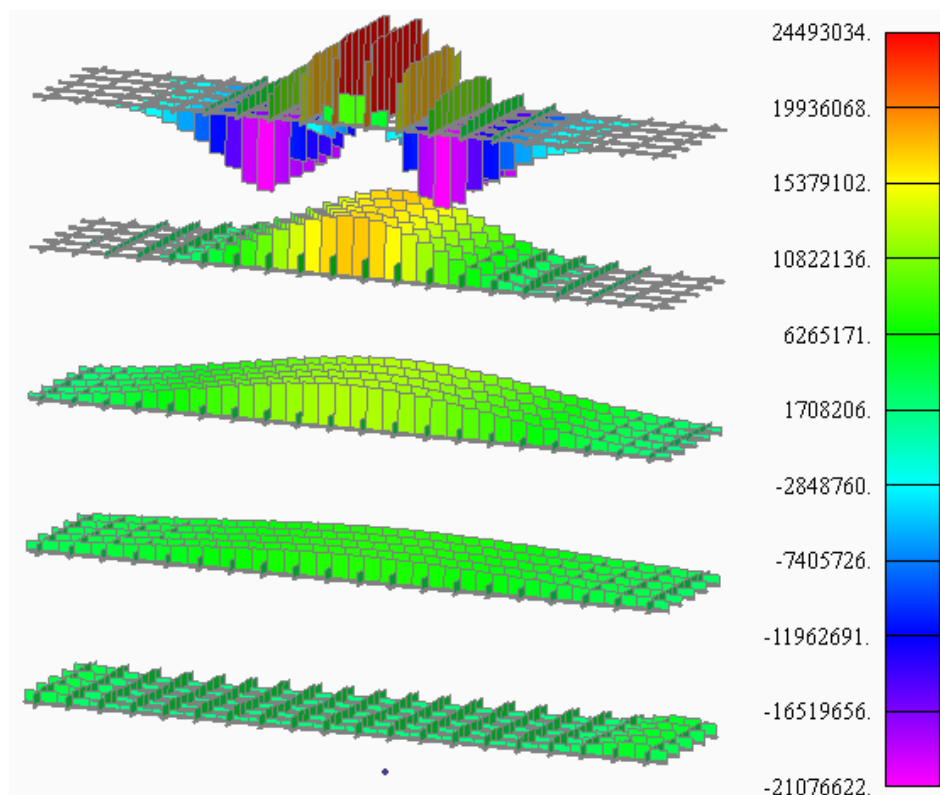


Рис. 5.2.13 – Розподіл напружень (МПа) в стержнях арматурних сіток
зразка 13АЦ-0,14

На рисунках 5.2.14–5.2.16 наведені розподіли напружень нормальних до вертикальної осі z навантаження σ_z , нормальних до горизонтальної осі x зразка (вздовж довшої його сторони) σ_x та дотичних напружень зсуву τ_{zx} в площині zx на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,24. На рисунку 5.2.17 наведений розподіл напружень в арматурних сітках зразка 13АЦ-0,24.

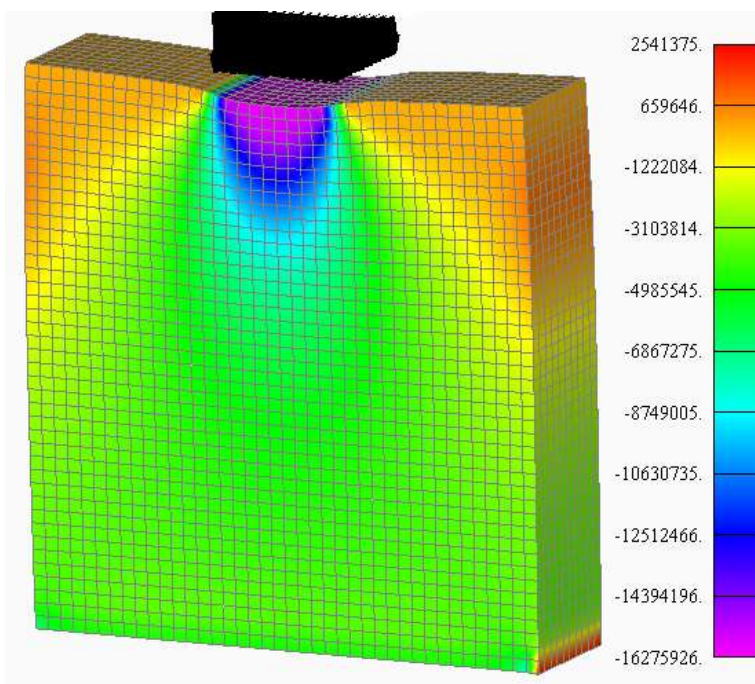


Рис. 5.2.14 – Розподіл нормальних напружень σ_z (МПа) на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,24

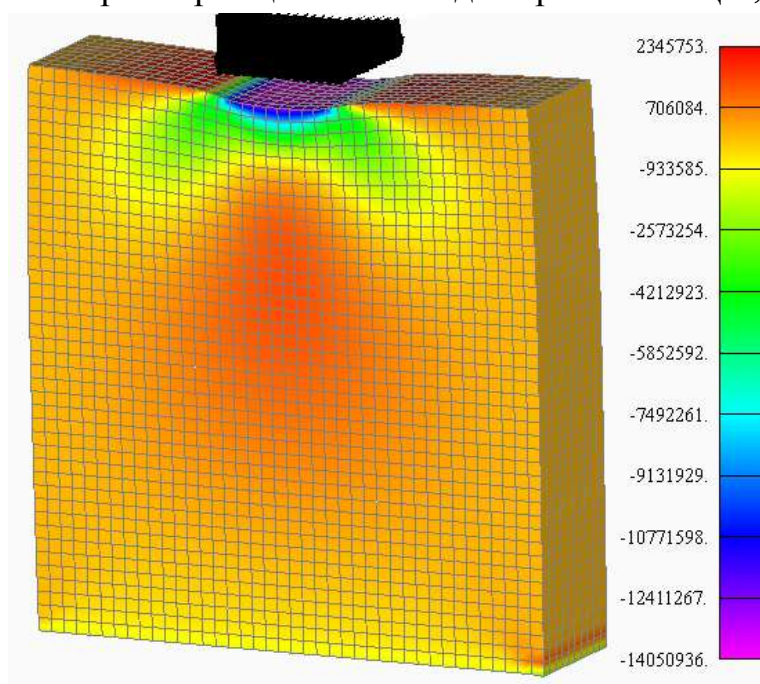


Рис. 5.2.15 – Розподіл нормальних напружень σ_x (МПа) на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,24

