

МЕТОДИКА МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВУЗЛІВ ЖОРСТКОГО З'ЄДНАННЯ ТРУБОБЕТОННОЇ КОЛОНИ З МОНОЛІТНИМ ЗАЛІЗОБЕТОННИМ ПЕРЕКРИТТЯМ

© Кущенко В. М., Галушак Ю. Г., 2018

Розроблено методику моделювання напружено-деформованого стану вузлів жорсткого з'єднання труобетонної колони з монолітним залізобетонним перекриттям. Моделювання проводили в програмному комплексі Femap (NX Nastran) на основі геометричних моделей, створених у графічному середовищі Autocad. Крайові умови навантаження вузла на основі моделі 40-поверхового будинку з кроком колон 6х6 м змодельовано в програмному комплексі ЛІРА. В результаті проведеного моделювання вузла з'єднання труобетонної колони та монолітного залізобетонного перекриття отримано графіки розподілу напружень та деформацій, що дало змогу визначити умови роботи елементів вузла та зони концентрації напружень. Результати аналізу напружень за скінченно-елементною моделлю дали змогу покращити вузол завдяки створенню зовнішніх ребер, що знизили концентрації напружень у вузлі. За результатами моделювання вузла бетонне ядро труобетонної колони включається в роботу колони на стиск і приймає на себе від 55 до 60 % навантаження.

Ключові слова: труобетонні конструкції, монолітне залізобетонне перекриття, рамні вузли, скінченно-елементний аналіз.

V. Kushchenko, Y. Halushchak
Lviv Polytechnic National University,
Department of building construction and bridges

A METHODOLOGY OF MODELLING THE STRESS-STRAIN STATE OF RIGID CONNECTION JOINTS OF SITECAST REINFORCED CONCRETE CEILING TO CONCRETE FILLED TUBE COLUMN

© Kushchenko V., Halushchak Y., 2018

The methodology of modeling the stress-strain state of rigid connection joints of sitecast reinforced concrete ceiling to concrete-filled column was developed. The construction of ceiling include the external steel reinforcement plates, which works as ceiling-height beams and steel rigid element, which crosses the concrete filled tube core and allows to transfer the loads from the ceiling on the concrete filled column. The modeling was done with the Femap (NX Nastran) software package, using the geometry models, created in the Autocad graphic environment. An edge loads for the rigid connection joint of steel elements of sitecast reinforced concrete ceiling to concrete-filled column was taken from the model of a 40-floor building with the 6m column step, which was modeled in Lira software package. The bending moment from the ceiling was attached as a distributes pair of forces to the flanges of the external steel ceiling reinforcement plates and the shear force was attached to the steel web of an internal rigid element. As a result of modeling the stress-strain state of rigid connection joints of steel elements of sitecast reinforced concrete ceiling to concrete-filled column, the diagrams of the stress and strain distribution were received. The diagrams of the stress and strain distribution allowed researchers to determine the joint elements working conditions and stress

concentrations. The maximum stresses were occurred in the web of the internal rigid element and in the corners of the top flanges of the external steel ceiling reinforcement plates. The analysis of the stresses in the rigid connection joint of steel elements of sitecast reinforced concrete ceiling to concrete-filled column finite element model allowed researchers to optimize the joint with the external stiffeners creation, which allowed to increase the overall connection stiffness. The concrete filled and non-concrete filled tube models comparison was made to receive the concrete filled column core bearing conditions. According to the results of comparison modeling, the concrete core of concrete filled column is included in the column work and bear the 55–60 % of ceiling load.

Key words: concrete filled tube constructions, sitecast constructions reinforced concrete ceiling, frame joints, finite element analysis.

Вступ. Трубобетонні конструкції останнім часом все більше використовують в будівництві висотних будівель та споруд завдяки вдалому поєднанню сталеві оболонки та внутрішнього бетонного ядра. Завдяки бетонному ядру зростають місцева стійкість сталеві оболонки та несуча здатність всієї колони. Окрім цього, в умовах всебічного стиску міцність бетону значно підвищується, що дає змогу зменшувати переріз колон, тим самим збільшуючи корисну площу приміщень [1]. Проте широке застосування трубобетонних колон у будинках з монолітним залізобетонним каркасом обмежується у зв'язку зі складністю влаштування вузла жорсткого з'єднання трубобетонної колони з залізобетонним монолітним перекриттям, які дають змогу створювати ефективні рамні каркаси для будівель підвищеної поверховості.