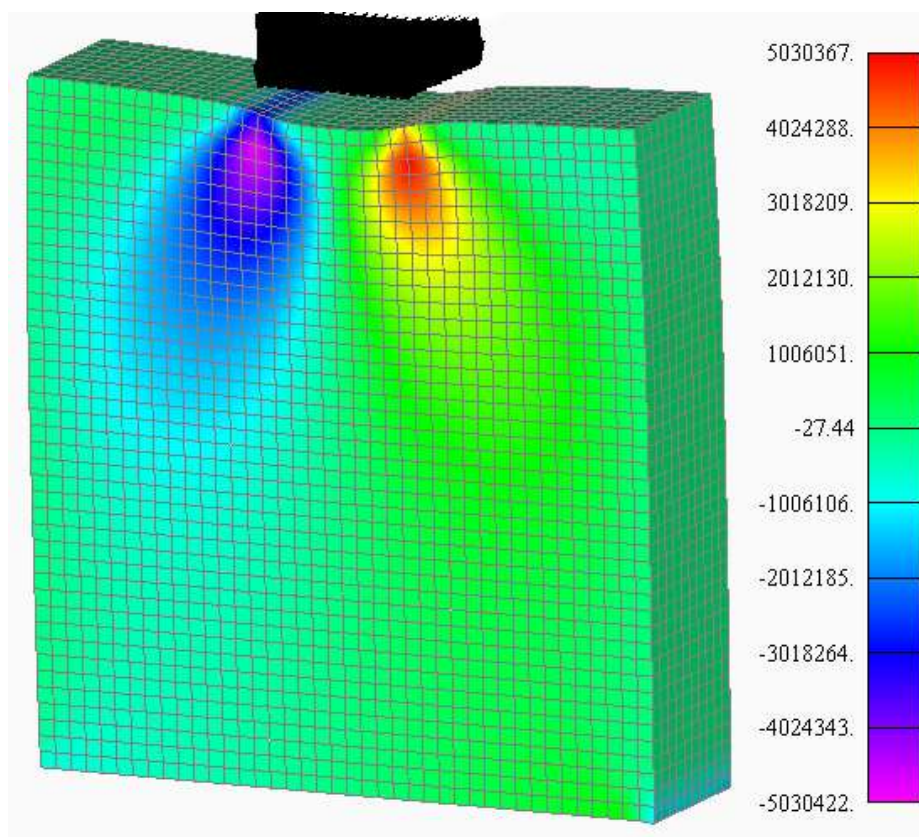


Рис. 5.2.16 – Розподіл дотичних напружень τ_{zx} (МПа)
на поверхні армоцегляної кладки зразка 13АЦ-0,24

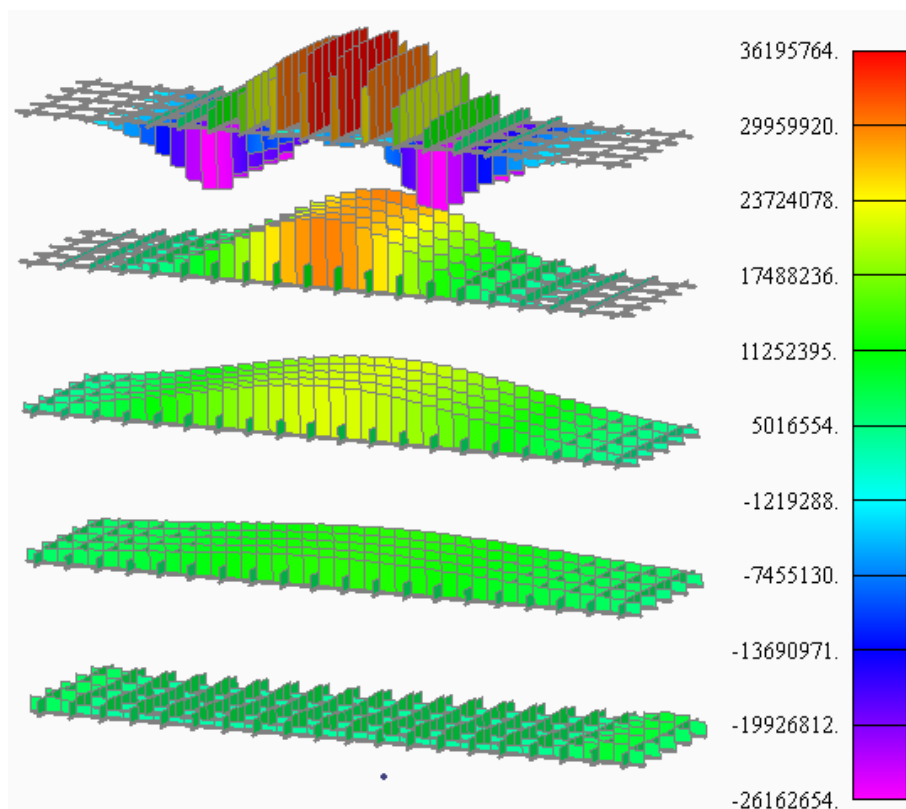


Рис. 5.2.17 – Розподіл напружень (МПа) в стержнях арматурних сіток
зразка 13АЦ-0,24

Поруч із кольоровими діаграмами розподілу напружень показані кольорові шкали із вказуванням кольору та відповідним числовим значенням напружень в МПа. На діаграмах розподілу напружень на поверхні армоцегляної кладки також показаний деформований вигляд від дії прикладеного навантаження.

Порівняння значень максимальних напружень при різних типах завантаження виконаний у табличній формі (див. таблицю 5.2.3). До цієї таблиці занесені максимальні значення стискаючих та розтягуючих напружень.

Графічно дане порівняння подано на рисунках 5.2.18–5.2.21.