Огляд наукових джерел і публікацій. Як показав аналіз існуючих конструктивних форм вузлів з'єднання трубобетонних колон з різними типами перекриття, нова, запропонована авторами, конструктивна форма [2] просторового вузла жорсткого з'єднання трубобетонної колони з сталебетонним перекриттям зі сталевим, полосовим, зовнішнім армуванням розроблена за результатами дослідження сталебетонних конструкцій із зовнішнім полосовим армуванням Ф. Є. Клименка [3]. Запропонована нова конструктивна форма означеного вузла повністю відповідає можливостям сучасних будівельних організацій та має низку переваг порівняно з іншими конструктивними формами з'єднання, які було висвітлено у попередніх публікаціях авторів [4, 5]. Це позначає ефективний напрям розвитку конструктивних форм трубобетонних конструкцій та забезпечує безперечну наукову новизну подальших досліджень.

Порівняльне моделювання сталебетонного та звичайного залізобетонного перекриття, виконане в роботі авторів [4], показало, що нова конструктивна форма вузла з'єднання трубобетонної колони з монолітним сталебетонним перекриттям дозволяє забезпечити жорстке з'єднання колони з монолітною сталебетонною плитою перекриття та передавання поперечних зусиль зі сталебетонної плити перекриття на сталеву оболонку та бетонне ядро трубобетонної колони. Використання поясів зовнішнього сталевих армування в монолітній залізобетонній плиті значно зменшує згинальні зусилля в прольоті плити та забезпечує роботу перекриття за балково-нерозрізною схемою. Результати роботи [3] також підтверджують справедливність припущення, оскільки згинальний момент в означених вузлах з'єднання трубобетонних колон з монолітним залізобетонним перекриттям переважно передається за рахунок роботи сталевих елементів композитної (сталезалізобетонної) конструкції. Попередні роботи авторів, в яких проаналізовано напружено-деформований стан просторового каркаса багатопверхових будівель, дали змогу визначити крайові умови для подальшого моделювання напружено-деформованого стану рамних вузлів з'єднання монолітних залізобетонних плит із трубобетонними колонами [5].

Отже, отримані авторами в попередніх роботах [4, 5] результати створюють підґрунтя для розроблення методики детального аналізу напружено-деформованого стану, просторових, рамних вузлів з'єднання монолітної залізобетонної плити з трубобетонною колоною.

Досвід влаштування вузлів з'єднання трубобетонних колон зі сталевими елементами перекриття [9, 10] вказує на необхідність розташування сталевих елементів (анкерів, діафрагм чи

ребер) для повного включення бетонного ядра в роботу колони та влаштування ребер жорсткості в рівні поясів двотаврових балок для забезпечення просторової жорсткості вузла.

Мета та завдання дослідження полягає у створенні методики скінченно-елементного моделювання напружено-деформованого стану жорстких вузлів з'єднання трубобетонних колон із монолітним залізобетонним перекриттям, що містить пояси зовнішнього сталевих армування, а також у аналізі результатів моделювання.

Методика досліджень. Моделювання напружено-деформованого стану моделей вузлів жорсткого з'єднання трубобетонних колон виконано в програмі Femap (NX Nastran) через можливість повного врахування особливості взаємодії сталевих і залізобетонних елементів композитної (сталезалізобетонної) конструкції.

Геометричні віртуальні моделі створювали в графічному середовищі програми Autocad та імпортували в робоче середовище Femap, де проводили фінальні етапи моделювання – задання геометричних характеристик перерізів та створення скінченно-елементної сітки.

Сталеву та бетонну частини скінченно-елементної моделі створювали окремо. Матеріали моделі – сталь та бетон – задавали ізотропними. Значення фізико-механічних характеристик сталі та бетону (модулі пружності Юнга E та коефіцієнти поперечних деформацій ν), а також закони деформування $S-e$, брали за чинними нормами [6–8]. Для моделі вибрано поєднання об'ємних та плоских скінченних елементів. Плоскі скінченні елементи використовували для моделювання сталевих пластин та сталевих труби, об'ємні – для бетону. Передавання моменту та перерізаючої сили відбувається за рахунок сталевих елементів. В моделі не враховано впливу тертя між бетоном та сталеву оболонкою на роботу вузла. Взаємодію між сталеву трубою та бетоном враховують у точках нижньої грані внутрішнього елемента жорсткості та точках приєднання нижніх поясів зовнішнього армування плити.