Таблиця 5.2.3

Максимальні значення напружень на поверхні армоцегляної кладки та в арматурних стержнях за результатами чисельних розрахунків у залежності від типу навантаження

Шифр зразка	Розміри площадки навантаження, мм	Руйнівне навантаження $F_{\text{руй}}$, кН	Напруження на поверхні армоцегляної кладки, МПа						Напруження в арматурних стержнях, МПа	
			$\sigma_{\text{середн}}$	$\sigma_{\text{середн}}$		$\sigma_{\text{середн}}$		$\tau_{\text{середн}}$		
				стиск	розтяг	стиск	розтяг			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
13АЦ-0,1	250×100	478	-19,12	-19,46	0,39	-18,52	1,24	5,01	-20,52	24,40
13АЦ-0,14	250×150	556	-14,83	-15,08	1,42	-13,96	1,42	4,43	-21,08	24,49
13АЦ-0,24	250×250	1000	-16,00	-16,28	2,54	-14,05	2,34	5,03	-26,16	36,20

Порівнюючи отримані значення напружень, занесені до таблиці 5.2.3, можна зробити наступні висновки:

Найбільшими напруженнями є нормальні напруження σ_z до поздовжньої осі навантаження (див. рис. 5.2.18 і 5.2.19). Напруження стиску на порядок (в 10-20 разів) більші від напружень розтягу у цегляній кладці.

Найбільші значення напруження σ_z мають при найменшій площадці навантаження ($l_{\text{loc}} = 100$ мм) для зразка 13АЦ-0,1 та рівні 19,46 МПа. Найменше значення ці напруження мають для зразка 13АЦ-0,14 ($l_{\text{loc}} = 150$ мм) та рівні 15,08 МПа.

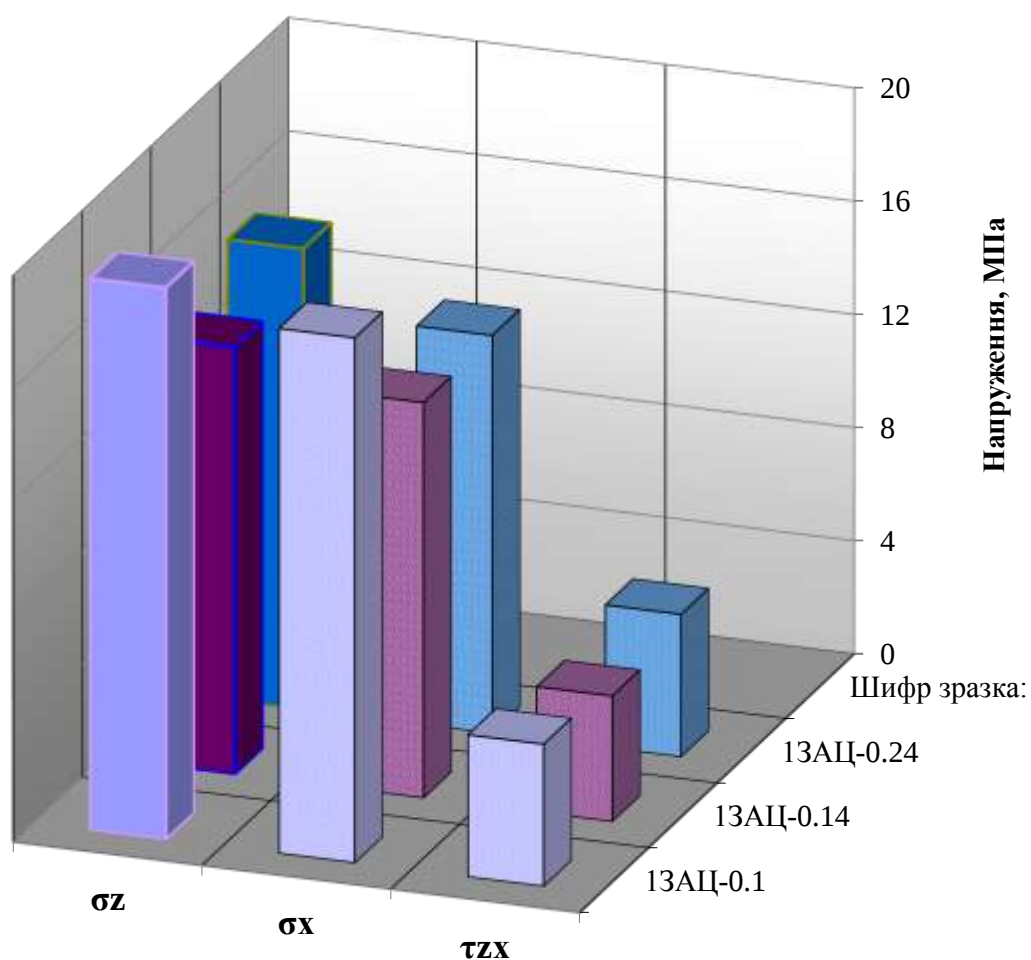


Рис. 5.2.18 – Гістограма порівняння напружень на поверхні армоцегляних зразків

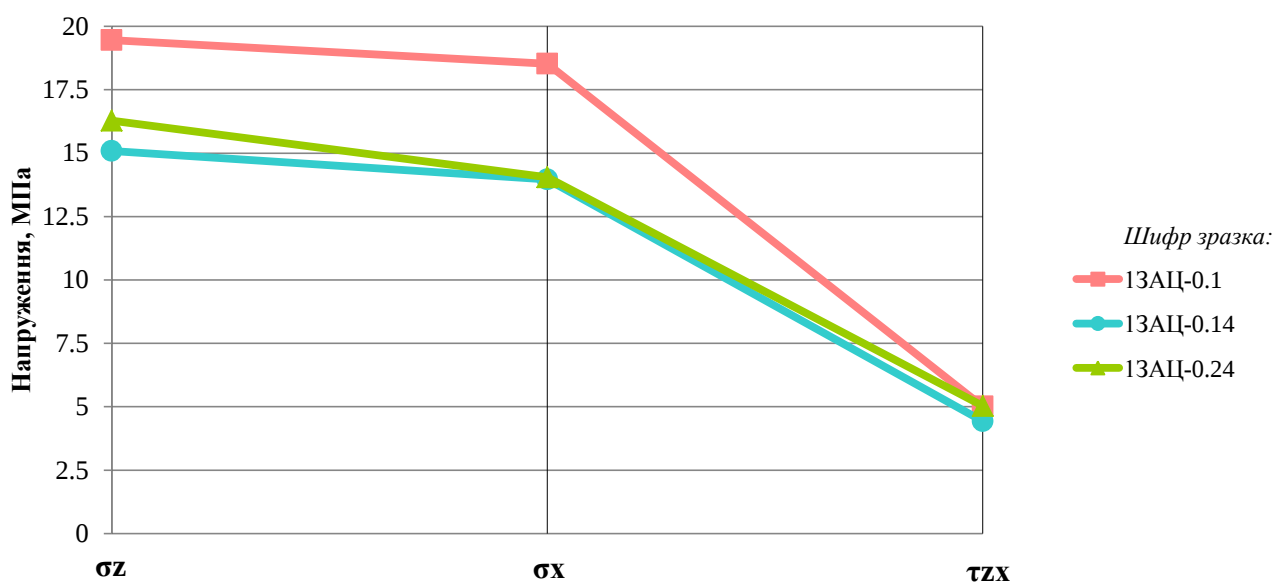


Рис. 5.2.19 – Графік порівняння напружень на поверхні армоцегляних зразків

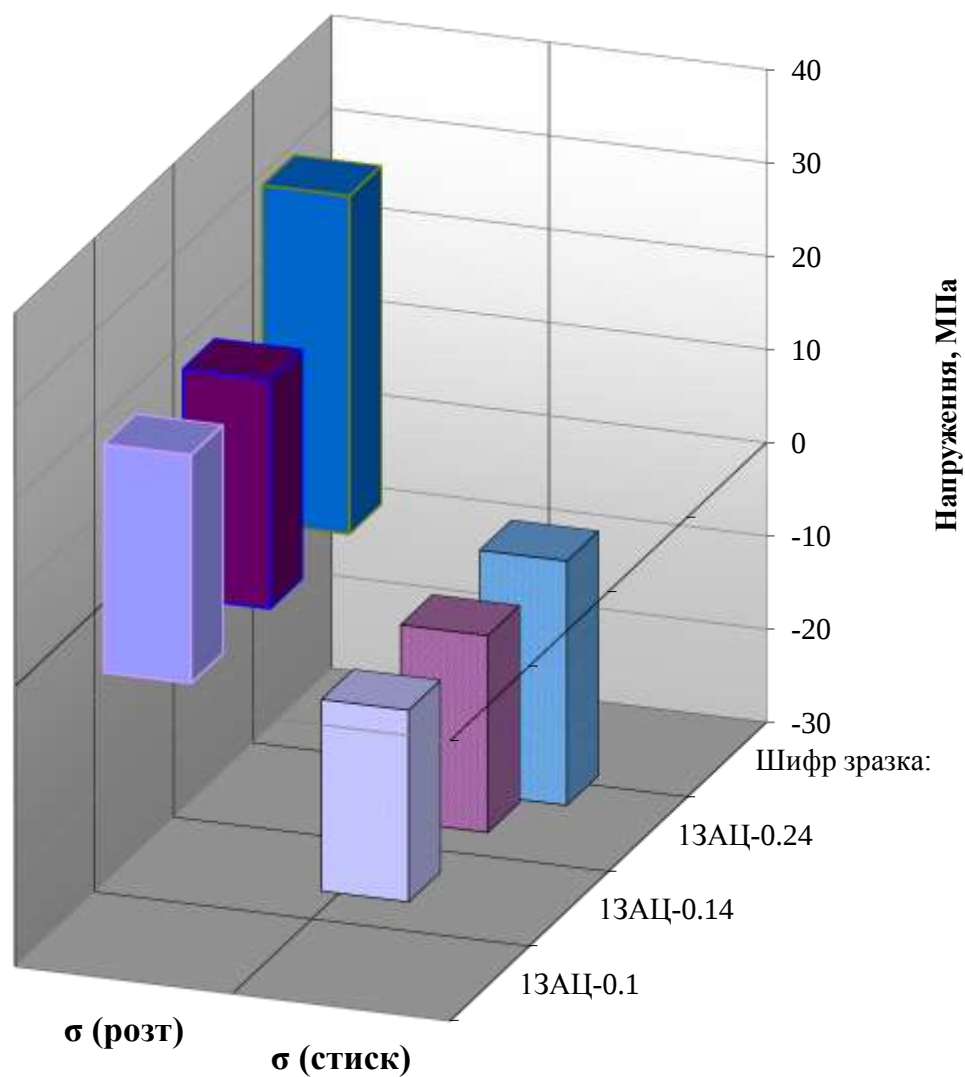


Рис. 5.2.20 – Гістограма порівняння напружень в арматурних стержнях

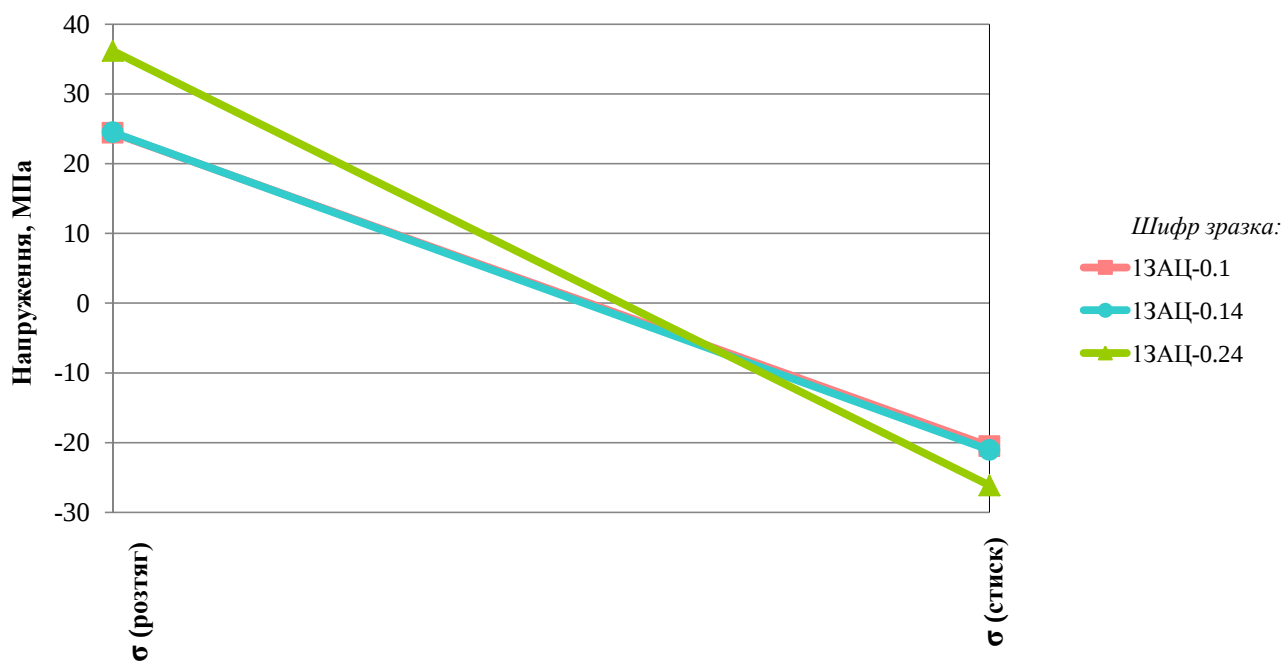


Рис. 5.2.21 – Графік порівняння напружень в арматурних стержнях

Нормальні напруження σ_x до горизонтальної осі x зразка (вздовж довшої його сторони) найбільше значення сягають у зразку 13АЦ-0,1 при $l_{loc} = 100$ мм та рівні 18,52 МПа. Найменші ці напруження у зразку 13АЦ-0,14 при $l_{loc} = 150$ мм та рівні 13,96 МПа.

Дотичні напруження зсуву τ_{zx} в площині zx найбільші для зразка 13АЦ-0,24 при $l_{loc} = 250$ мм та рівні 5,03 МПа. Найменші ці напруження у зразку 13АЦ-0,14 при $l_{loc} = 150$ мм та рівні 4,43 МПа. Розкид цих напружень складає 11,9%.

Розмір напружень в арматурних стержнях має дещо інший характер, ніж напруження на поверхні кладки (див. табл. 5.2.3 і рис. 5.2.20-5.2.21). Безпосередньо під локальною площадкою навантаження у арматурних стержнях верхніх сіток виникають напруження розтягу. Чим ширше площадка навантаження, тим довша частина арматурних стержнів працює на розтяг (див. рис. 5.2.9, 5.2.13, 5.2.17). Максимальне значення вони сягають у зразку 13АЦ-0,24. У наступних до низу зразка сітках ширина площадок із напруженнями розтягу збільшується, що підтверджує теоретичний кут поширення навантаження 45° . Поруч із ділянками розтягу в арматурних стержнях верхніх сіток (за межами локальної ділянки навантаження) в стержнях виникають сконцентровані ділянки стиску. Ширина цих ділянок близько рівна ширині ділянок розтягу. Максимальне значення стискаючих напружень в стержнях теж виникає у зразку 13АЦ-0,24.