Для створення скінченно-елементної моделі вибрано сітку з чотирикутних елементів з розміром грані до 25 мм – для плоских скінченних елементів та сітку з гексаєдрів з розміром грані до 25 мм для об'ємних скінченних елементів. У цьому випадку відхилення становить до 3 % від середнього значення, отриманого розрахунками за сіткою скінченних елементів розміром грані від 10 мм до 25 мм, що дає змогу ефективніше використовувати обчислювальні ресурси комп'ютера та оптимізувати процес моделювання.

Після розбиття об'ємних та плоских елементів моделі на скінченні елементи об'єднували збіжні вузли за спільними гранями сталевих елементів у місцях зварних швів. Об'ємні скінченні елементи бетонного ядра з'єднано зі скінченними елементами сталевих пластин у вузлах нижньої грані внутрішнього ребра жорсткості та із вузлами сталевих труби в місцях приєднання нижніх поясів зовнішнього армування плити. На рис. 1 та 2 показано вигляд змодельованого вузла після розбиття на скінченні елементи.

Крайові умови для моделі вузла брали на основі спроектованої та розрахованої в програмному комплексі ЛПРА схеми 40-поверхового будинку із кроком колон 6×6 м. За прийнятою розрахунковою схемою жорсткого вузла з'єднання монолітного залізобетонного перекриття з трубобетонною колоною навантаження прикладено до поясів зовнішнього армування та стінки утвореного поясами зовнішнього армування та ребром внутрішнього елемента жорсткості, двотаврового перерізу згідно з даними, наведеними в табл. 1. Нижню частину колони закріплено від поступальних та обертальних переміщень в трьох осях координат, верхню частину колони закріплено від поступальних переміщень у площині поперечного перерізу колони від обертальних переміщень у трьох осях. В'язі прикладено до крайніх точок плоских скінченних елементів трубобетонної оболонки та до крайніх точок об'ємних елементів бетонного ядра. Така схема навантаження та закріплення моделі разом з застосування граничних умов (табл. 1) дала змогу наблизити змодельований вузол з'єднання трубобетонної колони та монолітного залізобетонного перекриття до реальних умов його роботи в каркасі багатоповерхової будівлі.