У таблиці 5.2.4 виконано порівняння отриманих експериментально та чисельно значень нормальних до вертикальної осі z навантаження напружень σ_z . В останній колонці підраховано відхилення у відсотках цих двох значень.

Аналізуючи величину відхилення напружень, отриманих за результатами проведення експерименту та внаслідок чисельних досліджень, видно, що середнє значення відхилення складає 1,71%. Вказана величина розбіжності ще раз підтверджує достовірність результатів чисельного дослідження та підтверджує можливість використання результатів чисельного дослідження методом скінченних елементів за допомогою електронно-обчислювальних машин для дослідження напружено-деформованого стану будівельних конструкцій.

Порівняння отриманих експериментально та чисельно значень нормальних до вертикальної осі z навантаження напружень σ_z

№ п/п	Шифр зразка	Розміри площинки навантаження, мм	Руйнуюче навантаження F_u^{test} , кН	Напруження на поверхні армоцегляної кладки		
				$\sigma_z^{експер}$, МПа	$\sigma_z^{чис}$, МПа	$\Delta\sigma$, %
1	2	3	4	5	6	7
1	13АЦ-0,1	250×100	478	-19,12	-19,46	1,75
2	13АЦ-0,14	250×150	556	-14,83	-15,08	1,66
3	13АЦ-0,24	250×250	1000	-16,00	-16,28	1,72
$\Delta\sigma_{сер} =$						1,71

Далі було виконано порівняння деформацій в арматурних стержнях сіток армування цегляної кладки, отриманих після проведення експериментальних випробувань (зняття показів електротензорезисторів, наклеєних на арматурні стержні) та за результатами чисельного моделювання. Нижче на рисунках 5.2.22–5.2.24 наведено порівняння деформацій для верхньої, середньої та нижньої сіток лише для зразка 13АЦ-0,14. Розташування тензорезисторів на арматурних сітках показано на кожному графіку відповідно.

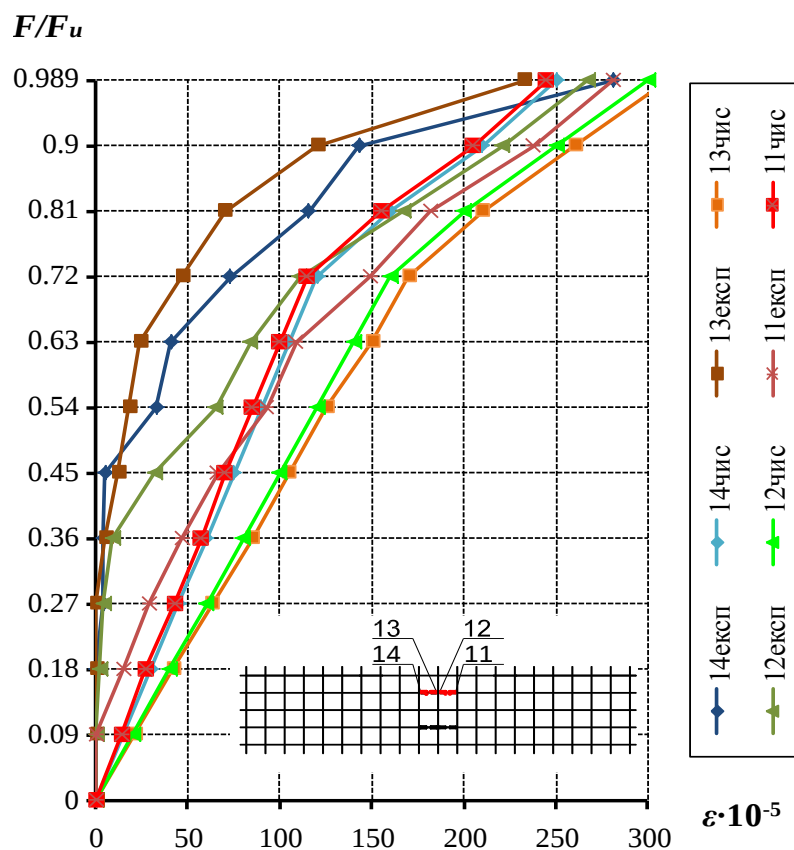


Рис. 5.2.22 – Порівняння залежності « $F/F_u - \varepsilon_s$ » для верхньої арматурної сітки зразка 13АЦ-0,14

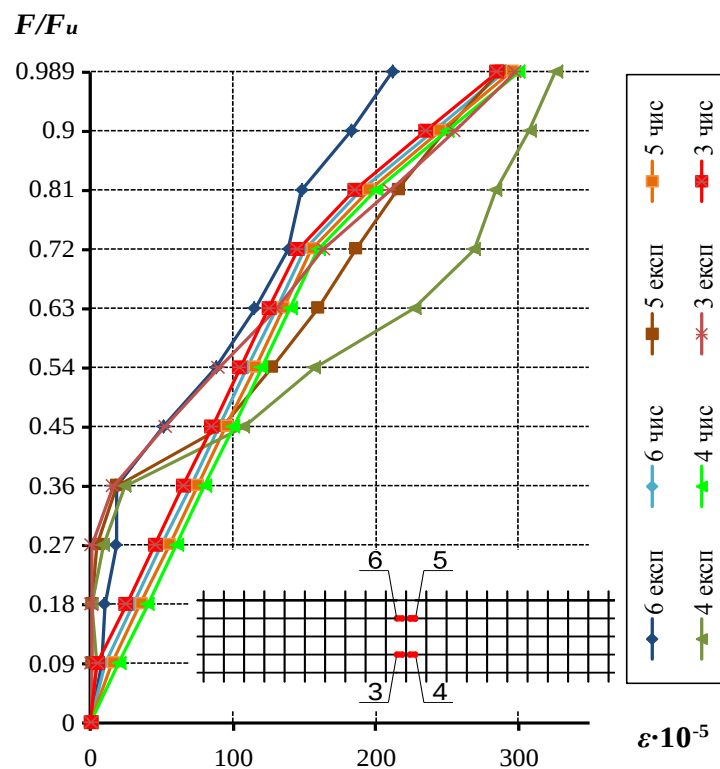


Рис. 5.2.23 – Порівняння залежності « $F/F_u - \varepsilon_s$ » для середньої арматурної сітки зразка 13АЦ-0,14

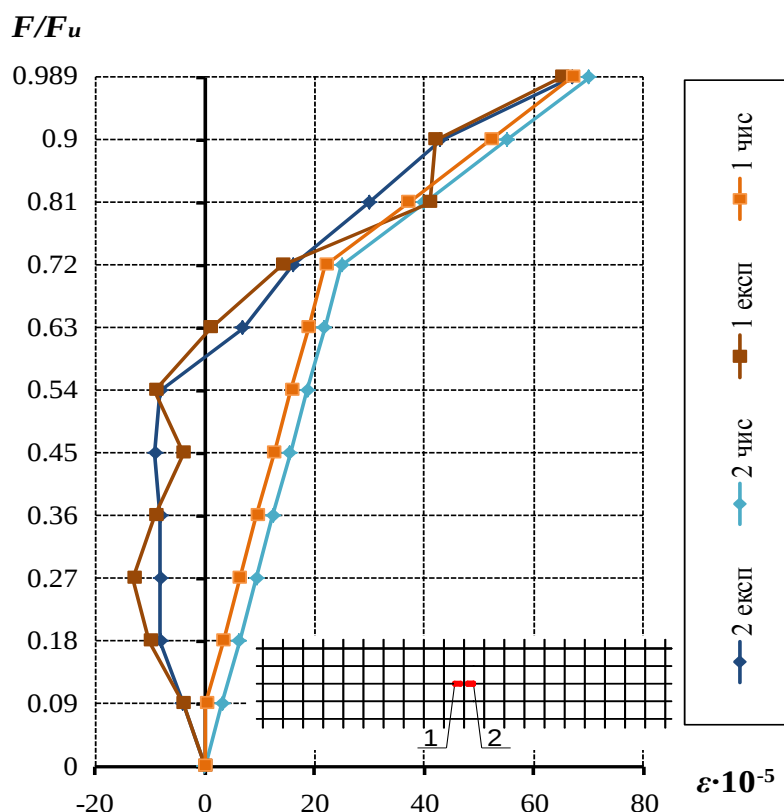


Рис. 5.2.24 – Порівняння залежності « $F/F_u - \epsilon_s$ » для нижньої арматурної сітки зразка 13АЦ-0,14

На поданих на рисунках 5.2.22–5.2.24 графіках прослідковується прямолінійна залежність на початкових ділянках завантаження на графіках, побудованих за результатами чисельного моделювання. Це пояснюється базуванням використаного програмного комплексу на законі Гука прямо пропорційності «деформації-навантаження». Загалом деформації отримані за показами електротензорезисторів під час експериментальних випробувань та за результатами чисельного моделювання дають добру збіжність (відхилення складає до 24%).