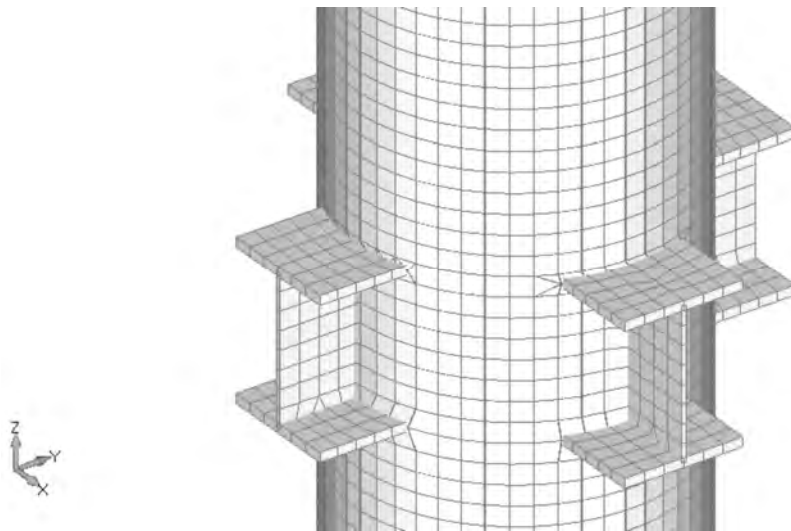


Рис. 1. Вигляд скінченно-елементної моделі вузла

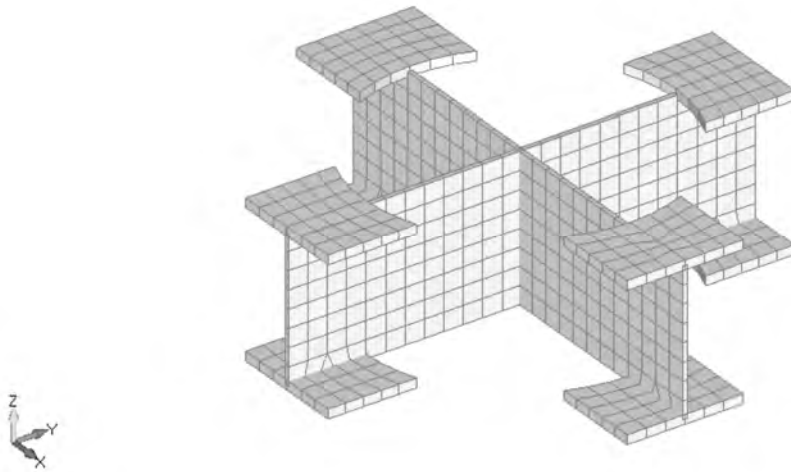


Рис. 2. Вигляд внутрішньої частини скінченно-елементної моделі вузла

Таблиця 1

Крайові умови навантаження для моделі вузла жорсткого з'єднання трубоконтонної колони з монолітним залізобетонним перекриттям

Поверхи будівлі	Діаметр колони, мм	Крайовий згинальний момент, кНм	Крайова поперечна сила, кН
1–10	720	47.87	76.59
11–20	560	54.06	86.49
21–30	402	60.42	96.67
31–40	299	66.06	105.69

Результати досліджень. У результаті проведеного моделювання вузла з'єднання трубоконтонної колони та монолітного залізобетонного перекриття отримано графіки розподілу напружень та деформацій відносно головних осей та їх числових значень.

На рис. 3 показано вигляд деформованої металеві частини вузла – сталеві оболонки колони та зовнішнього армування після прикладення навантаження. На шкалі зазначено величини напружень у кН/мм^2 на поверхні металевих елементів. Напруження досягають найбільших значень у ребрі внутрішнього елемента жорсткості у зв'язку з різкою геометричною зміною перерізу.

На рис. 4 показано вигляд деформованого ребра внутрішнього елемента жорсткості після прикладення навантаження. На шкалі показано величини напружень у кН/мм^2 . На схемі можна

спостерігати значні концентрації напружень у зоні приєднання ребра внутрішнього елемента жорсткості до сталеві оболонки труботетонної колони та верхнього поясу зовнішнього армування монолітної залізобетонної плити перекриття.

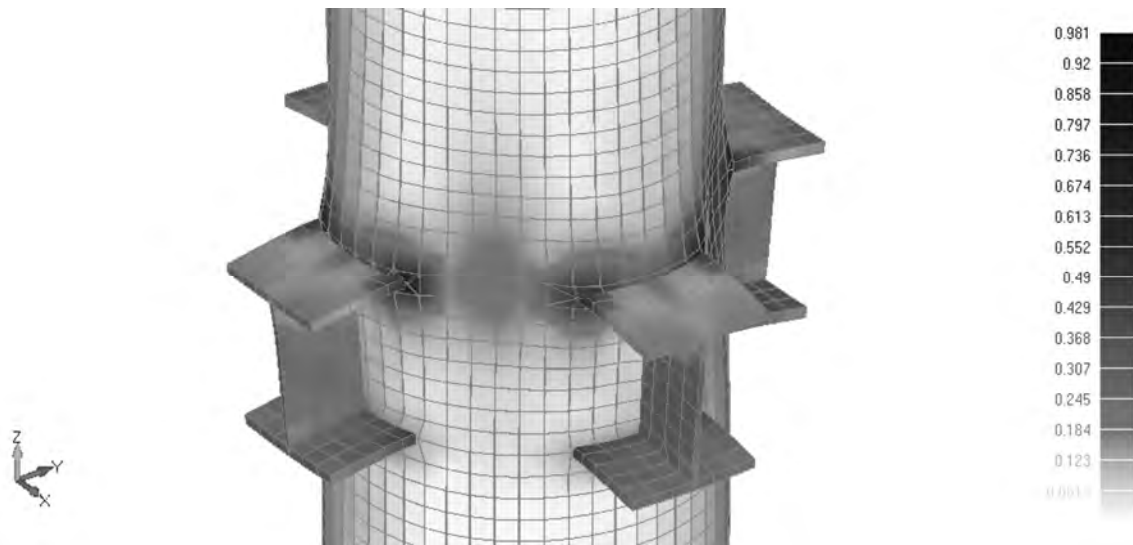


Рис. 3. Схема деформування вузла

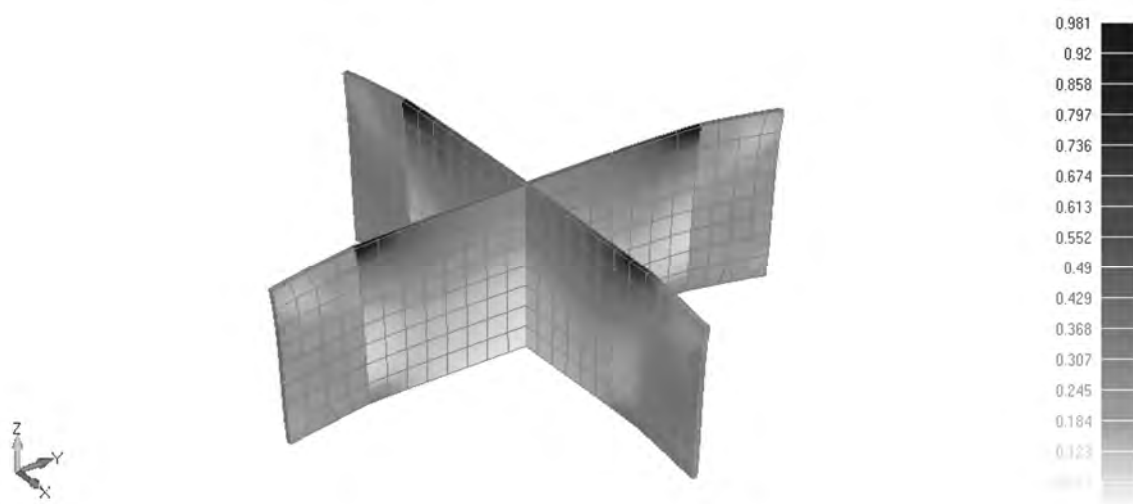


Рис. 4. Схема деформування ребра внутрішнього елемента жорсткості

На рис. 5 показано вигляд деформованого бетонного ядра труботетонної колони після прикладання навантаження. На шкалі показано величини напружень у kH/mm^2 в об'ємних скінченних елементах бетонного ядра. На схемі спостерігається збільшення рівня напружень у зоні приєднання нижніх поясів зовнішнього армування, що зумовлено передаванням стискувальних зусиль зі сталеві оболонки труботетонної колони на бетонне ядро.

Проаналізовано напруження в сталевих елементах та бетоні за отриманими результатами розрахунку моделі методом скінченних елементів (рис. 3–5). У поясах зовнішнього армування плити спостерігаються в основному нормальні напруження, тоді як стінка внутрішнього елемента жорсткості та сталеві оболонка труботетонної колони працюють у складному напружено-деформованому стані. Також спостерігаються напруження стиску в бетонному ядрі труботетонної колони, в зоні прикріплення нижніх поясів зовнішнього армування та в зоні передавання напружень зі сталеві елемента жорсткості, які розподіляються рівномірно по перерізу бетонного ядра на відстані двох діаметрів колони від вузла. Визначено зони концентрації напружень у стінці внутрішнього елемента жорсткості та кутах з'єднання верхніх поясів зовнішнього армування зі

сталевою трубою (рис. 3, 4). Дослідивши досвід влаштування вузлів з'єднання трубобетонних колон зі сталевими елементами перекриття [9, 10], розроблено модель із зовнішніми ребрами, привареними до поясів зовнішнього армування перекриття (рис. 6–8), що зменшило концентрацію напружень вдвічі (рис 3, 6).