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Akshay G., Vaibhav S. (2020). Strengthening of Con-fined Masonry Structures for In-plane Loads: a Review. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 936. 012031. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/936/1/012031>
2. Cao J.J. and Bell A.J. (1994). Finite element analysis of circular flange joints under tension forces. *Proceedings of the 9th UK ABAQUS User Group Conference* Exeter College, Oxford, U.K.
3. Deltabeam. Composite beam [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://www.peikko.com/product/p=Deltabeam+product+information>
4. Galinska, T., Ovsii, D., Ovsii, A. (2022). Flexural Strength of Steel-Reinforced Concrete Composite Structural Span Elements. *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering*, 181, 131-145. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_13
5. Hasenko A., Semko P., Usenko D., Ovsii D., Kudinova A., Padun Yu., Mishchenko R. (2025). Destructions and strengthening of buildings and structures damaged as the result of non-design influences analysis: *Monograph*.
6. Hasenko, A., Usenko, D., Semko, P., & Ovsii, D. (2025). Applying mathematical modeling to determine the efficiency of reinforcing brick columns in the built-in civil defense structures with steel cages. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 4 (7 (136), 6–14. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.338165>
7. Hasenko, A.V., Semko, O.V., Drobotia, O.V. & Sirobaba, V.O. (2020). Experimental and numerical studies of nodes of light steel-reinforced concrete structures. *Proceeding of the 2020 session of the 13th fib Intern. PhD-Symposium In Civil Engineering*. Paris, France. 173-178.
8. Kristinayanti, W. S., Zaika, Y., Solimun, S., Devia, Y. P., Wibowo, M. A. (2024). Enhancing sustainable performance with green construction based on local wisdom through implementation strategy as a mediating variable. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 6 (13 (132)), 19–29. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.312522>
9. Oreta A.W.C., Kawashima K. (2003). Neural Network Modeling of Confined Compressive Strength and Strain of Circular Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, 4, 553–561.
10. Ospanov, A., Timurbekova, A., & Zhalelov, D. (2024). Mathematical modeling of the melt flow in the cone-ring channel of the extruder matrix. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 1 (7 (127), 83–98. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.290692>

11. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Hasenko, A.V. & Andriiets, K.I. (2019). Comparative analysis of numerical simulation results of work of biaxially bended reinforced concrete beams with experimental data. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*, 77, 84-92. <https://doi.org/10.31650/2415-377X-2019-77-84-92>
12. Semko, O. V., Ilchenko, T. M., Usenko, D. V., Semko, P. O., & Vakhnenko, H. V. (2025). Analysis of damage and proposals for the restoration of complex-loaded deformed brick masonry of buildings with the possibility of arranging built-in civil defense structures made of steel-reinforced concrete. *Resource-Efficient Materials, Structures, Buildings and Facilities*, 47, 621–629. <https://budres.org/index.php/budres/article/view/752>
13. Semko, O. & Hasenko, A.V. (2021). Self-stressed steel-reinforced concrete floor slab stress-strain state numerical analysis taking into account the concreting stages. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1141, 1, id.012043, 7. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1141/1/012043>
14. Semko, O.V., Hasenko, A.V. (2022). Classification of self-stressed steel-concrete composite structures. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 181, 367-374. https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-030-85043-2_34
15. Semko, O.V., Hasenko, A.V., Mahas, N.M., Fenko, O.G. & Sirobaba, V.O. (2019). Stability of light steel thin-walled structures filled with lightweight concrete. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*, 708(1), 012071. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/708/1/012071>
16. Sidnei, S., Berezovskyi, A., Kasiarum, S., & Chastokolenko, I. (2023). Revealing patterns in the behavior of a reinforced concrete slab in fire based on determining its stressed and deformed state. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 5 (7 (125), 43–49. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2023.289930>
17. Sidnei, S., Gonchar, S., Zhuravskij, M., Matsyk, I., Nozhko, I., Petukhova, O., Shnal, T., & Vykhrystenko, V. (2024). Defining a pattern in the loss of integrity by ribbed plates under fire conditions. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 5(7 (131), 15–24. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.313935>
18. Usenko D., Dovzhenko O., Pohribnyi V., Zyma O. (2020). Masonry strengthening under the combined action of vertical and horizontal forces. *Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, P. 193-199. https://phdsymp2020.sciencesconf.org/data/pages/Proceedings_phdsymp_2021.pdf
19. Usenko, D. V., Pents, M. V., Ilchenko, T. M., & Vakhnenko, H. V. (2025). Finite-element modeling of strengthened complex-loaded deformed brick columns of buildings for arranging built-in civil defense structures made of steel-reinforced concrete. *Tavriiskyi Scientific Bulletin. Series: Technical Sciences*, 4.

20. Usenko, V., Chernikov, O., Usenko, D., Pinchuk, N., Usenko, I., Byba, V. (2025). Safety parameters analysis for assessing the stone structures' strength. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1499, 012028. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1499/1/012028>
21. Wheeler A.T., Clarke M.J., Hancock, G.J. (2000). FE Modelling of Four Bolt, Tubular Moment End-Plate Connections. *Journal of Structural Engineering*, 126 (7), P 816–822.
22. Widyianto, A., Arrozi, W., Sampurno, Y. G., Paryanto, P., Widowati, A., Aminatun, T., & Sunarta, S. (2025). Development of a mobile hydraulic press machine using finite element analysis. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 1(7 (133), 76–89. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2025.316584>
23. Xiao Y. (1997). Concrete Filled Steel Tubular Column Design Based on AISC LRFD Methods. *Concrete filled steel tubes. A comparison of international codes and practices*. ASCCS Seminar, Innsbruck, 117–124.
24. Xiao Y., He W., Choi K. (2005). Confined Concrete-Filled Tubular Columns. *Journal of Structural Engineering*, 3, P.488–497.
25. Xinqiang, Y., Liang, B., Zhang, H., Zhang, Z. & He, Z. (2021). Typical brick masonry walls reinforced with high-strength mortar and steel bars in the horizontal joints. *Advances in Structural Engineering* 24, 12, 2767–2779. <http://dx.doi.org/10.1177/13694332211012238>
26. Yurchenko, V., Peleshko, I., & Rusyn, P. (2024). Optimization of cross-sectional dimensions of castellated beams with hexagonal openings. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 3(7 (129), 6–16. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.304803>
27. Zhao X.L, Wilkinson T., Hancock G.J. (2005), Cold-Formed Tubular Members and Connections. *Elsevier Science Pty Ltd, Oxford, UK*, 241 P.
28. Zhong Shan-tong. (1991). The Concrete Filled Steel Tubular (CFST) Structures in China Structures. *Proceedings of third international conference on steel-concrete composite structures. Special volume*, 65–75.
29. Барабаш М.С., Гензерський Ю.В., Марченко Д.В., Титок В.П. (2005). ЛІРА 9.2. Приклади розрахунку і проектування : навчальний посібник. К.: ФАКТ, 136 с.
30. Гасенко А.В., Юрко, П.А. (2014). Прогнозування напружено-деформованого стану стиснутих залізобетонних елементів шляхом комп'ютерного моделювання. *Зб. наук. пр.: Вісник СНАУ. Серія : Будівництво*, 10 (18), 85-90.
31. Гасенко, А.В., Дарієнко, В.В., Мельников, А.В. (2016). Моделювання роботи сталобетонних стійок із несиметричною схемою навантаження в програмному комплексі Nastran. *Зб. матеріалів IV Всеукр студентського наук-*