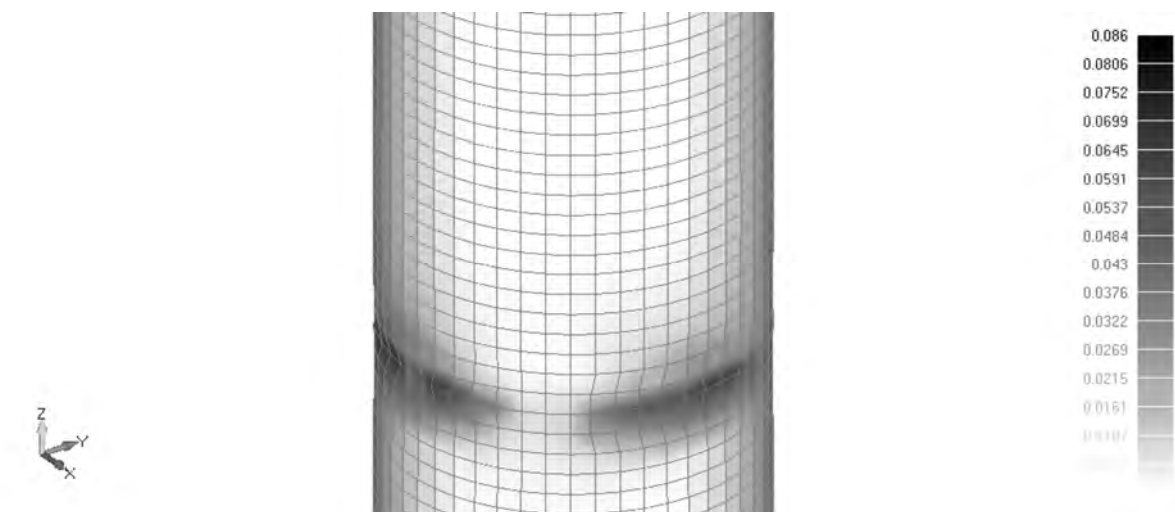


Рис. 5. Схема деформування та розподілу поверхневих напружень бетонного ядра трубобетонної колони

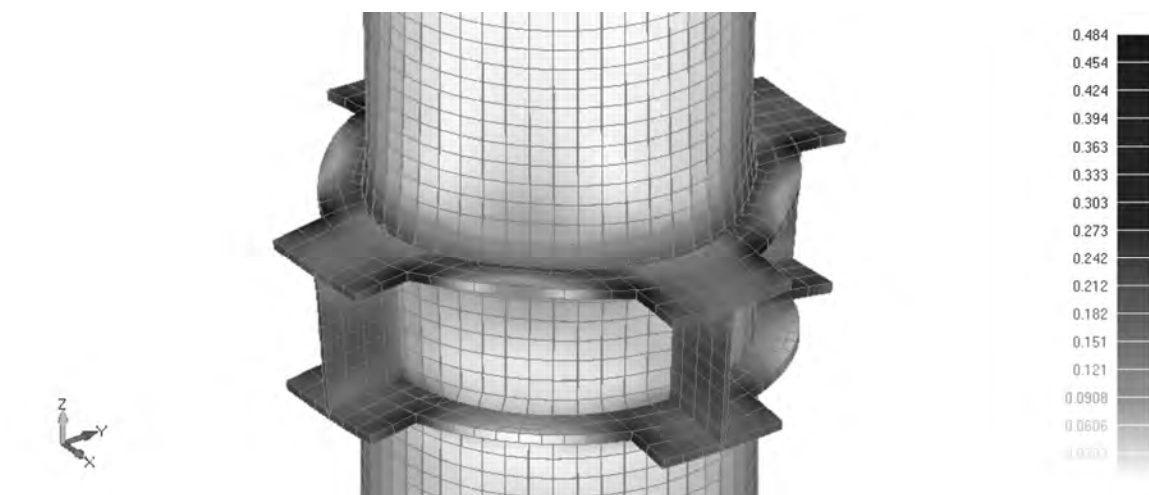


Рис. 6. Схема деформування вузла з зовнішніми ребрами

На рис. 6, 7 та 8 показано відповідно вигляд деформованої металевої частини вузла із зовнішніми ребрами – сталевій оболонки колони та зовнішнього армування після прикладення навантаження, деформованого ребра внутрішнього елемента жорсткості та вигляд деформованого бетонного ядра трубобетонної колони вузла із зовнішніми ребрами після прикладення навантаження. На шкалі показано величини напружень у кН/мм^2 .

У табл. 2 порівняно напруження в сталевій оболонці трубобетонної колони без бетонного ядра та в сталевій оболонці трубобетонної колони з приєднанням бетонного ядра в точках нижньої грані внутрішнього елемента жорсткості та точках приєднання нижніх поясів зовнішнього армування плити, а також відсоток включення бетонного ядра в роботу перерізу колони. Аналіз результатів моделювання показує, що використання внутрішнього ребра жорсткості дає змогу включати бетонне ядро в роботу перерізу на величину від 55 % (для діаметрів до 300 мм) до 63 % (для діаметрів від 550 мм).

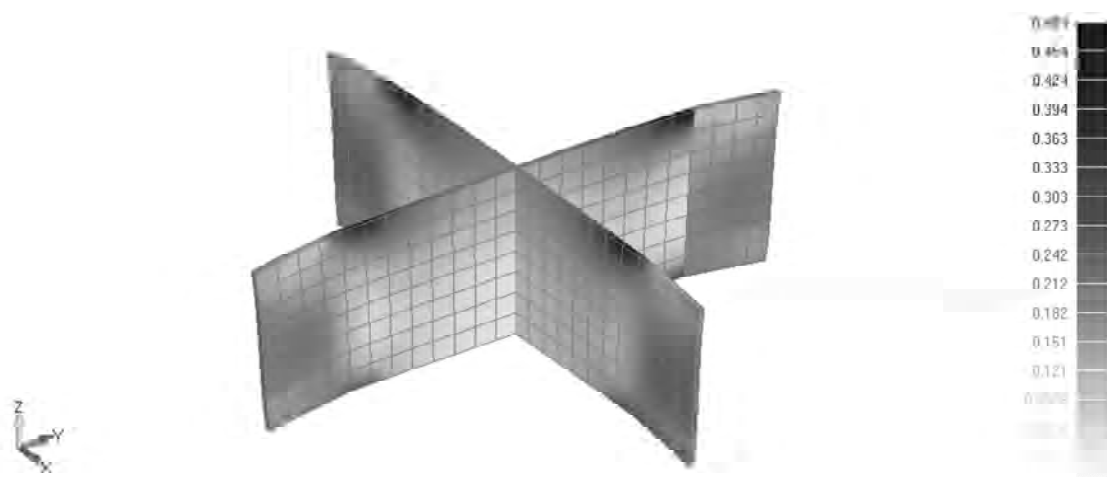


Рис. 7. Схема деформування ребра внутрішнього елемента жорсткості вузла із зовнішніми ребрами

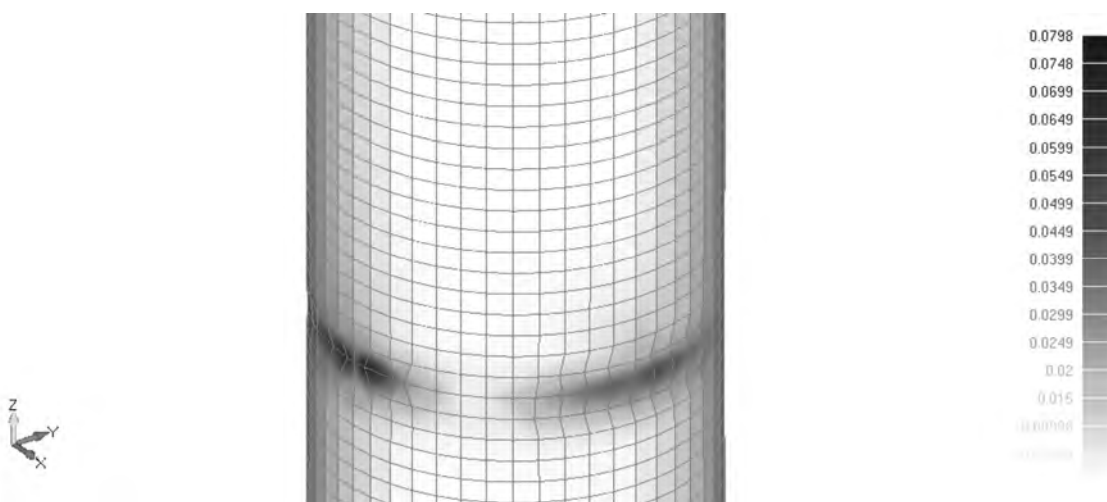


Рис. 8. Схема деформування та розподілу поверхневих напружень бетонного ядра труботонної колони вузла із зовнішніми ребрами

Таблиця 2

Ефективність включення в роботу бетонного ядра труботонної колони

Діаметр колони, мм	Напруження в сталевій трубі без врахування бетонного ядра, МПа	Напруження в сталевій трубі з врахуванням бетонного ядра, МПа	Включення бетонного ядра в роботу перерізу, %
720	15.9	5.9	63
560	20.5	7.5	63
402	32.4	12.9	60
299	48.3	21.7	55

Висновки. За отриманими результатами можна зробити висновок, що комп'ютерне моделювання методом скінченних елементів дало змогу виявити місця з найбільшими напруженнями в стінці внутрішнього елемента жорсткості та кутах з'єднання верхніх поясів зовнішнього армування зі сталевією трубою і покращити конструкцію вузла з'єднання труботонної колони з монолітним залізобетонним перекриттям; завдяки використанню зовнішніх ребер знизився рівень концентрацій напружень у стінці внутрішнього елемента жорсткості та в точках кріплення поясів зовнішнього армування.