практ семінару «Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій» (Кіровоград, 27-28 жовтня 2016 р.), 109–111.

32. Гасенко, А.В., Джирма, С.О., Дарієнко, В.В. (2010). Чисельне дослідження вузлів сталезалізобетонних колон, виконаних із швелерів, з елементами перекриття. *Зб. наук. пр.: Наукові записки*, Кіровоград: КНТУ, 10, ч. III, 42–48.

33. Гасенко, А.В., Пащенко, А.М., Голов, О.О., Северин, В.О. (2011). Розрахунок на стійкість сталобетонних колон, виконаних із швелерів, методом скінченних елементів з урахуванням дійсних діаграм роботи матеріалів. *Зб. наук. пр. ОДАБА: Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*, 15, ч. 2, 70-74.

34. Гасенко, А.В., Пащенко, А.М., Дарієнко, В.В. (2012). Чисельне дослідження положення нульової лінії по довжині нерозрізних сталезалізобетонних балок з різним кроком встановлення гнучких анкерів. *Наук.-техн. зб. ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура*, 103, 68-73.

35. Гасенко, А.В., Пігуль, О.В., Маган, І.В. (2010). Моделювання напружено-деформованого стану безкапітельних вузлів монолітного залізобетонного перекриття із сталобетонними колонами. *Зб. наук. пр.: Вісник СНАУ. Серія : Будівництво*, 11 (14), 53-60.

36. Гасенко, А.В., Семко, П.О. (2013). Чисельні дослідження напружено-деформованого стану лінійних елементів вузлів трубобетонних колон. *Будівельні конструкції : зб. наук. пр.*, 78, кн. 2, С. 57 – 63.

37. Гасенко, А.В., Штанько, К.Г. (2021, 28-29 жовтня). Методи чисельного моделювання самонапруженої сталезалізобетонної прогінної частини штучної споруди. *Зб. матеріалів III Всеукр. студент. наук.-практ. конф.: Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій*. Кропивницький: ЦНТУ, 138.

38. Єрмоленко, Д.А., Гасенко, А.В., Демченко, О.В. (2015). Чисельне моделювання роботи стиснутого трубобетонного елемента з ядрами із високоміцного бетону. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр*, 31. С. 273–280.

39. Легостаєв А.Д. (2004). Метод скінченних елементів : *конспект лекцій*. К.: КНУБА, 112 с.

40. Міщенко, Р.А., Гасенко, А.В., Меркотан, Д.О., Продан, Д.С. (2013). Експериментально-чисельні дослідження вузлів сталевих труб з лінійними фасонними елементами. *Сучасні будівельні конструкції із металу та деревини : зб. наук. пр*, 17, 146 – 151.

41. Пінчук, Н.М., Гасенко, А.В., Яворська, А.С. (2014). Комп'ютерне моделювання напружено-деформованого стану армоцегляної кладки при

місцевому її стисненні. *Тези 66-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. Том 1.* (Полтава, 15 квітня – 15 травня 2014 р.), 367 – 369.

42. Процик, Р.В., Пінчук, Н.М., Гасенко, А.В. (2016). Розрахункова модель напружено-деформованого стану місцево-стисненої армоцегляної кладки стін. *Проблеми сучасного будівництва : Матеріали III Всеукр. інтернет-конф. молодих учених і студентів* (Полтава, 25 листопада 2016 року), 28–29.

43. Рудаков К.Н. (2011). FEMAP 10.2.0. Геометричне та скінченно-елементне моделювання. К.: КПП, 317 с.

44. Семко, О.В., Гасенко, А.В. (2008). Моделювання напружено-деформованого стану колон із швелерів. *Дороги і мости : зб. наук. пр.*, 9, 228–233.

45. Семко, О.В., Гасенко, А.В. (2010). Аналіз розрахунку методом скінченних елементів напружено-деформованого стану проміжного вузла сталезалізобетонних рам. *Зб. наук. пр. НУ «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 662, 345–349.

46. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Авраменко, Ю.О. (2012). Моделювання напружено-деформованого стану легких сталевих тонкостінних конструкцій. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: зб. наук. пр.*, 9, 386 – 392.

47. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Дарієнко, В.В. (2009). Теоретичне моделювання напружено-деформованого стану гнучких анкерів. *Зб. наук. пр.: Вісник ОДАБА. Серія: Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Сейсмостійкість будівель та споруд*, 33, 140–145.

48. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Лазарєв, Д.М., Авраменко, Ю.О. (2011). Особливості моделювання напружено-деформованого стану легких сталевих тонкостінних конструкцій. *Вісник ДНУЗТ імені академіка В. Лазаряна*, 39, 191 – 194.

49. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Сіробаба, В.О. (2018). Оптимізація розмірів та типу скінченних елементів під час моделювання роботи надлегких сталезалізобетонних конструкцій, *Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. тез*, 13, 30–32.

50. Семко, П.О. (2016). Features of deformation of compressed concrete filled tubular elements with separable joints. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди: зб. наукових праць*, 32, 258–266.

51. Стороженко, Л.І., Авраменко, Ю.О., Семко, П.О. (2016). Розрахунок стиснутих трубобетонних елементів та порівняння результатів із експериментальними даними. *Сучасні будівельні конструкції із металу та деревини: зб. наук. пр.*, 20, 134–140.