Передавання навантаження з перекриття на бетонне ядро труботетонної колони створює якісно кращі умови для роботи труботетонної колони, ніж передавання навантаження з перекриття на сталеву оболонку. З використанням сталевих елементів, що перетинають бетонне ядро труботетонної колони, знижують навантаження на труботетонну оболонку колони на 55–60 % завдяки включенню бетону в роботу колони на стиск.

1. Стороженко Л. І. Сталезалізобетонні каркаси багатопверхових будівель / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. В. Нижник, С. О. Мурза. – Полтава, 2017. – 279 с. 2. Patent UA № 111545, E04B 5/43, I/04 “Vuzol z yednannya trubobetonnoi kolony z monolitnym zalizobetonnym perekryttyam” [The connection of concrete filled tube with sitecast reinforced concrete ceiling] [in Ukrainian]. 3. Клименко Ф. Є. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К.: Будівельник, 1984. – 83 с. 4. Куценко В. М., Галушчак Ю. Г. Аналіз сучасного досвіду проектування будівель з застосуванням труботетонних елементів // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – 2016. – № 844: Теорія і практика будівництва. – С. 120–126. 5. Куценко В. М., Галушчак Ю. Г. Нова конструктивна форма жорсткого з’єднання монолітного залізобетонного перекриття з труботетонною колоною // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – 2017. – № 877: Теорія і практика будівництва. – С. 126–130. 6. ДБН В.2.6-160:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-11-01]. 7. Eurocode 2: EN 1992-1-1: Design of concrete structures. 8. Eurocode 4: BS EN 1994-1-1:2004: Design of composite steel and concrete structures. 9. Alostaz Y., Schneider S. Connections to concrete-filled steel tubes. University of Illinois, 1996. – 311 p. 10. Morino S., Tsuda K. Design and construction of concrete-filled steel tube column system in Japan // Earthquake engineering and engineering seismology. 2005. Vol. 4, No. 1. P. 51-73.

References

1. Storozhenko L. I. Stalezalizobetonni karkasy bahatopoverkhovukh budivel. [Steel reinforced concrete frames of multistory buildings] [in Ukrainian]. – L. I. Storozhenko, D. A. Yermolenko, O. V. Nyzhnyk, S. O. Murza – Poltava, 2017. – 279 p. 2. Patent UA № 111545, E04B 5/43, I/04 “Vuzol z yednannya trubobetonnoi kolony z monolitnym zalizobetonnym perekryttyam” [The connection of concrete filled tube with sitecast reinforced concrete ceiling] [in Ukrainian]. 3. Klymenko F. Stalebetonnye konstruksii s vneshnim polosovym armirovaniem [Steel reinforced concrete constructions with external plate reinforcement]. Kyiv, Budivelnyk, 1984. – 83 s. [in Russian]. 4. Kushchenko V., Halushchak Y. Analiz suchasnoho dosvidu proektuvannya budivel z zastosuvannyam trubobetonnykh elementiv [The analysis of modern experience in building designing with concrete filled tube elements application] // National university “Lviv polytechnic” Visnyk – 2016. – No. 844: Theory and practice of building. – pp. 120–126. [in Ukrainian]. 5. Kushchenko V., Halushchak Y. New constructive form of rigid connection of sitecast reinforced concrete ceiling to concrete filled tube column // National university “Lviv polytechnic” Visnyk – 2017. – № 877: Theory and practice of building. – pp. 126–130. [in Ukrainian]. 6. DBN B.2.6-160:2010. from 1th November 2011. Kiev: National standard of Ukraine [in Ukrainian]. 7. Eurocode 2: EN 1992-1-1: Design of concrete structures. 8. Eurocode 4: BS EN 1994-1-1:2004: Design of composite steel and concrete structures. 9. Alostaz Y., Schneider S. Connections to concrete-filled steel tubes. University of Illinois, 1996. – 311 p. 10. Morino S., Tsuda K. Design and construction of concrete-filled steel tube column system in Japan // Earthquake engineering and engineering seismology. 2005. Vol. 4, No. 1. P. 51–73.